



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA  
Área Departamental de Engenharia Civil



## Segurança de Pontes na Fase Construtiva

INÊS DOS ANJOS ALMEIDA

Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Especialista Luísa Maria Conceição Ferreira Cardoso Teles Fortes

Vogais:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Dezembro de 2016



*Aos meus pais*



# Agradecimentos

Quero agradecer aos meus pais, e à minha restante família pelo apoio e compreensão.

Agradeço ao Engenheiro Luciano Jacinto, meu orientador, por me ter guiado ao longo deste trabalho, com toda a sua paciência, conhecimento e experiência.

Agradeço ao José por estar sempre ao meu lado com um sorriso.

Quero agradecer aos meus amigos pelo companheirismo e troca de experiências durante esta nova etapa.

Quero agradecer a todos os meus professores, por me terem transmitido os seus conhecimentos, contribuindo para a minha formação.



# Resumo

A construção de pontes sofreu melhoramentos ao longo do tempo, mas ainda continuam a ocorrer acidentes durante a construção. De facto, como se demonstra neste trabalho, muitos desses colapsos ocorrem na fase construtiva.

Apresenta-se neste trabalho, para além de uma visão geral dos processos construtivos, uma síntese de um número significativo de acidentes ocorridos durante a construção. Enfatiza-se as lições aprendidas com esses acidentes.

Apresenta-se também uma síntese das disposições constantes nos Eurocódigos relacionados com a verificação da segurança durante a construção, incluindo as ações a considerar e a sua quantificação.

Por fim, é apresentado um caso de estudo no qual a segurança na fase construtiva assumiu particular importância. Acerca da ponte estudada - Ponte Internacional de Quintanilha - construída por avanços sucessivos - houve necessidade de conceber um conjunto de cabos exteriores com a finalidade de garantir a segurança face a um cenário de queda de carro de avanços e respectiva aduela.

## Palavras chave

Pontes; Processos Construtivos; Segurança; Ações; Ponte Internacional de Quintanilha.



# Abstract

The construction of bridges has undergone improvements over time, but the accidents still continue to occur during construction. In fact, as it is demonstrated in this work, many of these breakdowns occur in the constructive phase.

It is presented in this work, besides an overview of the constructive processes, a summary of a significant number of accidents occurred during construction. It is emphasized the lessons learned from these accidents.

It is also presented a summary of the dispositions contained in the Eurocodes related to the verification of safety during construction, including actions to consider and its quantification. Finally, a case of study is presented in which, security in the construction phase assumed particular importance. About studied bridge - *Quintanilha International Bridge* - built by balanced cantilever method - there was a need to devise a set of external cables in order to ensure safety against the scenario of traveller fall of advances and their segment.

## Key words

Bridges; Constructive Processes; Safety; Actions; *Quintanilha International Bridge*



# Conteúdo

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento e atualidade do tema . . . . .	1
1.2	Objetivos . . . . .	1
1.3	Estrutura do trabalho . . . . .	1
<b>2</b>	<b>Processos construtivos de pontes</b>	<b>5</b>
2.1	Construção tramo a tramo . . . . .	5
2.1.1	Cavalete apoiado sobre o terreno . . . . .	5
2.1.2	Elementos pré-fabricados . . . . .	8
2.1.3	Cimbres auto-portantes e autolançáveis . . . . .	12
2.2	Avanços sucessivos . . . . .	14
2.3	Lançamento incremental . . . . .	17
<b>3</b>	<b>Colapsos estruturais ocorridos durante a construção</b>	<b>21</b>
3.1	Colapsos ocorridos durante a fase construtiva . . . . .	22
3.2	Análise dos colapsos ocorridos durante a construção . . . . .	39
<b>4</b>	<b>Verificação da segurança para a fase construtiva</b>	<b>43</b>
4.1	Definição dos valores característicos das ações variáveis . . . . .	43
4.2	Recomendações propostas pelo Eurocódigo EC1-1-6 . . . . .	45
4.3	Quantificação de ações relevantes na fase construtiva . . . . .	45
4.3.1	Vento . . . . .	45
4.3.2	Cargas de construção . . . . .	53
4.3.3	Ação sísmica . . . . .	56
<b>5</b>	<b>Caso de Estudo — Sistema de Equilíbrio Exterior da Ponte Internacional de Quintanilha</b>	<b>61</b>
5.1	Processo Construtivo . . . . .	62
5.2	Projeto dos sistemas de equilíbrio exterior . . . . .	64
5.2.1	Ações e combinações de ações . . . . .	64
5.2.2	Sistema de equilíbrio nos pilares P2, P3, P4 e P5 . . . . .	66
5.2.3	Verificação das tensões na base da sapata . . . . .	67
<b>6</b>	<b>Conclusões</b>	<b>69</b>
6.1	Perspectivas futuras . . . . .	70
	<b>Bibliografia</b>	<b>72</b>
	<b>Fluxograma sobre os processos construtivos</b>	<b>73</b>

<b>Pontes consideradas na análise das causas dos colapsos</b>	<b>75</b>
---	-----------

# Lista de Figuras

2.1	Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes numa ponte construída com cimbra fixo (Alves, 2009). . . . .	6
2.2	Betonagem da estrutura com cavalete apoiado sobre o terreno (Martins, 2009). . . . .	6
2.3	Estrutura tubular (Martins, 2009). . . . .	7
2.4	Estrutura composta por torres e asnas (Alves, 2009). . . . .	8
2.5	Elemento pré-fabricado (Nawy, 2008). . . . .	9
2.6	Tipos de seções de vigas pré-fabricadas mais utilizadas (de Sousa, 2004). . . . .	9
2.7	Tipos conexões entre vigas pré-fabricadas (Hewson, 2003). . . . .	10
2.8	Construção tramo a tramo com recurso a lançadeira superior (de Sousa, 2013). . . . .	11
2.9	Construção tramo a tramo com recurso a lançadeira inferior (de Sousa, 2013). . . . .	11
2.10	Construção tramo a tramo com recurso ao cimbra (de Sousa, 2013). . . . .	12
2.11	Cimbra autolanzável com OPS (Alves, 2009). . . . .	13
2.12	Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes construída com cimbra autolanzável (Alves, 2009). . . . .	13
2.13	Ancoragens e apoios provisórios para absorver o desequilíbrio de esforços (Alves, 2009). . . . .	14
2.14	Cabos de pré-esforço utilizados durante a fase construtiva (Alves, 2009). . . . .	15
2.15	Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes construída através de avanços sucessivos (Alves, 2009). . . . .	15
2.16	Pré-esforço longitudinal final (Alves, 2009). . . . .	16
2.17	Construção por avanços sucessivos com recurso a lançadeira e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013). . . . .	16
2.18	Construção por avanços sucessivos com recurso a grua e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013). . . . .	17
2.19	Construção por avanços sucessivos com recurso ao guincho e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013). . . . .	17
2.20	Lançamento incremental (Martins, 2009). . . . .	18

2.21	Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes recorrendo ao lançamento incremental (Alves, 2009). . . . .	19
3.1	Colapso de uma ponte devido ao deficiente escoramento temporário (Popovic and Nugent, 2001). . . . .	21
3.2	Construção do arco sul (Åkesson, 2008). . . . .	23
3.3	Colapso da Quebec Bridge (Åkesson, 2008). . . . .	23
3.4	Construção da ponte em arco Sandö Bridge (Åkesson, 2008). . . . .	24
3.5	Processo construtivo da ponte rodoviária perto de Frankenthal (Tweed, 1969). . . . .	25
3.6	Colapso da ponte rodoviária perto de Frankenthal (Scheer, 2010). . . . .	25
3.7	Hinton Truss Bridge: a) sistema b) colapso (Scheer, 2010). . . . .	26
3.8	Estrutura treliçada temporária utilizada durante a construção (Åkesson, 2008). . . . .	27
3.9	Colapso da Second Narrows Bridge (Åkesson, 2008). . . . .	27
3.10	Colapso da ponte Fourth Danube (Scheer, 2010). . . . .	28
3.11	Colapso da Cleddau Bridge (Åkesson, 2008). . . . .	29
3.12	Diferença de altura entre vigas (Åkesson, 2008). . . . .	30
3.13	Esquemas e fotografias do colapso da West Gate Bridge (Åkesson, 2008). . . . .	30
3.14	Esquema do colapso da ponte de Kblenz (Åkesson, 2008). . . . .	31
3.15	Colapso da ponte de Kblenz (Åkesson, 2008). . . . .	31
3.16	Colapso da Hillside Bridge (Scheer, 2010). . . . .	32
3.17	Colapso da ponte de Zeulenroda (Åkesson, 2008). . . . .	33
3.18	Esquema do colapso da ponte de Zeulenroda (Åkesson, 2008). . . . .	33
3.19	Construção da Ponte Vasco da Gama (Martins, 2015). . . . .	36
3.20	Colapso de um viaduto em Andorra (Expresso, 2009). . . . .	38
3.21	Colapso do Viaduto em Belo Horizonte (Renascença, 2014). . . . .	38
3.22	Colapso de Viaduto na Alemanha (Jones, 2016). . . . .	39
3.23	Número de colapsos por país. . . . .	40
4.1	Tipos de tabuleiros abrangidos pelo NP EN 1991-1-4 (NP EN 1991-1-4, Figura 8.1). . . . .	47
4.2	Direções das ações do vento em pontes ( NP EN 1991-1-4, Figura 8.2). . . . .	48
4.3	Coefficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (NP EN 1991-1-4, Figura 8.3). . . . .	52
4.4	Coefficiente de força $c_{f,z}$ para tabuleiros com inclinação transversa e com um vento inclinado (NP EN 1991-1-4, Figura 8.6). . . . .	55
4.5	Zonamento sísmico em Portugal Continental ( NP EN 1998-1, Figura NA.I). . . . .	57
4.6	Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira ( NP EN 1998-1, Figura NA.II). . . . .	57
4.7	Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores ( NP EN 1998-1, Figura NA.III). . . . .	58
5.1	Localização da Ponte Internacional de Quintanilha (Freire, 2003). . . . .	61
5.2	Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006). . . . .	62

5.3	Seção transversal tipo da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008). . . . .	62
5.4	Pilares de P2 a P5 da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008). . . . .	63
5.5	Fases de construção do tabuleiro da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008). . . . .	65
5.6	Forças actuantes no conjunto pilar-consolas da Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006). . . . .	66
5.7	Tensões na base da sapata da Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006). . . . .	67



# Lista de Tabelas

1.1	Principais causas de acidentes em pontes (McLinn, 2009) . . . . .	2
3.1	Número de colapsos segundo o tipo de ponte e motivo . . . . .	41
4.1	Períodos de retorno recomendados para a determinação dos valores característicos das ações climáticas (Adaptado da EN 1991-1-6, Quadro 3.1) . . . . .	46
4.2	Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, Quadro NA.I) . . . . .	48
4.3	Períodos de retorno e respectivos coeficientes de probabilidade (Jacinto, 2014a) . . . . .	49
4.4	Categorias de terreno e respectivos parâmetros (NP EN 1991-1-4, Quadro 4.1) . . . . .	50
4.5	Categorias de terreno e respectivos parâmetros (NP EN 1991-1-4, Quadro NA-4.1) . . . . .	51
4.6	Valores recomendados do coeficiente de força C para pontes (NP EN 1991-1-4, Quadro 8.2) . . . . .	53
4.7	Representação das cargas de construção ( $Q_c$ ) (Adaptado da EN 1991-1-6, Quadro 4.1) . . . . .	54
4.8	Valores característicos recomendados para as cargas de construção durante a presa do betão (EN 1991-1-6, Quadro 4.2) . . . . .	56
4.9	Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (EN 1998-1, Quadro NA.I) . . . . .	59
4.10	Determinação em função da sismicidade local (Jacinto, 2014b) . . . . .	59
4.11	Valores de $a_g(T_R)/a_{gR}$ para $p=0,10$ (Jacinto, 2014b) . . . . .	60
4.12	Valores de $a_g(T_R)/a_{gR}$ para $p=0,05$ (Jacinto, 2014b) . . . . .	60



# Simbologia e abreviaturas

## Simbologia

### Letras maiúsculas latinas

$A$	área de referência
$A_{ref}$	área de referência
$H(a_gR)$	taxa anual de excedência
$I_v$	intensidade de turbulência
$Q_c$	carga de construção
$Q_{ca}$	carga exercida pelos trabalhadores e visitantes, possivelmente com ferramentas manuais ou pequenos equipamentos
$Q_{cb}$	carga exercida pelo armazenamento de materiais/equipamentos móveis
$Q_{cc}$	carga exercida pelo equipamento em posição para o uso durante a construção
$Q_{cd}$	carga exercida pelos equipamentos e máquinas pesadas móveis geralmente com rodas e lagartas
$Q_{ce}$	carga exercida pelos resíduos acumulados
$Q_{cf}$	carga exercida por partes da estrutura em situações temporárias
$Q_{ik}$	valor característico de uma ação variável
$T_L/T_{dwl}$	tempo de vida útil da estrutura
$Q_{k,pers}$	valor característico da ação variável para situações persistentes
$Q_{k,trans}$	valor característico da ação variável para situações transitórias
$T_{Q,pers}$	período de retorno do valor característico da ação variável para situações persistentes
$T_{Q,trans}$	período de retorno do valor característico da ação variável para situações transitórias
$T_R$	período de retorno
$T_{trans}$	duração de uma situação transitória de concepção
$Z_0$	comprimento de rugosidade
$Z_{min}$	altura mínima

**Letras minúsculas latinas**

$a_g$	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a_{gR}$	aceleração de referência
$c$	coeficiente de forma ou aerodinâmico
$c_0$	coeficiente de orografia
$c_{dir}$	coeficiente de direção
$c_e$	coeficiente de exposição
$c_f$	coeficiente de força
$c_{prob}$	coeficiente de probabilidade
$c_{season}$	coeficiente de sazão
$c_s c_d$	coeficiente estrutural
$n$	número
$p$	probabilidade anual de excedência
$p_n$	probabilidade de excedência em $n$ anos
$q_b$	pressão dinâmica de referência
$q_p$	pressão dinâmica de pico
$v$	velocidade
$v_{b,0}$	valor básico de referência do vento
$z$	altura acima do solo

**Gregas**

$\gamma_1$	coeficiente de importância
$\gamma_F$	coeficiente parcial relativo às ações, $F$
$\rho$	massa específica
$\psi_0$	coeficiente definindo valores representativos das ações variáveis para os valores de combinação

**Abreviaturas**

OPS pré-esforço orgânico

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento e atualidade do tema

Por se tratarem de estruturas com certa envergadura, o processo construtivo das pontes assume particular importância. Embora os processos construtivos tenham sofrido avanços significativos ao longo dos anos, constata-se que a maioria dos colapsos da estrutura ocorre durante a fase construtiva, como mostra a Tabela 1.1. Justifica-se por conseguinte uma dissertação que analise especificamente este assunto.

### 1.2 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivos principais:

- analisar colapsos de pontes ocorridos no passado e compilar as lições aprendidas;
- reunir informação relevante, incluindo matéria normativa, relacionada com a segurança na fase construtiva.

### 1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho apresenta seis capítulos e respectivos subcapítulos:

#### 1. Introdução

Neste capítulo é feita uma descrição do enquadramento e atualidade do tema, bem como apresentação dos objetivos do trabalho e estrutura do mesmo.

#### 2. Processos construtivos de pontes

No presente capítulo são estudados os diversos processos construtivos. Para cada processo construtivo são apresentados os vãos a que se adequam, como se realiza a construção da ponte e quais os procedimentos que deverão ser tomados durante a construção para garantir a segurança da estrutura.

#### 3. Colapsos estruturais ocorridos durante a construção

Neste capítulo é apresentada uma pesquisa sobre algumas pontes que

**Tabela 1.1** Principais causas de acidentes em pontes (McLinn, 2009)

Causas Principais	Princi- pais	Incidentes nos EUA e Canadá	Incidentes na Europa	Incidentes Inter- nacionais
Colisão de um comboio	1	2	4	
Colisão de um barco	6	1	2	
Erosão	1	2	1	
Colapso associado à deficiência do processo construtivo	1	1	9	
Colapso durante a reabilitação	1	Nenhum	1	
Carregamento Excessivo	2	Nenhum	9	
Corrosão	2	Nenhum	2	
Erros de projecto	1	1	Nenhum	
Inundação	1	1	1	
Desconhecido	1	Nenhum	2	
Outro	7	5	3	
Total	24	13	34	

caíram durante a fase construtiva no mundo. Para cada ponte é apresentada a data do colapso, o local onde ocorreu, a causa geral do colapso e a causa particular do colapso. Posteriormente é apresentada uma análise com os dados apresentados anteriormente com o intuito de perceber quais as causas mais comuns dos colapsos de pontes durante a fase construtiva.

#### 4. **Verificação da segurança para a fase construtiva**

No presente capítulo são estudadas as ações presentes na estrutura durante a construção, sendo estudadas a ação do vento, das cargas de construção e do sismo.

#### 5. **Caso de Estudo – Sistema de Equilíbrio Exterior da Ponte Internacional de Quintanilha**

Neste capítulo é estudado o sistema de equilíbrio exterior da Ponte Internacional de Quintanilha. Primeiramente é apresentada a localização da obra, posteriormente a descrição da mesma e o processo construtivo utilizado. Por fim são apresentados os cálculos realizados para a concepção do sistema de equilíbrio exterior.

#### 6. **Conclusões**

Neste capítulo são apresentadas as conclusões, retiradas da elaboração do presente trabalho final de mestrado, e os desenvolvimentos futuros.



## Capítulo 2

# Processos construtivos de pontes

O método construtivo a utilizar deve ser escolhido tendo em conta o tipo de ponte, comprimento da ponte e as condições do terreno. No presente capítulo apresenta-se uma breve descrição dos principais métodos construtivos de pontes e suas variantes: construção tramo a tramo, construção por avanços em consola e construção por lançamento incremental.

### 2.1 Construção tramo a tramo

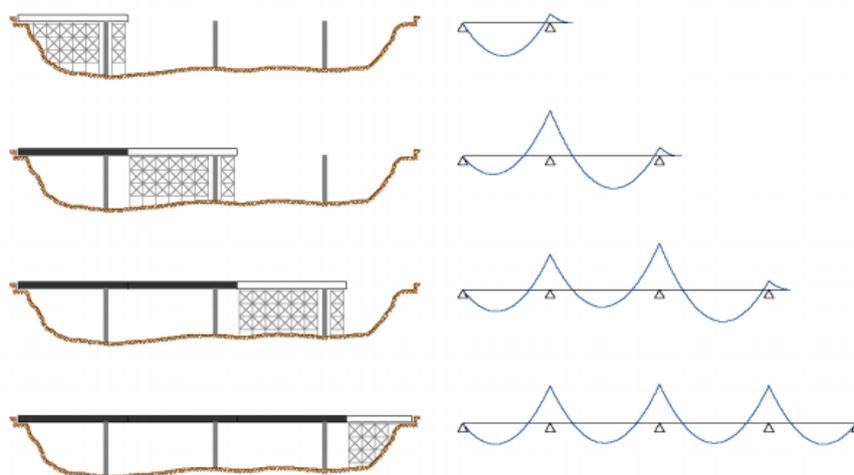
A construção tramo a tramo é utilizada para tramos até 50 metros e com comprimentos totais a partir dos 500 metros. Este método também é recomendado para pilares entre os 20 e os 50 metros de altura, permitindo que os mesmos sejam muito esbeltos. Regra geral, as juntas de betonagem encontram-se a um quinto do vão, pois é nesse local onde os momentos flectores são nulos. A construção tramo a tramo pode ter várias variantes. Pode-se utilizar cavalete apoiado sobre o terreno, vigas pré-fabricadas e betonagem da laje da plataforma *in situ*. Também podem ser utilizadas aduelas pré-fabricadas e cimbres auto-portantes e autolançáveis. Em seguida serão apresentadas todas as variantes descritas anteriormente.

#### 2.1.1 Cavalete apoiado sobre o terreno

O cavalete apoiado sobre o terreno é o método mais tradicional e mais antigo. Este procedimento é adequado para rasantes com alturas pequenas, até aos 20 metros, com vãos até aos 40 metros. Os cavaletes devem ser apoiados em terrenos firmes e regulares, podendo ser contínuos (estrutura tubular) ou descontínuos (torres e asnas). A estrutura de suporte é composta por prumos metálicos, que podem ser tubulares ou constituídos por torres e asnas.

Como vantagem, este método construtivo permite realizar seções do tabuleiro variáveis e vãos diferentes. Como desvantagem, o terreno abaixo do tabuleiro fica ocupado. Durante o processo construtivo, os momentos flectores atuantes sobre a estrutura variam como se observa na Figura 2.1.

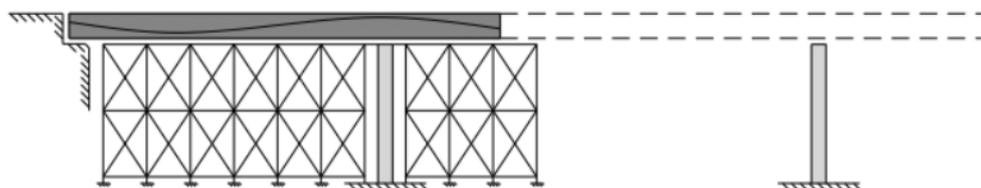
A utilização do cembre ao solo requer um estudo e cálculo das deformações do cembre e das contra-flechas para atenuar as deformações, sendo que a estrutura está sujeita a esforços de compressão. Os elementos do cembre devem



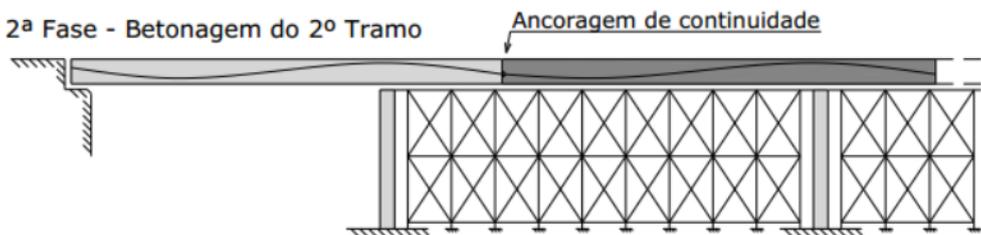
**Figura 2.1** Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes numa ponte construída com cimbra fixa (Alves, 2009).

estar protegidos dos raios solares. A betonagem da estrutura deverá ser planeada de modo a existir um equilíbrio de cargas sobre a cofragem, como se ilustra na Figura 2.2. As deformações da estrutura do cimbra devem ocorrer quando o betão ainda não ganhou presa e assim consegue comportar deformações sem apresentar fissuração. Todos os elementos estruturais responsáveis pelo escoramento devem ser alvo de manutenção periódicas.

#### 1ª Fase - Betonagem do 1º Tramo



#### 2ª Fase - Betonagem do 2º Tramo



**Figura 2.2** Betonagem da estrutura com cavelete apoiado sobre o terreno (Martins, 2009).

### Estrutura tubular

A estrutura tubular é um cavelete contínuo, sendo sujeito a esforços axiais, como se mostra na Figura 2.3. A estrutura é formada por prumos metálicos contraventados por travessas. O contraventamento está presente para suportar os elevados esforços de compressão. A diminuição do afastamento das travessas

aumenta a capacidade de carga do prumo, tendo como limitação a resistência à compressão. Para evitar a ocorrência de deslocamentos horizontais, o projetista deve recorrer ao travamento na diagonal.

A ligação entre a estrutura metálica e a fundação deverá ser realizada através de bases metálicas, que podem apoiar diretamente sobre o terreno ou em tábuas de madeira, sendo que a área do terreno que suporta a estrutura deverá ser igual à área do tabuleiro a construir.

Como foi descrito anteriormente, a estrutura deve assentar sobre um terreno firme, pois caso ocorra uma deformação pontual no terreno, o prumo segue a deformação, fazendo com que os prumos circundantes suportem mais carga, podendo provocar o colapso total do tabuleiro. Caso a deformação no terreno não seja pontual e seja acompanhada por vários prumos, esta deformação é transmitida ao tabuleiro. Se a mesma não for detetada durante a construção da estrutura, a deformação tende a aumentar devido aos efeitos da retração e da fluência durante a vida útil. Como vantagens, este método apresenta uma fácil utilização, não requer mão-de-obra especializada e o sistema é reutilizável.

O cimbramento total da estrutura faz com que as ações desenvolvidas durante a fase construtiva sejam equilibradas pelo cimbreno até que o betão tenha resistência para que se remova a estrutura de suporte.



**Figura 2.3** Estrutura tubular (Martins, 2009).

A retirada da estrutura tubular deve ser realizada após o endurecimento do betão e aplicação do pré-esforço e não deve produzir solicitações prejudiciais à ponte.

### **Torres e asnas**

A utilização do sistema de torres e asnas permite obter vãos com gabarit livre, como se mostra na Figura 2.4. Este sistema é constituído por vigas, que podem ser utilizadas em vãos extremos e por elementos torre. As asnas podem adotar uma forma treliçada ou de viga cheia constituída por perfis e tubos de aço. As torres são constituídas por tubos de aço. Comparativamente ao sistema anterior, as torres e asnas transmitem mais tensão ao solo, sendo necessário em algumas situações realizar fundações provisórias. Os cavaletes apoiados sobre



**Figura 2.4** Estrutura composta por torres e asas (Alves, 2009).

o terreno são dimensionados para a sua capacidade resistente e desformam-se com o peso do betão. Por sua vez, o betão é muito sensível a estas deformações originando fissuras. Para evitar a fissuração do betão, as deformações e respectivas contra-flechas deverão ser determinadas, a betonagem deverá ser efetuada por fases e o endurecimento só deverá começar quando as deformações dos escoramentos ocorrerem. Deve-se evitar que os elementos metálicos do escoramento tenham uma exposição solar intensa, pois as diferenças de temperaturas provocam deformações.

### 2.1.2 Elementos pré-fabricados

Os elementos pré-fabricados, como se observa na Figura 2.5, são feitos em fábrica num ambiente muito controlado. Quando chegam à obra, os elementos devem ser movimentados o mínimo possível, pois aumenta a probabilidade de serem danificados e deve ser elaborado um plano de movimentação. Também os elementos devem chegar à obra pela ordem em que vão ser utilizados.

Durante as operações de montagem as peças irão estar sujeitas a esforços maiores do que aqueles que estarão instalados durante a vida útil da peça, por isso é necessário diminuir as forças atuantes durante a montagem.

Quando o equipamento de elevação está anexo à estrutura, o construtor deve garantir que está na posição adequada. Durante a montagem podem ser utilizados calços temporários. Depois da assemblagem dos elementos é necessário proceder à conexão das peças para evitar a entrada de água e de substâncias que possam causar a deterioração da peça.

### Vigas pré-fabricadas e betonagem da laje da plataforma *in situ*

O sistema composto por vigas pré-fabricadas e pela laje da plataforma betonada *in situ* funciona em conjunto como uma secção que resiste aos esforços impostos. São utilizadas para estruturas que possuem espessura constante ao

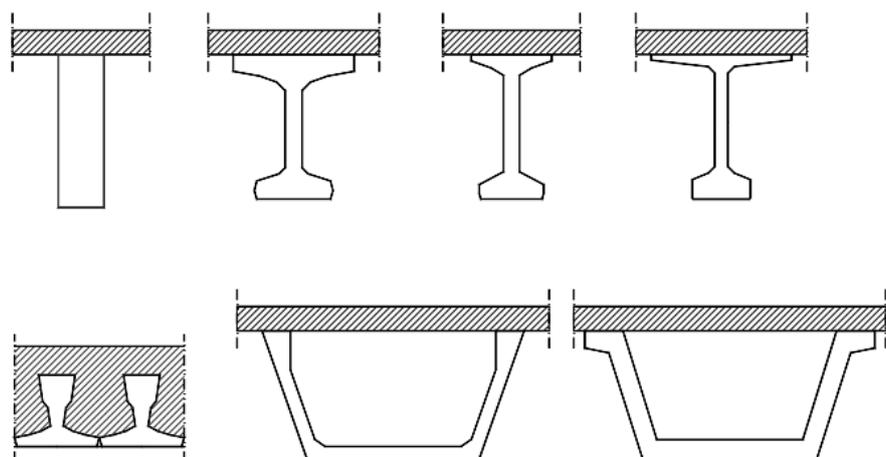


**Figura 2.5** Elemento pré-fabricado (Nawy, 2008).

longo do vão, para passagens subterrâneas e superiores, e também para obras em que a sua estrutura se repete.

Esta solução, comparativamente a uma solução totalmente betonada *in situ*, requer menos material. Este método construtivo apresenta como vantagens: economia para obras em que existem repetições; existe uma redução do trabalho a realizar comparativamente com outros métodos; e reduz a duração da obra e o impacte ambiental. Como desvantagens, a obra necessita de ter bons meios de comunicação, de elevação e de colocação dos elementos pré-fabricados.

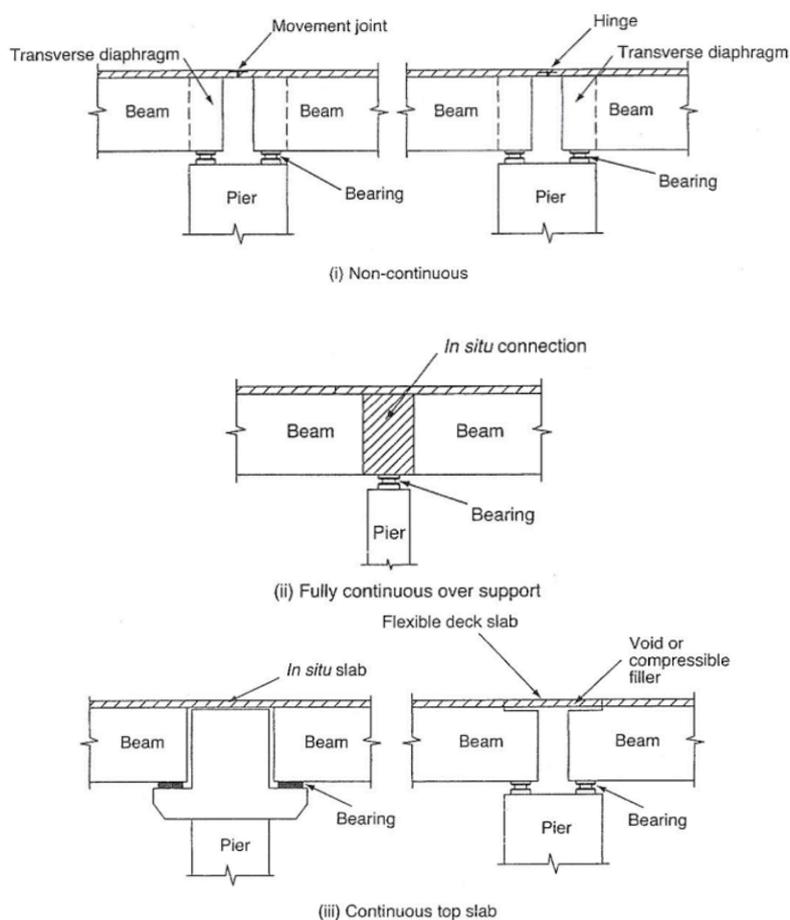
As vigas pré-fabricadas mais comuns podem ter forma retangular, em "I", em "T", em "T" invertido e em "U", sendo as mesmas apresentadas na Figura 2.6.



**Figura 2.6** Tipos de seções de vigas pré-fabricadas mais utilizadas (de Sousa, 2004).

A escolha do tipo de viga é baseada no vão da estrutura, das cargas a supor-

tar e também pela experiência pessoal do projetista. As vigas pré-fabricadas podem ser pós-tensionadas ou pré-tensionadas. As vigas pré-tensionadas são realizadas em fábrica, as armaduras são tensionadas antes da colocação do betão. Nas vigas pós-tensionadas, as armaduras são tensionadas depois do betão ter adquirido a resistência necessária, são mais usadas para vãos grandes. As vigas podem ser ligadas às anteriores longitudinalmente através de um diafragma colocado *in situ* ao longo do pilar. Também pode ser realizada *in situ* uma viga totalmente contínua ao longo do suporte, assim como, as vigas podem ser simples e suportar o tabuleiro contínuo. Esta última disposição reduz a necessidade de junta de dilatação. A solução não contínua geralmente pode implicar complicações nas juntas, na manutenção e inspeção. As soluções descritas anteriormente são apresentadas na Figura 2.7.



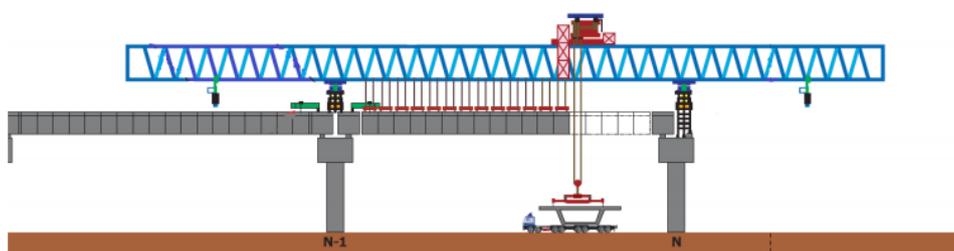
**Figura 2.7** Tipos conexões entre vigas pré-fabricadas (Hewson, 2003).

### Aduelas pré-fabricadas

A execução de pontes com aduelas pré-fabricadas tem um elevado rendimento, e possibilita a construção de estruturas maiores em pouco tempo. É um método recomendado para vãos de 40 a 50 metros. Este método utiliza uma lançadeira ou um cimbre ao solo.

O processo construtivo caracteriza-se pela colocação das aduelas na posição final ficando suspensas ou apoiadas numa lançaadeira ou num cimbra ao solo. Depois é aplicado o pré-esforço longitudinal que vai ligar todas as aduelas conferindo rigidez estrutural. Seguidamente o tramo é colocado sobre os apoios definitivos.

As lançaadeiras podem ser superiores ou inferiores. As lançaadeiras superiores ficam sobre o vão a ser construído apoiando-se nos pilares ou no tabuleiro, como se observa na Figura 2.8. Como vantagens é um método muito rápido, com pouca mão-de-obra e a recepção das aduelas poderá ser feita pela traseira ou a partir de uma cota inferior. Como desvantagem, a lançaadeira não é apropriada para vãos com curvatura muito reduzida.



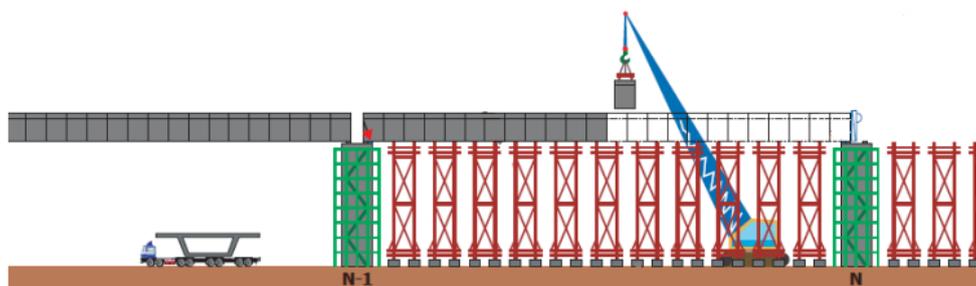
**Figura 2.8** Construção tramo a tramo com recurso a lançaadeira superior (de Sousa, 2013).

A lançaadeira inferior encontra-se abaixo do tabuleiro, como se observa na Figura 2.9. Como vantagens, necessita de pouca mão-de-obra, existe rapidez da execução do processo e não se geram ações adicionais sobre o tabuleiro. Como desvantagens, apresenta falta de capacidade para vãos com curvatura reduzida e é preciso utilizar uma grua.



**Figura 2.9** Construção tramo a tramo com recurso a lançaadeira inferior (de Sousa, 2013).

Também é possível utilizar um cimbra, como se observa na Figura 2.10. O processo construtivo inicia-se com a colocação das aduelas a partir de uma extremidade do tramo, sendo que as aduelas que estão a ser colocadas vão



**Figura 2.10** Construção tramo a tramo com recurso ao cimbres (de Sousa, 2013).

encaixar nas anteriores e são suportadas pelo cimbres. Como vantagem, é uma opção mais barata do que com a lançadeira superior. Como desvantagem, a cota da superestrutura não pode ser muito elevada devido à capacidade das gruas para a colocação das aduelas e outra desvantagem é a ocupação da área inferior à estrutura dificultando a passagem de veículos.

### 2.1.3 Cimbres auto-portantes e autolanzáveis

Os cimbres auto-portantes e autolanzáveis têm a capacidade de se sustentarem a si próprios e de se movimentarem de um vão para o outro. O cimbres é apoiado sobre os pilares ou encontros, podendo ser também apoiado sobre uma parte do tabuleiro já construído. Existem dois tipos de cimbres: o superior e o inferior.

No sistema de cimbres móvel superior, a viga portante está situada sobre o tabuleiro. Na primeira fase, na situação favorável, o cimbres é montado no encontro de partida e avança para o primeiro tramo através do encontro. Na situação desfavorável, o cimbres é montado com recurso a um escoramento apoiado no solo. Como vantagens, dispensa escavações, possibilita que o dispositivo de fornecimento de betão se localize na viga autoportante e confere mais independência entre a forma do tabuleiro e dos pilares. Como desvantagem, os tirantes de suspensão da cofragem têm de atravessar o tabuleiro.

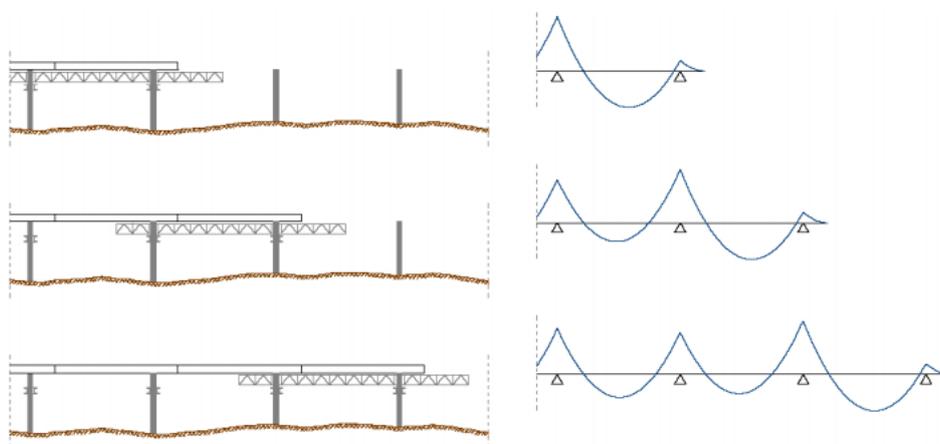
No sistema cimbres móvel inferior, a viga portante está situada abaixo do tabuleiro. Para a execução do primeiro tramo, o cimbres poderá ser apoiado através de um aterro ou escoramento sobre o terreno. Como vantagens, apresenta fácil acesso à plataforma de trabalho e inexistência de elementos de suspensão e de sistemas de apoio direto nos pilares. Como desvantagens, não apresenta bom desempenho nas pontes curvas, o avanço da viga portante é mais difícil comparativamente ao cimbres superior e promove uma limitação da altura das vigas portantes para assegurar uma altura livre adequada ao tabuleiro.

A aplicação do cimbres autolanzável teve uma grande melhoria tecnológica com a aplicação do sistema OPS (pré-esforço orgânico), que consiste num sistema de pré-esforço exterior que se adapta à carga aplicada, ou seja, a tensão nos cabos depende da carga aplicada no cimbres, como mostra a figura 2.11. Este tipo de cimbres permite realizar pontes com vãos até 90 metros. Comparativamente ao cimbres móvel, o cimbres fixo faz a transmissão das cargas ao terreno, enquanto que o cimbres móvel transfere as cargas para a estrutura já construída. Uma situação particular deste método é a movimentação do cimbres para um tramo construído recentemente. Durante o processo construtivo instalam-se tensões muito diferentes daquelas que estão presentes durante a



**Figura 2.11** Cimbra autolanzável com OPS (Alves, 2009).

vida útil da obra, devido à variação dos esforços de flexão como se observa na Figura 2.12.



**Figura 2.12** Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes construída com cimbra autolanzável (Alves, 2009).

Durante a fase de projeto, o projetista deve analisar a distribuição dos esforços desde os elementos betonados até às fundações, projetando corretamente a capacidade do cimbra. Durante a montagem do cimbra é necessário estabilizá-lo através de contraventamento, para garantir que não ocorre encurvadura.

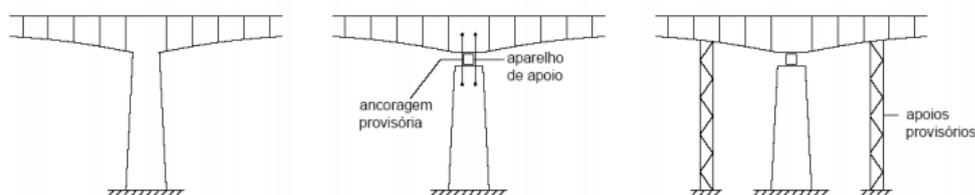
## 2.2 Avanços sucessivos

A metodologia dos avanços sucessivos é utilizada para vãos acima dos 50 metros e para superestruturas com uma geometria mais complexa, podendo ser utilizado para construir pontes com um comprimento de vão acima de 200 metros.

O método construtivo inicia-se com a execução da primeira aduela sobre o pilar e posteriormente colocam-se simetricamente as restantes aduelas. A ligação das aduelas é assegurada pelos cabos de pré-esforço, que são colocados ao longo do processo construtivo. O pré-esforço é dimensionado para suportar o peso próprio das aduelas e as cargas construtivas. No final do processo construtivo, os tramos em consola são ligados ao meio vão através de uma aduela de fecho e com o pré-esforço longitudinal inferior ou de continuidade.

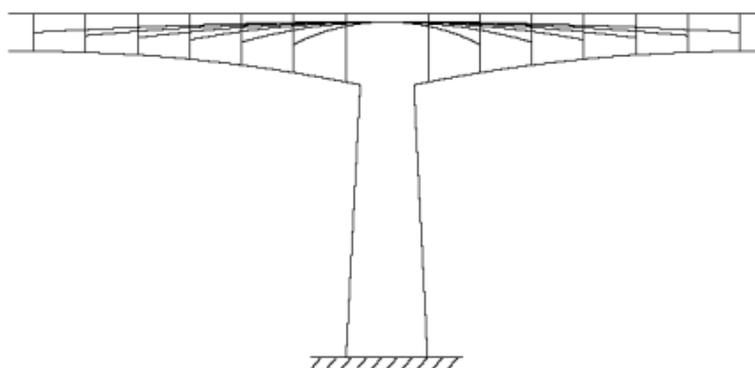
Durante este método é necessário utilizar dois tipos de cabos de pré-esforço, um para equilibrar o peso das consolas e solidarizar a nova aduela com as restantes, e outro de continuidade para minimizar os esforços provocados pela utilização da estrutura. Também é possível colocar cabos de pré-esforço não aderentes dentro da viga caixão.

Para as pontes em que existe continuidade entre o tabuleiro e o pilar, denominadas por pontes em pórtico, qualquer assimetria é absorvida pelo pilar, podendo ser esta accidental ou provocada pelo processo construtivo. Para as pontes em viga, em que não existe continuidade entre o tabuleiro e o pilar, é necessário adotar ancoragens provisórias ou apoios provisórios proporcionados por torres metálicas. Estas soluções visam absorver o desequilíbrio entre consolas. Na Figura 2.13 estão representadas as soluções descritas anteriormente. Os apoios temporários são utilizados para pilares baixos, são utilizados os macacos hidráulicos e barras de pré-esforço verticais para pilares mais altos. As barras de pré-esforço suportam o conjunto pilar-consola, podem estar amarradas ao terreno ou à sapata do pilar, se a mesma conseguir suportar as tensões impostas. Os sistemas temporários de estabilidade dos pilares é concebido para o desequilíbrio de uma aduela, mas geralmente a construção é simétrica para reduzir a carga de desequilíbrio.

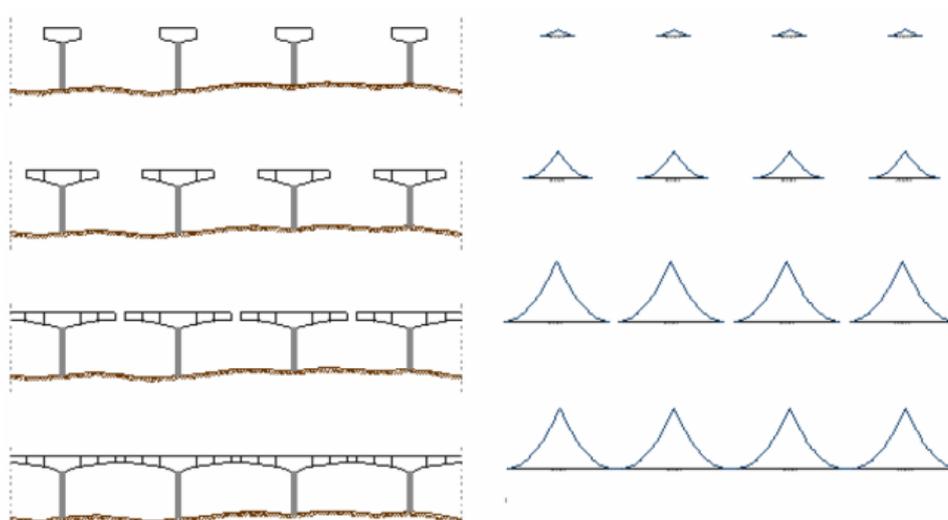


**Figura 2.13** Ancoragens e apoios provisórios para absorver o desequilíbrio de esforços (Alves, 2009).

Os cabos de pré-esforço referentes ao faseamento construtivo, são horizontais ao nível da laje superior da secção em caixão na zona do pilar, reduzindo assim as perdas de pré-esforço por atrito (Alves, 2009). Os cabos de pré-esforço a utilizar estão representados na Figura 2.14. O andamento qualitativo dos momentos flectores devido às cargas permanentes é apresentado na Figura 2.15. Nas estruturas contínuas, as forças que atuam durante a construção são diferentes das que atuam durante o estado de serviço. Em geral os momen-



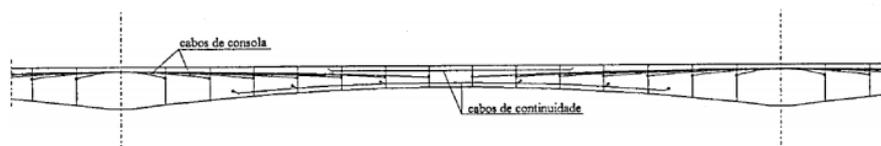
**Figura 2.14** Cabos de pré-esforço utilizados durante a fase construtiva (Alves, 2009).



**Figura 2.15** Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes construída através de avanços sucessivos (Alves, 2009).

tos negativos sobre os pilares tendem a decrescer, enquanto que os momentos positivos do meio vão tendem a aumentar, na mesma proporção que os momentos negativos diminuem. Estas alterações de momentos atuantes devem ser previstos pelo projetista.

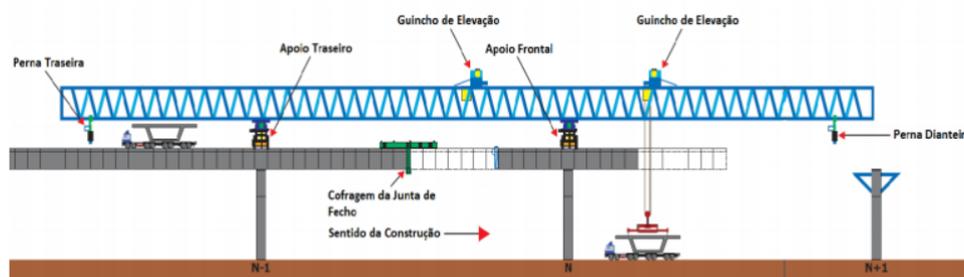
A finalização das consolas, atualmente, é sempre realizada garantindo continuidade total do tabuleiro. Esta situação tem influência no comportamento estrutural para as ações que se instalam na estrutura quando a obra termina. É expectável que, se desenvolvam momentos flectores positivos ao nível do vão. Este fenómeno ocorre devido às sobrecargas e restantes ações permanentes, e também, devido à redistribuição dos elevados momentos flectores negativos por ação dos fenómenos diferidos do betão e armaduras. Por esta razão torna-se necessário dispor da armadura de pré-esforço de continuidade nessa região (Alves, 2009). A configuração final do pré-esforço longitudinal é apresentado na Figura 2.16, onde os cabos de pré-esforço colocados no topo resistem aos momentos negativos e os cabos de pré-esforço no meio vão e contínuos resistem aos momentos positivos.



**Figura 2.16** Pré-esforço longitudinal final (Alves, 2009).

A construção por avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas pode-se realizar utilizando três equipamentos construtivos: lançadeira; grua; e guinchos de elevação. Seguidamente será apresentada uma descrição do processo construtivo com os diferentes equipamentos.

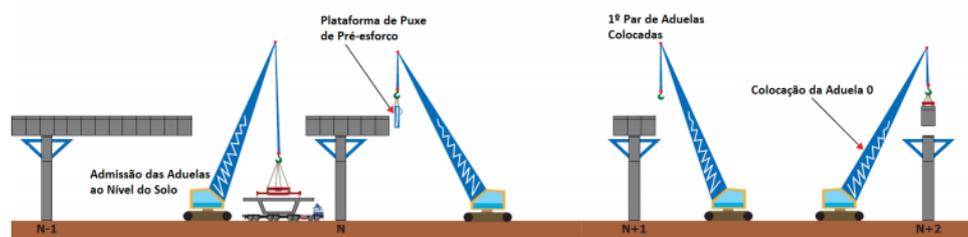
O processo construtivo com recurso a lançadeiras é apropriado para vãos entre os 60 e 110 metros. Este processo inicia-se com as aduelas que são recebidas pela lançadeira através do tabuleiro já construído ou através de um guincho a partir de um nível inferior. Posteriormente a lançadeira coloca cada aduela na frente da consola, sendo depois aplicada resina epóxi nas faces das juntas. Seguidamente procede-se à assemblagem da nova aduela na consola e aplica-se o pré-esforço. Depois da colocação e assemblagem das aduelas, procede-se à betonagem da junta de fecho e termina-se a instalação do pré-esforço. A Figura 2.17 representa o processo construtivo em estudo. Como vantagens, este método apresenta um bom desempenho para vãos com curvaturas reduzidas, e permite a construção em terrenos de fraca resistência. Como desvantagem, é necessária mão-de-obra especializada.



**Figura 2.17** Construção por avanços sucessivos com recurso a lançadeira e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013).

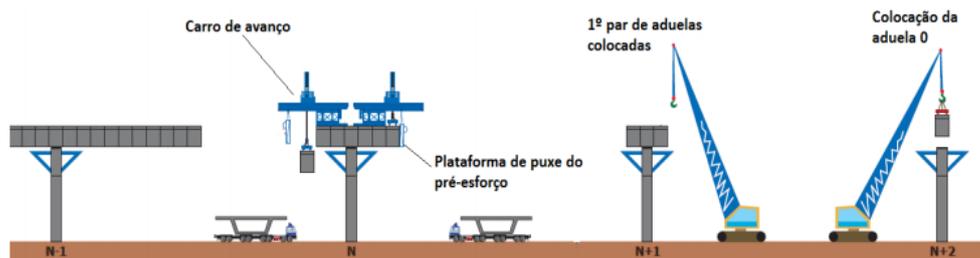
A estabilidade da lançadeira depende da estabilidade dos seus membros contra as falhas locais. A encurvadura local de um membro pode desencadear uma sucessão de falhas levando ao colapso progressivo. Para evitar a falha local é necessário assegurar a robustez do pórtico de lançamento. O dano causado pela falha local é limitado, mas produz uma redistribuição das forças, podendo provocar problemas na secção, pois durante a elevação a mesma não possui reforços nem diafragmas. No processo construtivo de elevação por grua, recorre-se a uma grua para elevar a aduela, sendo esta a única exceção relativamente ao processo construtivo com recurso a uma lançadeira. As gruas a utilizar têm de ter alta capacidade, e o terreno tem de ter boa resistência e condições de acessibilidade. Na Figura 2.18 está representado o processo construtivo.

O processo construtivo com recurso a um guincho inicia-se com a colocação



**Figura 2.18** Construção por avanços sucessivos com recurso a grua e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013).

da primeira aduela e do primeiro par de aduelas no pilar. Também se coloca o dispositivo de elevação composto pelo carro de avanço e pelo guincho com recurso a uma grua. Seguidamente, o dispositivo de elevação é deslocado para a extremidade da consola já construída para proceder à elevação da próxima aduela. Na Figura 2.19 está representado o processo construtivo. Este método requer boas condições de acesso à parte inferior da estrutura, e o dispositivo de elevação tem de ser colocado pilar a pilar.



**Figura 2.19** Construção por avanços sucessivos com recurso ao guincho e aduelas pré-fabricadas (de Sousa, 2013).

A construção por avanços sucessivos pode ocorrer de forma simétrica ou assimétrica. A situação mais corrente é a simétrica a partir de cada pilar. Deverão estar asseguradas as condições de equilíbrio entre o lado esquerdo e o lado direito do apoio. Na construção simétrica, o desequilíbrio é proporcionado pela colocação das aduelas ou da betonagem não ser simultânea, ou a ação do vento não ser uniforme. Nestes casos é necessário colocar elementos de suporte ou ancoragens temporárias ou mesmo pré-esforço no pilar.

### 2.3 Lançamento incremental

A construção por lançamento incremental consiste na execução de troços do tabuleiro numa das extremidades da obra. Assim que o betão ganhar presa e os cabos de pré-esforço estiverem instalados, o tabuleiro avança para a posição final com recurso a dispositivos hidráulicos. Este processo construtivo é utilizado para viadutos sobre montanhas e vales com vãos de 50 metros, ou para locais onde o solo é fortemente solicitado. O comprimento mínimo total da ponte adequado ao sistema construtivo é de 200 metros.

No início do processo, o nariz metálico é colocado na frente da área de cofragem para ser agrupado ao primeiro segmento do tabuleiro. Existe uma

separação entre a área de cofragem do tabuleiro e a área ocupada pelo equipamento de lançamento, sendo a separação ditada pela área da cura do betão. Quando é necessário lançar a estrutura sobre o nariz metálico através do atrito, a nariz metálico é muito leve e não consegue fazer deslocar o primeiro segmento do tabuleiro. Para colmatar esta situação, é necessário recorrer aos cabos de pré-esforço que empurram o nariz aumentando o atrito. Assim que é ultrapassado o último terço do nariz metálico sobre o tabuleiro, os cabos de pré-esforço podem ser dispensados. Este momento coincide com o início da pré-fabricação do segundo tramo.

No final da construção sobre o encontro vai ocorrer uma diminuição da reação vertical. Quando a mesma é insuficiente para promover o atrito no aparelho de apoio pode-se adotar uma das seguintes soluções. Uma solução seria colocar um segundo par de macacos hidráulicos no topo de um dos pilares, aumentando a reação de apoio no pilar, sendo maior que a reação vertical do encontro. Assim é necessário voltar a verificar a segurança do pilar, pois agora está sujeito a uma força horizontal maior. A outra solução é colocar um nariz metálico no final do último segmento. O nariz é ligado ao equipamento hidráulico através de cabos de pré-esforço que aumentam as trações possibilitando a finalização do lançamento. (Martins, 2009).

Durante a fase construtiva, o traçado dos cabos de pré-esforço é reto e aplicado nas lajes superiores e inferiores da viga em caixão. Os cabos de pré-esforço com excentricidade variável são introduzidos após a construção para suportar as cargas. Na Figura 2.20 está representado o processo construtivo descrito anteriormente.

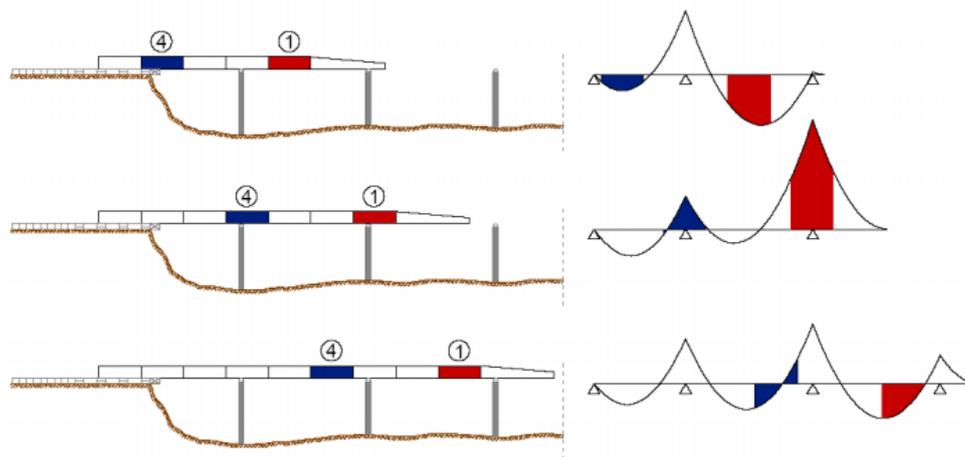


**Figura 2.20** Lançamento incremental (Martins, 2009).

As vantagens apresentadas são a possibilidade de ir construindo o tabuleiro e os pilares simultaneamente, e assim que os pilares estiverem concluídos, a frente de trabalho concentra-se apenas num local. Como desvantagem, é necessário utilizar uma grande quantidade de cabos de pré-esforço na fase de

lançamento, a secção transversal tem de ser alta e constante ao longo de toda a obra tornando-se uma estrutura esteticamente mais marcante na paisagem, e é necessário muito espaço de estaleiro para a pré-fabricação do tabuleiro.

Os esforços que atuam na fase construtiva resultam da combinação de posições que os segmentos ocupam até atingirem a posição final como se apresentam na Figura 2.21.



**Figura 2.21** Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes recorrendo ao lançamento incremental (Alves, 2009).

Analisando a Figura 2.21 verifica-se que as alterações dos esforços ao longo do tabuleiro dão-se com o avanço do tabuleiro que se encontra na secção do vão, onde atuam momentos flectores positivos e o mesmo se encaminha para a secção sobre os pilares onde atuam momentos flectores positivos. Para tentar minimizar os efeitos das variações dos momentos são utilizadas secções em caixão por suportarem tanto momentos negativos como positivos. Durante o lançamento do tabuleiro formam-se tensões temporárias no mesmo em cima dos apoios fixos. A secção transversal e as almas são afetadas pelas tensões temporárias que se instalam, por isso as secções têm rigidez uniforme.

Cada processo construtivo tem as suas vantagens e desvantagens, sendo que antes de decidir qual o escolhido é necessário analisar as mesmas. Durante a construção a estrutura vai estar sujeita a grandes esforços temporários, sendo que é essencial não descurar da segurança da estrutura. Cada processo construtivo tem pontos sensíveis, e cada um deles tem uma medida que garante a segurança. A utilização de cabos de pré-esforço, apoios provisórios e ancoragens provisórias são os métodos mais utilizados. No anexo 6.1 é apresentado um fluxograma sobre os processos construtivos.



## Capítulo 3

# Colapsos estruturais ocorridos durante a construção

Desde a concepção até fim da vida útil da ponte, a fase construtiva é aquela que é mais sensível. É durante esta fase que ocorrem mais falhas. No presente capítulo serão apresentados alguns colapsos ocorridos durante a construção e em seguida é realizada uma análise dos dados recolhidos com o objectivo de aprofundar os conhecimentos sobre esses colapsos.

A Figura 3.1 é um exemplo de uma ponte que se colapsou.



**Figura 3.1** Colapso de uma ponte devido ao deficiente escoramento temporário (Popovic and Nugent, 2001).

### **3.1 Colapsos ocorridos durante a fase construtiva**

Em 1852, na Suíça, a ponte suspensa por cabos de Peney colapsou totalmente devido a um desastre natural, mais concretamente, devido às chuvas intensas. O colapso ocorreu durante um teste de carga com sacos de areia, e com a chuva o peso dos mesmos aumentou. Deste acidente não resultaram feridos nem mortos.

Também na Suíça, em 1873, a ponte metálica treliçada perto de Payerne colapsou totalmente. O colapso ocorreu devido a erro humano crasso, em que durante os testes de cargas, as cargas foram lançadas para a ponte. Deste incidente não resultaram mortos nem feridos.

Em 1881, na França, a ponte metálica treliçada de Miramont colapsou completamente devido ao conhecimento limitado da época, provocando encurvadura excessiva dos membros à compressão. Não resultam feridos nem mortos.

Em 1883, na Suíça, a ponte treliçada de Töss colapsou totalmente devido aos mesmos motivos que em 1881 fizeram colapsar uma ponte na França. No colapso ocorrido na Suíça resultaram um morto e cinco feridos.

Novamente na Suíça, em 1884, a ponte treliçada perto de Salez colapsou totalmente devido a um erro de concepção. As chapas de fixação dos membros horizontais da treliça estavam subdimensionadas, levando ao colapso durante o teste de carga. Resultaram dois feridos deste acidente.

Em 1891 na Áustria, a ponte treliçada de Bergbrücke colapsou totalmente devido ao conhecimento limitado da época, levando a fenômenos de encurvadura devido à falta de reforços transversais, durante o teste de carga. Não resultaram feridos nem mortos deste acidente.

Nos Estados Unidos, em 1892, a Ponte Covington colapsou totalmente devido a um erro de concepção, que consistiu na cedência de um cabo. Não ocorreram vítimas.

Em 1892, na Sérvia, a ponte treliçada de Ljubitchewo colapsou parcialmente devido a um erro de concepção, mais concretamente, a junção entre dois membros à compressão era insuficiente, colapsando durante um teste de carga. Também não resultaram vítimas deste acidente.

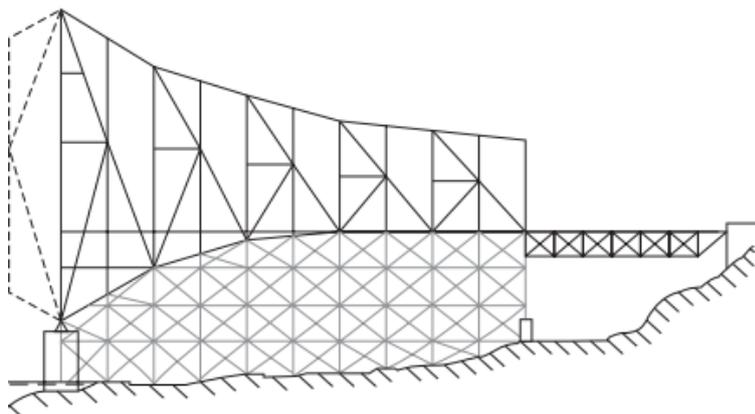
Em 1892, no Reino Unido mais concretamente na Escócia, a ponte treliçada de Strathglass colapsou completamente sem deixar vítimas devido ao conhecimento limitado da época. A parte superior da treliça era constituída por elementos metálicos, cuja secção apresentava rigidez insuficiente em relação ao eixo de menor inércia.

A ponte em arco Stargard RC situada na Alemanha, em 1894, colapsou na totalidade sem existirem vítimas. O colapso deveu-se a um erro de concepção. A fundação era constituída por estacas curtas e como houve uma inundação, o solo da fundação ficou amolecido, o que resultou num aumento da sobrecarga no maciço de coroamento para o qual não estava dimensionado. Do incidente não resultaram mortos nem feridos.

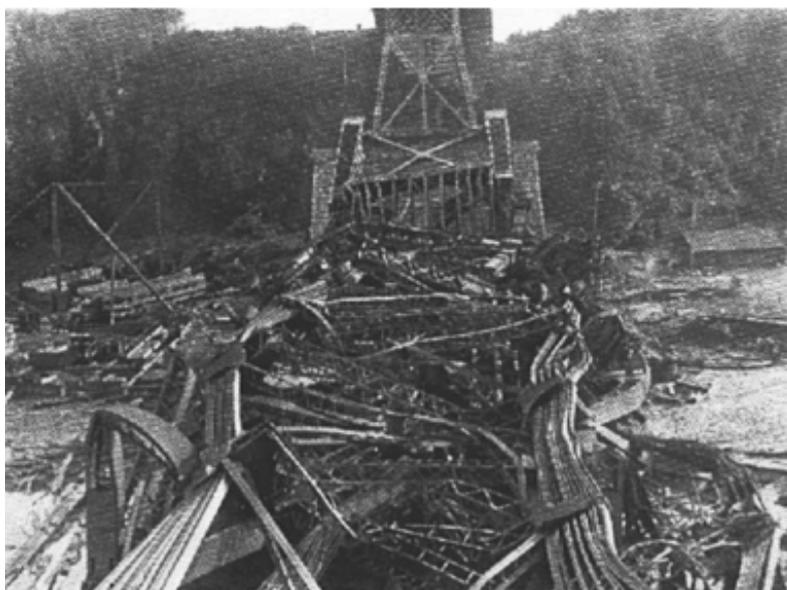
Em 1907, na França, a ponte metálica treliçada de La Rasse colapsou totalmente, não existindo vítimas. O colapso deveu-se a um erro de concepção em que não dimensionaram as ancoragens convenientemente. Quando os elementos que constituíam a ponte estavam a ser colocados na sua posição longitudinal, ocorreu um problema com a manipulação do guincho, e como a ancoragem não

estava bem dimensionada a ponte colapsou.

Em 1907, no Canadá, a Quebec Bridge colapsou totalmente provocando setenta e cinco mortos, sendo construída com cavalete ao solo, como se observa na Figura 3.2. O colapso, como se observa na Figura 3.3, deveu-se a quatro motivos: a um não entendimento do comportamento da carga do peso próprio; união temporária das barras longitudinais das treliça utilizando parafusos; os esforços atuantes eram demasiado elevados atuando numa secção transversal fraca; e por fim, os elementos de suporte não tinham robustez suficiente para evitar a encurvadura dos elementos à compressão.



**Figura 3.2** Construção do arco sul (Åkesson, 2008).



**Figura 3.3** Colapso da Quebec Bridge (Åkesson, 2008).

Na Suíça, em 1913, a ponte treliçada perto de Gütikhausen colapsou na totalidade provocando dois feridos. O colapso deveu-se a um erro humano crasso em que durante uma ação de reforço da estrutura alguns membros não estavam aparafusados, provocando encurvadura.

Em 1923, sem causar vítimas, colapsou na totalidade na Alemanha, a ponte

em arco em Flensburg devido a um erro de concepção, em que não foi definida corretamente a sequência de remoção da cofragem.

A ponte suspensa de Poughkeepsie colapsou parcialmente no ano de 1927 devido a um erro de concepção, não causando vítimas. O colapso deveu-se ao facto da qualidade do solo ser pior do que o expectável.

Em 1931, a ponte suspensa de Bordeaux colapsou totalmente provocando quinze mortos e quarenta feridos. O colapso deveu-se a um erro humano crasso, que consistiu na utilização de nove camiões totalmente carregados para os ensaios de carga. Um dos camiões destruiu um cabo, provocando uma redistribuição de forças, provocando a falha dos restantes cabos levando ao colapso da ponte.

Em 1939, na Suécia, a ponte em arco Sandö Bridge localizada na Suécia colapsou provocando dezoito mortos. Na época as causas do colapso não ficaram totalmente esclarecidas. Na Figura 3.4 está representada a construção da ponte. Em 1961, o Professor Hjalmar Granholm estudou a ponte e provou que a rigidez à flexão do banzo era demasiada baixa para resistir à encurvadura lateral.

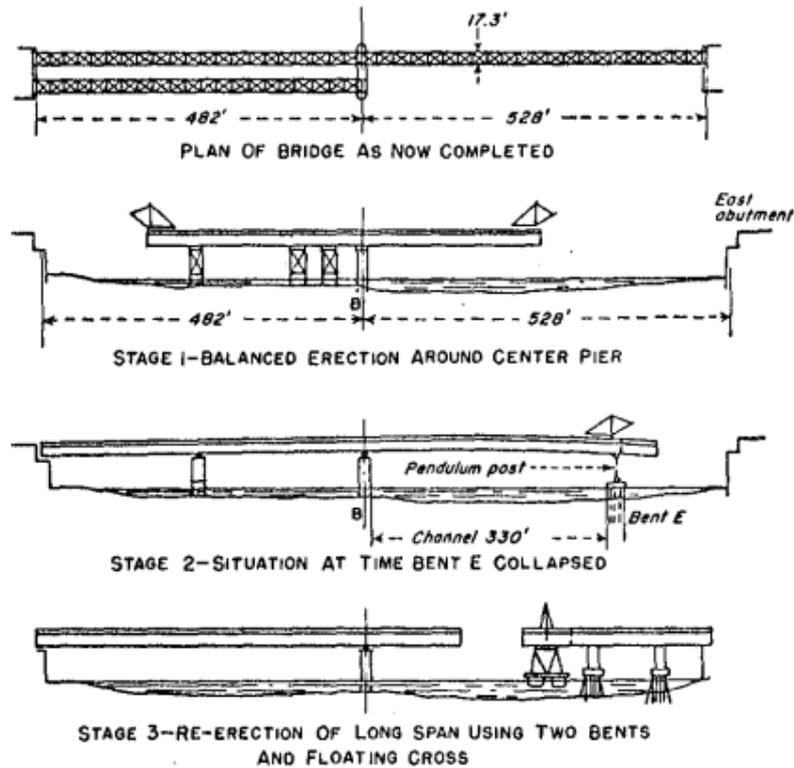


**Figura 3.4** Construção da ponte em arco Sandö Bridge (Åkesson, 2008).

Em 1939, uma ponte situada perto de Nova Iorque colapsou parcialmente não provocando vítimas. O colapso ocorreu devido ao choque com um navio.

A ponte rodoviária perto de Frankenthal, na Alemanha, colapsou parcialmente em 1940 provocando quarenta e dois mortos, devido a um erro de concepção, que provocou uma falha nos equipamentos de elevação. Durante o processo de elevação foram adicionadas vigas sobre os pilares temporários que não estavam previstos no projeto. Durante o processo de elevação, com os macacos hidráulicos, criou-se uma força horizontal devido ao levantamento desigual, criando excentricidade e provocando deflexão da viga e do pilar temporário, provocando o colapso do mesmo. O vão cedeu até ao local onde o diagrama de momentos flectores mudava de sinal. Na Figura 3.5 observa-se o processo construtivo da ponte e na Figura 3.6 ilustra-se o colapso da mesma.

Em 1949, nos Estados Unidos, colapsou a Hinton Truss Bridge, devido a causas desconhecidas, em que o braço da consola não tinha capacidade sufici-



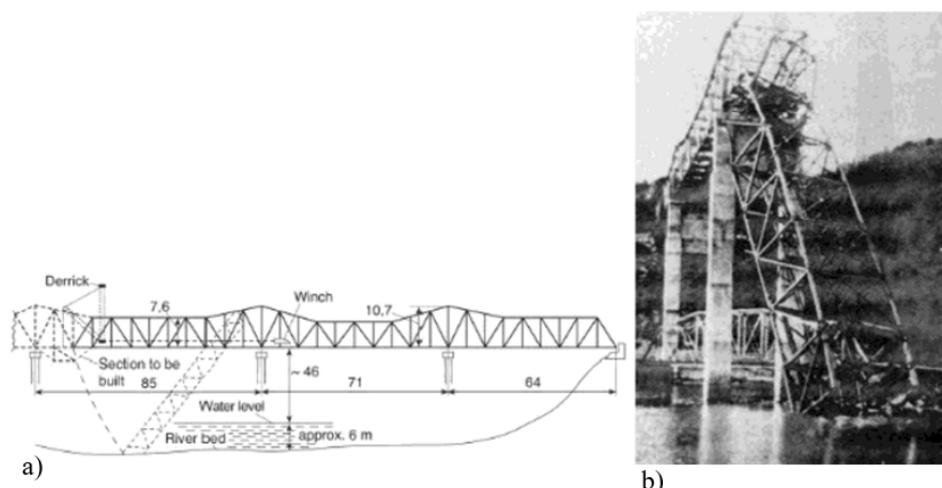
**Figura 3.5** Processo construtivo da ponte rodoviária perto de Frankenthal (Tweed, 1969).



**Figura 3.6** Colapso da ponte rodoviária perto de Frankenthal (Scheer, 2010).

ente, sendo que o que causou a incapacidade da consola é desconhecido. Deste acidente resultaram cinco mortos e quatro feridos. Na Figura 3.7 é ilustrado o sistema da ponte assim como o seu colapso.

A ponte rodoviária Sullivan Square, nos Estados Unidos, colapsou total-



**Figura 3.7** Hinton Truss Bridge: a) sistema b) colapso (Scheer, 2010).

mente em 1952 não provocando vítimas. O colapso foi provocado por uma causa desconhecida, resultando na instabilidade nos andaimes.

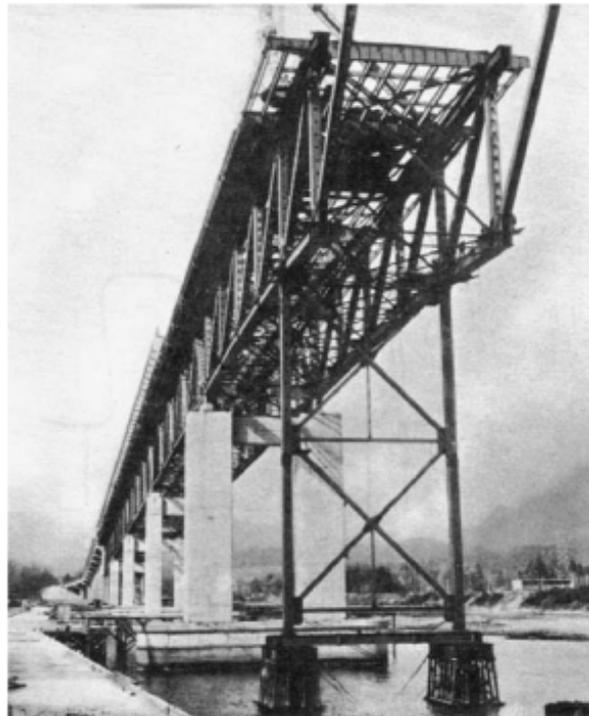
Em 1954, a ponte rodoviária composta perto de Kaiserslautern colapsou parcialmente devido ao conhecimento limitado da época. Os membros superiores da treliça não tinham rigidez suficiente em relação ao eixo de menor inércia, provocando encurvadura quando a secção foi comprimida. Deste acidente não resultaram vítimas.

A ponte de Nordbrücke Düsseldorf colapsou parcialmente no ano de 1956 devido a um erro humano crasso. O acidente ocorreu quando dois barcos com guindastes, utilizados para a construção da obra, carregavam 410 toneladas, mas estavam mal coordenados fazendo com que apenas um barco suportasse todo o peso, quando o mesmo não tinha capacidade para tal. Deste acidente resultou um ferido.

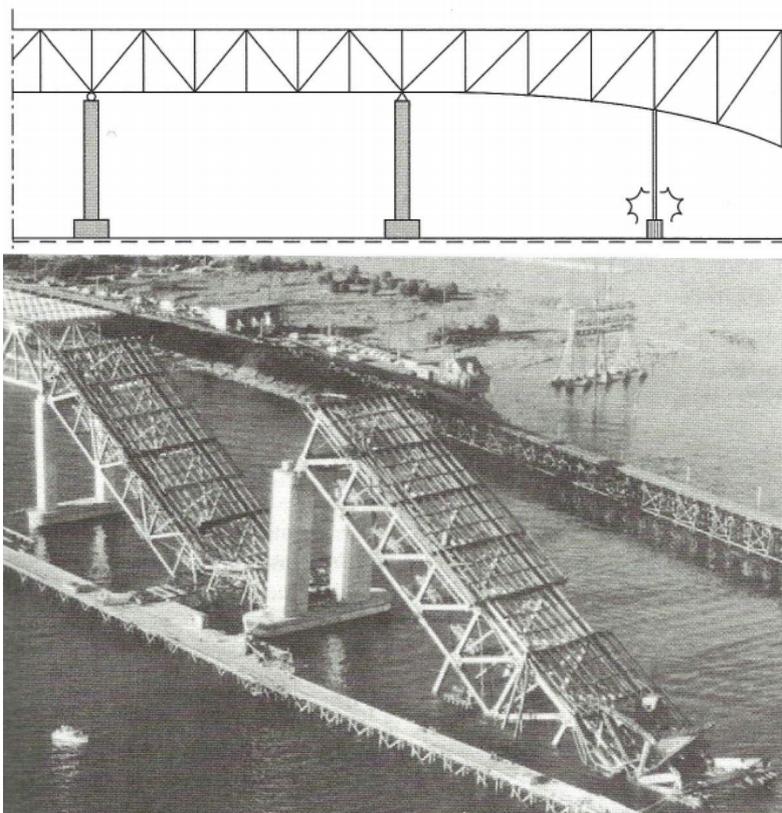
Em 1958, a Second Narrows Bridge no Canadá colapsou na totalidade provocando dezoito mortos e vinte feridos. O colapso deveu-se a um erro humano crasso, mais concretamente má construção. No momento do colapso, o vão Norte estava a ser construído e era suportado por uma estrutura treliçada, como se observa na Figura 3.8. A mesma colapsou sem aviso prévio, levando consigo o vão adjacente. A alma da viga inferior transversal do suporte treliçado não tinha rigidez suficiente, sofreu encurvadura e todo o peso da consola foi transferido para a treliça, que não tinha capacidade para resistir e colapsou, como se observa na Figura 3.9. Ocorreu o colapso do sistema de suporte temporário, depois de detectada uma falha na alma, sendo que para corrigir a situação foi colocado um reforço de madeira.

Na Alemanha, em 1961, ocorreu o colapso parcial da ponte rodoviária perto de Limburg. Do acidente resultaram três mortos e onze feridos. O colapso deveu-se a um erro de concepção, que levou ao assentamento das fundações temporárias, provocando uma redistribuição das cargas e o colapso dos andaimes, cuja configuração base era problemática.

Na Grã-Bretanha, em 1962, colapsou a Fife Bridge provocando a morte a três trabalhadores. Um erro de concepção fez com que ocorresse um assentamento de terras provocando um desequilíbrio de cargas e consequentemente



**Figura 3.8** Estrutura treliçada temporária utilizada durante a construção (Åkesson, 2008).



**Figura 3.9** Colapso da Second Narrows Bridge (Åkesson, 2008).

encurvadora dos andaimes.

A ponte rodoviária de Heidingsfeld na Alemanha, colapsou parcialmente em 1963 e não provocou vítimas. O colapso ocorreu devido a um erro de concepção em que as chapas de suporte não aguentaram o peso do betão.

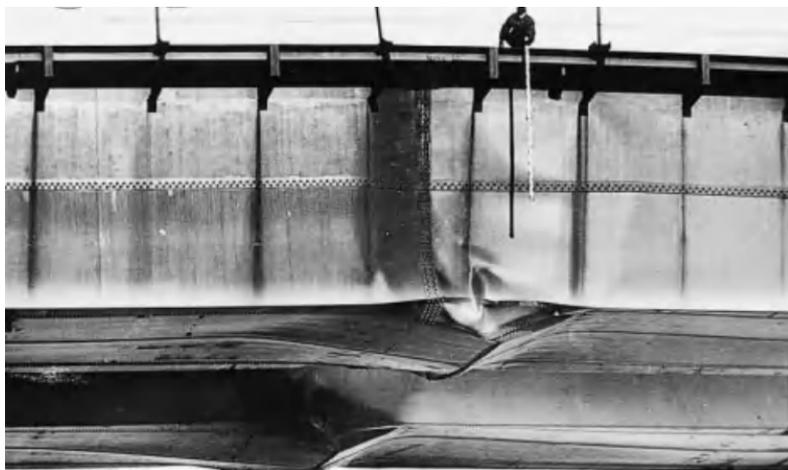
Em 1966, a ponte de Vorland Rees-Kalkar colapsou parcialmente provocando um ferido. O colapso ocorreu porque os suportes temporários não tinham capacidade para suportar as cargas. Foi portanto um erro de concepção.

Na Cidade do México, no México em 1967, uma ponte colapsou levando à morte vinte e uma pessoas. As causas do acidente nunca foram apuradas sendo que as duas teorias para a causa são que os suportes metálicos tinham defeito ou que os terrenos abaixo dos suportes eram instáveis e cederam.

A ponte metálica em Willemstad, na Holanda colapsou em 1967 provocando vinte mortos. O colapso deveu-se a um erro humano crasso, que levou a que o cabo da ancoragem com  $1000 \text{ N/mm}^2$  cedesse provavelmente devido a uma soldagem mal executada.

Em 1969, a ponte de Esslingen na Alemanha colapsou parcialmente devido a inundações. A água entrou na parede de estacas moldadas provocando três mortos.

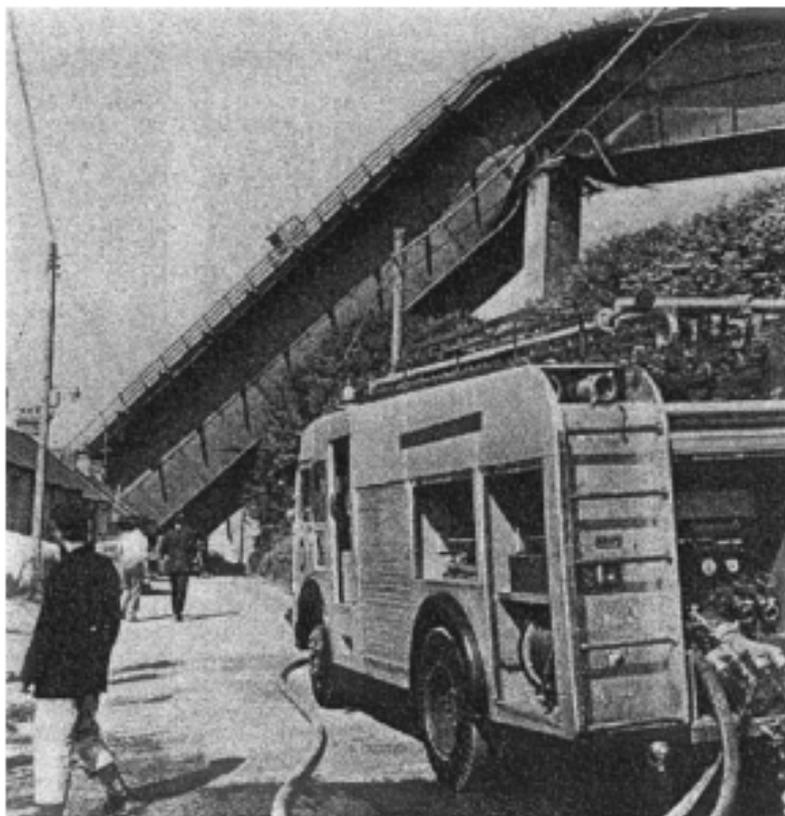
Na Áustria, em 1969, colapsou parcialmente a ponte Fourth Danube, construída pelo método dos avanços sucessivos, não provocando vítimas. O colapso ocorreu devido aos conhecimentos limitados da época, provocando encurvadura das barras longitudinais inferiores. O colapso deu-se com a ação da temperatura que não foi tida em conta, e a distribuição da carga do peso próprio também foi muito simplificada. Durante a noite a temperatura desceu provocando um aumento dos momentos flectores no topo da consola. Na Figura 3.10 está representada a ponte descrita anteriormente.



**Figura 3.10** Colapso da ponte Fourth Danube (Scheer, 2010).

No País de Gales, em 1970, colapsou completamente a Cleddau Bridge, como se observa na Figura 3.11, provocando quatro mortos. O colapso ocorreu devido ao conhecimento limitado, provocando a encurvadura sobre os elementos de suporte. A falta de rigidez do diafragma iniciou a encurvadura do sistema de suporte.

No Brasil, em 1970, a ponte entre o Rio de Janeiro e Niteroi colapsou parcialmente provocando oito mortos. O colapso durante os testes de carga,



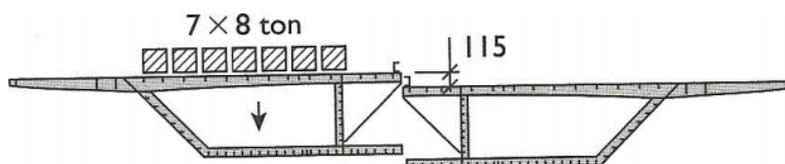
**Figura 3.11** Colapso da Cleddau Bridge (Åkesson, 2008).

foi devido a erros nos cálculos associados à obra, mais concretamente na análise estrutural.

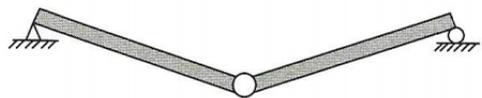
No mesmo ano, na Áustria perto de Soboth, colapsou totalmente a ponte Gasitschbach devido a um erro humano crasso. A ponte, construída pelo método dos avanços sucessivos colapsou quando estava a ser colocado um novo elemento, devido a uma reação em cadeia. Com o colapso do pilar, caiu a secção que estava apoiada sobre ele, e posteriormente as restantes secções. A causa foi um defeito de concepção nas juntas de encaixe das barras de pré-esforço nas diagonais do pilar auxiliar com 18 metros, provocando três mortos e dois feridos.

Também em 1970, na Austrália, a ponte de West Gate Bridge colapsou totalmente, provocando trinta e quatro mortos e dezoito feridos. O acidente deveu-se a um erro de concepção. No projecto da ponte estava descrita uma solução com uma viga, mas durante a construção para facilitar a elevação da viga, esta foi dividida em duas partes. Posteriormente para unir as partes, verificou-se que as mesmas não estavam perfeitamente alinhadas, havendo imperfeições. Para tentar colmatar a diferença de alturas entre as vigas, como se observa na Figura 3.12, colocaram de um dos lados sete blocos de betão de oito toneladas causando encurvadura. A ligação longitudinal da viga estava parcialmente completa quando retiraram os parafusos provocando o colapso, como se observa na Figura 3.13.

Na Alemanha, em 1971, colapsou parcialmente a ponte perto de Wennigsen, provocando um morto e dois feridos. O colapso ocorreu devido a um erro de



**Figura 3.12** Diferença de altura entre vigas (Åkesson, 2008).



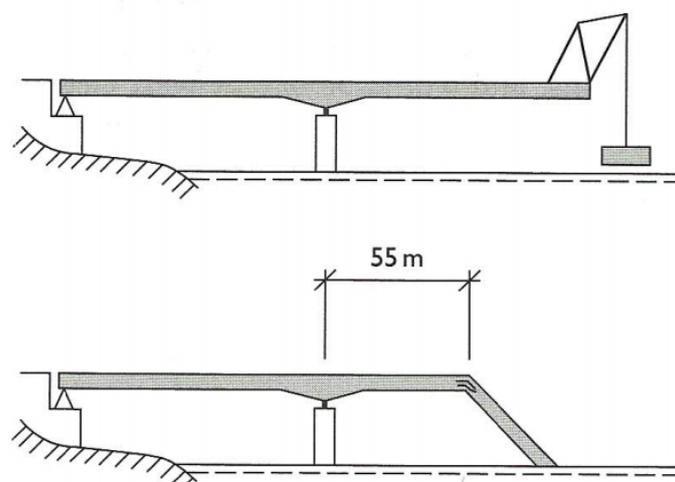
**Figura 3.13** Esquemas e fotografias do colapso da West Gate Bridge (Åkesson, 2008).

concepção que provocou a queda dos andaimes com o peso do betão fresco.

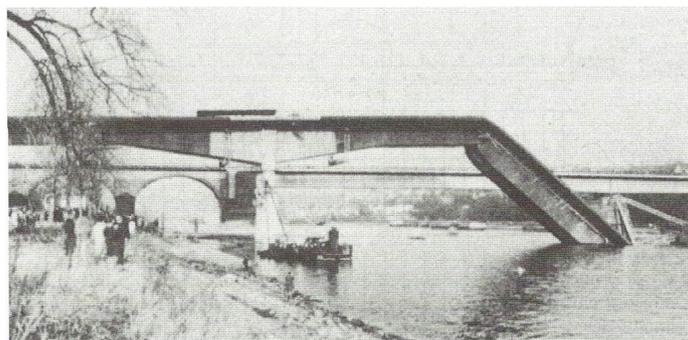
No mesmo ano, na Dinamarca, e devido à uma inexistência de conexão entre elementos da cofragem, colapsou a ponte perto de Ringsted. Trate-se de um erro de concepção. Neste acidente não existiram vítimas.

Também em 1971, no Rio de Janeiro, colapsou totalmente a ponte pré-esforçada provocando vinte e quatro mortos e quarenta feridos. O colapso ocorreu devido a um erro humano crasso, em que permitiram a passagem de um camião betoneira antes dos cabos de pré-esforço estarem colocados.

Novamente em 1971, a ponte de Rhine, na Alemanha, colapsou parcialmente provocando treze mortos devido ao conhecimento limitado da época, conduzindo à encurvadura do braço da consola, como se observa na Figura 3.14 e 3.15. Para minimizar o impacto no tráfego marítimo, o tramo central foi construído como se tratassem de duas consolas. O momento negativo provocado pelo peso próprio da viga, do elemento de elevação e da nova viga, provocou encurvadura no elemento inferior da secção, transformando a estrutura num mecanismo.



**Figura 3.14** Esquema do colapso da ponte de Kblenz (Åkesson, 2008).



**Figura 3.15** Colapso da ponte de Kblenz (Åkesson, 2008).

Em 1972, na Alemanha, a ponte perto de Koblenz, denominada Hillside Bridge, colapsou parcialmente provocando cinco mortos e quinze feridos devido a um erro de concepção. O andaime colapsou porque não aguentou o peso do betão fresco, como se observa na Figura 3.16.

Também em 1972, nos Estados Unidos, a ponte rodoviária perto de Pasadena colapsou devido a um erro de concepção. O andaime colapsou porque não aguentou o peso do betão fresco, e provocou seis mortos.

No mesmo ano, em Itália, a ponte de betão pré-esforçado Cannavino, construída por avanços sucessivos, colapsou completamente devido à ação da temperatura, que provocou o colapso da viga suspensa no meio vão do andaime entre consolas. O impacto causou o colapso de um dos braços da consola. Não houve vítimas.

Em Inglaterra, em 1972, o viaduto da A329, com duas faixas de rodagem sobre o Rio Loddon até Woodley, colapsou parcialmente provocando três mortos e dez feridos. O colapso ocorreu devido a um erro de concepção, que provocou o colapso de vinte e quatro metros de vão devido à insuficiente capacidade da cofragem durante a betonagem.

Na Suíça, em 1973, a ponte de Illarsaz colapsou totalmente não provocando vítimas. O colapso foi devido a um erro de concepção. Inesperada-



**Figura 3.16** Colapso da Hillside Bridge (Scheer, 2010).

mente, formaram-se forças de orientação transversal durante o posicionamento do tabuleiro, também a excentricidade das forças de atrito influenciaram os momentos fletores na laje de betão provocando o colapso.

No mesmo ano e também na Suíça, a ponte de Valagin colapsou totalmente provocando sete feridos, devido a um erro de concepção. A ponte foi construída pelo método do lançamento incremental. Durante o avanço do tabuleiro foi considerado um valor mínimo para a força de atrito demasiado baixo.

Em 1973, na Alemanha, a ponte metálica de Zeulenroda, colapsou parcialmente, como se observa na Figura 3.17, provocando quatro mortos devido ao conhecimento limitado da época, provocando encurvadura das barras longitudinais inferiores. Durante a construção foi construído um apoio temporário para a ponte que nunca foi utilizado, pois a ponte colapsou antes, como se observa na Figura 3.18. Os reforços longitudinais da ponte eram demasiado pequenos, fazendo com que a ponte tivesse insuficiente capacidade de carga como um todo. Para corrigir estes problemas, os reforços teriam de ser mais rígidos, o banzo teria de ser maior e a secção transversal teria de ter mais profundidade diminuindo as tensões de flexão.

No ano seguinte, novamente na Alemanha, a ponte perto de Kempten colapsou totalmente provocando nove mortos devido a um erro de concepção. Os andaimes colapsaram porque não aguentaram o peso do betão fresco.

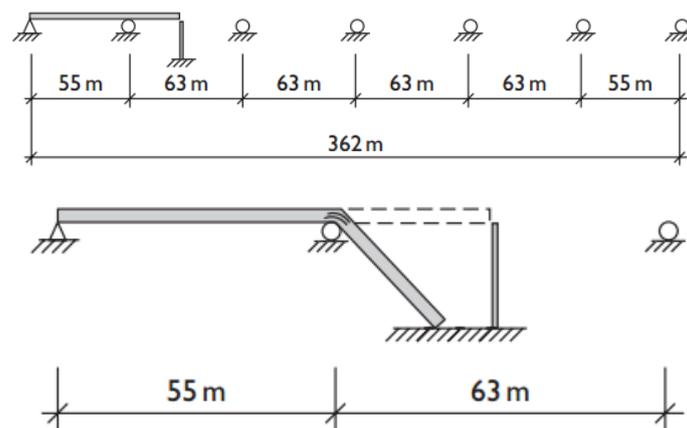
Novamente na Alemanha e em 1974, a Brohltal Bridge colapsou parcialmente não provocando vítimas, devido a um erro humano crasso. A ponte foi construída pelo método do lançamento incremental. As almas de 34 centímetros, que viriam a ficar no meio da secção, ficaram danificadas enquanto estavam a ser empurradas sobre os apoios. Isto deve-se ao facto da existência de espaços ociosos entre os cabos de pré-esforço da alma, pois ainda não tinham injetado a calda de cimento.

Em 1975, na Áustria, colapsou parcialmente a ponte de betão pré-esforçado de Gmünd provocando dez mortos e um ferido devido a um erro humano crasso. O betão ainda não tinha ganho presa aquando da retirada dos suportes e o projeto da ponte não foi respeitado.

Em 1979, no Japão, a ponte de betão pré-esforçado de Ayato colapsou totalmente provocando quatro feridos e quatro mortos, devido a um erro humano



**Figura 3.17** Colapso da ponte de Zeulenroda (Åkesson, 2008).



**Figura 3.18** Esquema do colapso da ponte de Zeulenroda (Åkesson, 2008).

crasso. Foram construídas através do método do lançamento incremental duas consolas. Na secção de fecho deparou-se com uma diferença de 30 centímetros. Foi colocada uma cinta nas consolas, mas a força exercida acabou por provocar o colapso de ambas as consolas.

Em 1981, na Coreia, colapsou a ponte suspensa de Cheju Island devido a

um erro de concepção, provocando a morte a onze pessoas e oito feridos. O acidente ocorreu quando a extremidade do cabo foi arrancada da ancoragem.

Em 1982, na Alemanha, a ponte perto de Dedensen colapsou totalmente não provocando vítimas. O colapso ocorreu devido a um erro humano crasso, em que foram retirados os apoios laterais provocando encurvadura na viga de suporte.

No mesmo ano, nos Estados Unidos, a ponte em East Chicago colapsou parcialmente provocando treze mortos e dezassete feridos devido a um erro de concepção. O andaime colapsou com o peso do betão fresco.

Também nos Estados Unidos e no mesmo ano, a ponte de betão pré-fabricado em Saginaw colapsou parcialmente não provocando vítimas. O colapso foi devido a um erro de concepção, em que colocaram elementos de suporte temporários com resistência insuficiente. Durante o posicionamento de um segmento de 150 toneladas, este caiu na extremidade da consola, provocando o levantamento da junta de dilatação. O pilar ficou inclinado, começando a fendilhar na sua base. Os elementos provisórios colocados não junta não tinham resistência para realizar a transferência de forças.

Também na Alemanha, em 1982, colapsou totalmente uma ponte treliçada de metal também devido à falta de resistência dos elementos de suporte.

A ponte de Syracuse nos Estados Unidos, em 1982, colapsou parcialmente provocando um morto e cinco feridos devido a um erro de concepção que provocou encurvadura de torção devido à falta de reforços laterais.

Em 1984, a ponte situada no Oeste de Tóquio colapsou totalmente provocando a morte de quatro pessoas e quatorze feridos devido a um erro de concepção em que não se definiu corretamente a ordem de retirada dos andaimes.

Também no mesmo ano, no Canadá, a ponte perto de Sept-Iles colapsou totalmente devido a um erro de concepção, em que apresentaram falhas nos cálculos, perfazendo seis mortos e dois feridos. Os suportes de contraventamento tinham capacidade apenas para suportar um terço da carga atuante.

Em 1985, na Alemanha, colapsou parcialmente a ponte de Czerny devido a um erro humano crasso, em que utilizaram os parafusos errados, provocando uma diminuição da capacidade de absorção das forças horizontais, provocando três feridos.

No mesmo ano, nos Estados Unidos, o viaduto que passa a Interstate 20 em Denver colapsou parcialmente provocando um morto e quatro feridos devido a um erro de concepção, sendo uma falha na cabeça do pilar enviando oito vigas de cinquenta e cinco toneladas para a estrada.

Em 1988, na Alemanha, colapsou completamente a ponte A3 perto de Aschaffenburg provocando sete feridos e um morto. O colapso ocorreu devido a um erro de concepção, em que não consideraram a carga crítica durante o método construtivo do lançamento incremental. A força temporária entre a torre de suporte temporário e o apoio não foi absorvida.

No mesmo ano, nos Estados Unidos, a ponte rodoviária perto de Seattle colapsou sem provocar vítimas devido a um erro de concepção, em que as vigas não estavam conectadas através de diafragmas, provocando o efeito de dominó.

Novamente no Estados Unidos e no ano de 1989, a ponte com secção em viga caixão situada em Los Angeles colapsou provocando cinco feridos, devido a um erro de concepção. O colapso deu-se quando os andaimes foram retirados

durante a construção.

Em 1989, nos Estados Unidos, uma ponte em Baltimore colapsou provocando catorze feridos devido a um erro de concepção, em que com o decorrer da betonagem, formou-se uma carga assimétrica e também os cabos de pré-esforço não estavam no seu lugar devido.

Em 1992, a Nova Ponte de Haengju na Coreia colapsou parcialmente não provocando vítimas, devido a erro humano crasso, em que não previram a excentricidade da carga nem a falta de qualidade do betão.

A ponte treliçada em Concord, nos Estados Unidos, colapsou totalmente em 1993 provocando dois mortos e sete feridos devido a um erro humano crasso, em que os reforços foram montados no lugar errado segundo o autor Khan (2015). Segundo Scheer (2010) os parafusos foram removidos durante o desmantelamento sem supervisão.

Em 1995, nos Estados Unidos, a ponte perto de Clifton colapsou totalmente provocando um morto. O colapso deveu-se a um erro humano crasso que consistiu, em não respeitar a sequência construtiva definida no projeto.

Em 1995, a ponte de Cologne-Wahn Airport, na Alemanha, colapsou parcialmente provocando um morto devido a um erro de concepção, em que os andaimes colapsaram com o peso do betão fresco. Durante a investigação verificou-se que: os certificados de homologação não poderiam ser dados a todos os componentes do andaime; o andaime trabalhava de forma defeituosa; o contraventamento era insuficiente em algumas zonas; e em algumas partes o acoplamento não foi realizado. Também inicialmente o andaime foi construído demasiado alto sendo corrigido utilizando suportes improvisados, as colunas encastradas na base não eram carregadas axialmente na maioria dos casos e não foram utilizadas bases na colocação dos andaimes.

A ponte de Grogol, na Indonésia, colapsou parcialmente em 1996 provocando quatro mortos e dezanove feridos, devido a um erro humano crasso. Retiraram os andaimes cedo demais, provocando o colapso de uma tramo de trinta metros.

Em 1997, a Ponte Vasco da Gama, em Portugal, colapsou parcialmente provocando a morte a cinco trabalhadores devido à queda de um carrinho de avanço de uma altura de quarenta e cinco metros. O acidente ocorreu quando a cofragem estava a ser colocada no outro lado da torre. As barras de ancoragem falharam provocando o colapso. Os investigadores concluíram que as porcas específicas utilizadas nas ancoragens estavam incompletas. A construção dessa ponte está ilustrada na Figura 3.19.

Em 1999, a travessia de Ribeira do Porto, nas obras do IP4 em Portugal, colapsou provocando a morte de quatro trabalhadores, devido à estrutura que suportava a cofragem do último pilar da ponte ter cedido.

Em 2001, em Portugal, o viaduto da Fanadia colapsou provocando quatro mortos. O colapso ocorreu durante a betonagem devido à deslocação dos solos (terrenos lodosos) e um erro de cálculo do cimbra. O cálculo efetuado para o cimbra estaria 30% abaixo do preconizado nas normas europeias.

Novamente em Portugal e em 2001, o Viaduto do Barranco colapsou durante a betonagem, caindo o cimbra. A tragédia terá resultado fundamentalmente de falhas do projeto da estrutura do cimbra e de deficiências, quer do material empregue na estrutura quer na respectiva montagem. Mais concretamente, da instabilização das colunas das torres do cimbra, da inexistência



**Figura 3.19** Construção da Ponte Vasco da Gama (Martins, 2015).

de um contraventamento eficaz das colunas centrais das torres e da influência de excentricidades elevadas nas ligações das extremidades das diagonais de contraventamento.

Em 2003, nos Estados Unidos, a Imola Avenue Bridge colapsou parcialmente provocando um morto e sete feridos devido a um erro humano crasso. Três macacos hidráulicos de cem toneladas utilizados para suportar o tabuleiro com betão fresco foram colocados duas polegadas fora do centro, fazendo uma mudança do seu local de apoio segundo o autor Khan (2015). Segundo Scheer (2010) a ponte estava a ser construída quando oito vigas pré-fabricadas e a cofragem colapsaram. Na fase intermédia da construção foi necessário colocar suportes por baixo das vigas para proceder à betonagem, suspeita-se que a fixação das vigas foi feita de forma inadequada.

Em 2004, nos Estados Unidos, a Lee Roy Selmon Expressway colapsou parcialmente não provocando vítimas, devido a causas naturais. Um sumidouro debaixo de um pilar de betão fez com que a ponte abatesse 4,5 metros, e a estrada que estava a ser construída num ponto mais elevado, abateu provocando a encurvadura da ponte e posterior colapso.

Novamente em 2004, e nos Estados Unidos, a ponte perto da Cidade de Pawnee colapsou parcialmente provocando três feridos. O colapso ocorreu devido a um erro de concepção que permitiu o colapso da cofragem durante a betonagem.

A ponte Interstate 70 Bridge em Denver colapsou em 2004, nos Estados Unidos, provocando três mortos devido a um erro de concepção. Uma viga de 40 toneladas foi temporariamente apoiada na ponte existente com cinco barras de metal espaçadas ao longo do comprimento de 30 metros. A amarração à ponte foi feita com parafusos, estes ficaram frouxos e a viga desabou na estrada que passava por baixo da ponte.

Também no mesmo ano na Indonésia, a Suramadu Bridge colapsou totalmente provocando um morto e sete feridos devido a um erro humano crasso. Os trabalhadores tentaram posicionar corretamente a sexta laje mas esta caiu,

e arrastou as outras cinco lajes. Parte da ponte deveria estar a ser suportada por trinta e cinco prumos mas estava apenas a ser suportada por vinte e sete.

Em 2005, a ponte entre a zona nordestina da província de Thai de Mukdaahan e o Sudoeste da cidade Laotian de Savannakhet na Tailândia colapsou provocando oito mortos. O colapso ocorreu devido a erro humano crasso. Uma secção da ponte na fronteira de Thai-Lao caiu ao rio, depois de atingido por um guindaste que desabou sobre a ponte.

No mesmo ano, na China, a Xiaojianshan Bridge colapsou totalmente provocando oito mortos e dezasseis feridos devido a um erro humano crasso. Os prumos na secção de colapso não cumpriam os critérios. Alguns daqueles tubos de aço não tinham espessura suficiente, e tudo indica que o trabalho foi realizado por trabalhadores sem os conhecimentos necessários.

Também em 2005, em Espanha, a ponte perto de Almunecar colapsou parcialmente provocando seis mortos e três feridos. As causas do acidente nunca foram esclarecidas, sendo que a fadiga do material seja a causa mais provável.

Em 2006, na Dinamarca, a ponte sobre a via rápida E45 colapsou parcialmente provocando um morto e cinco feridos devido a um erro de concepção. A viga em I era incapaz de suportar a pressão e colapsou. Esta ação fez despontar uma reação em cadeia fazendo com que a parte Este da faixa de rodagem colapsasse.

Na China, em 2007, a ponte em Fenghuang ao longo do Rio Jiantuo colapsou totalmente devido a um erro humano crasso, provocando vinte e nove mortes. A ponte colapsou quando os trabalhadores começaram a remover os andaimes de forma incorreta.

Em 2007, no Vietname, colapsou parcialmente a ponte Can-Tho devido a um erro de concepção provocando sessenta mortos e feridos. O colapso ocorreu durante a betonagem dos vãos em que 30 metros de andaime caíram. Tudo indica que ocorreu uma falha nas fundações após numa chuvada intensa.

Na China, em 2008, a ponte Jintang colapsou parcialmente não provocando vítimas, devido a um navio de carga vazio que colide com a ponte provocando o colapso de sessenta metros da estrutura.

Em 2009, em Andorra, cinco trabalhadores morreram e seis ficaram feridos devido a uma queda de quinze metros de um viaduto, como se observa na Figura 3.20, que integrava as obras no túnel “Dos Valire” nos Pirenéus. Esta tragédia teve como causa o desmoronamento do cimbri.

Um viaduto em Amarante, Portugal, colapsou em 2010 devido à estrutura do cimbri que sustentava a cofragem, por via da sua fragilidade e da sua incapacidade para suportar o peso do material que lhe estava a ser colocado em cima no decurso da betonagem. A insuficiência da estrutura teve na sua origem a falta de rigor técnico na elaboração do projeto do cimbri e nas sucessivas fiscalizações técnicas a que foi sujeito.

Em 2011, no concelho de Vila Franca em Portugal, o viaduto sobre a freguesia de Água d’Alto colapsou sem provocar vítimas, sendo provocado por um deslizamento de terras do talude que ganhou grande energia e velocidade devido à elevada altura a que se encontrava, cerca de 100 metros acima da base dos pilares. Esta massa de terra atingiu a base de sustentação da grua de apoio à construção dos pilares, com 87 metros de altura, movendo-a em rota de colisão com os pilares que, com o forte impacto da grua, foram derrubados



**Figura 3.20** Colapso de um viaduto em Andorra (Expresso, 2009).

contra o talude adjacente.

Em 2014, ocorreu a queda de um viaduto em Belo Horizonte, no Brasil, que se observa na Figura 3.21, entre os erros apontados estão o de cálculo das armaduras do bloco de fundação de um dos pilares. Outro erro apontado foi na chamada protensão, um tipo de sistema estrutural que cria um pré-tensionamento nos cabos para aumentar a resistência da laje do viaduto, mas esses deveriam ter sido tapados com cimento. Os inspetores também indicam que foram abertos 42 buracos na estrutura do viaduto para a passagem de material, intervenções que não estavam previstas no projeto. Isso teria fragilizado a construção. Todas as situações anteriores causaram a sobrecarga do pilar de sustentação que cedeu e causou a queda, quando as escoras estavam a ser retiradas.



**Figura 3.21** Colapso do Viaduto em Belo Horizonte (Renascença, 2014).

No Japão, em Abril de 2016, um viaduto colapsou provocando dois mortos e oito feridos. As causas do acidente estão ainda por apurar.

Na Alemanha, em Junho de 2016, uma ponte em reconstrução colapsou como se vê na Figura 3.22, provocando um morto e seis feridos. A mesma estava a ser construída paralelamente a uma existente, quando o vão recentemente

construída com 40 metros e seus andaimes caíram. As causas do acidente ainda estão por apurar.



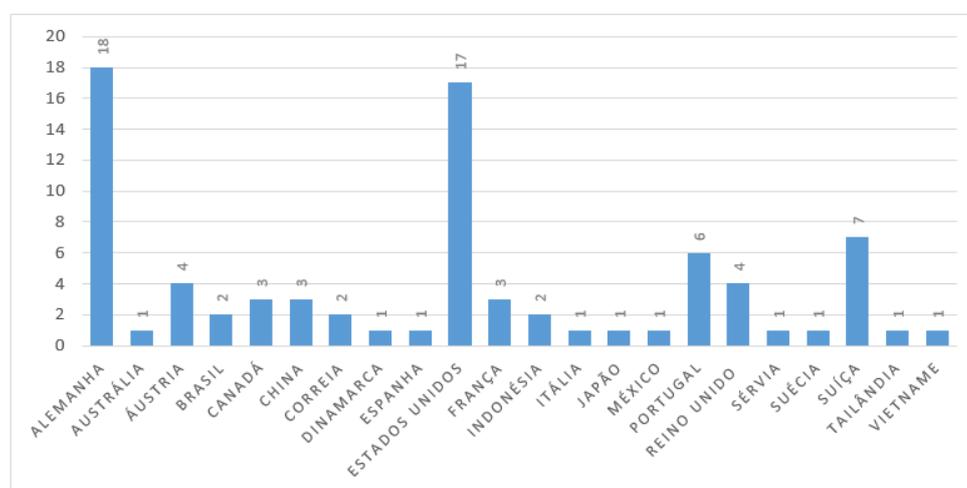
Figura 3.22 Colapso de Viaduto na Alemanha (Jones, 2016).

### 3.2 Análise dos colapsos ocorridos durante a construção

Com os dados apresentados anteriormente foi realizada uma análise de forma a compreender qual o tipo de motivo que mais provoca colapsos durante a fase construtiva, sendo que no anexo 6.1 é apresentada a listagem das pontes consideradas. Dos dados recolhidos, não foram contabilizadas aquelas pontes em que não foi possível classificar relativamente ao tipo de ponte, perfazendo assim um total de oitenta e uma observações. Das observações verifica-se que ocorreram colapsos em vinte e dois países, entre 1852 e 2016. Na Figura 3.23 é possível observar que os países onde ocorrem mais colapsos foram nos Estados Unidos e na Alemanha. As justificações para esta ocorrência deve-se ao facto destes países terem construídos mais pontes relativamente aos restantes, e ao facto de manterem um registo acessível desses colapsos.

Os motivos que levaram ao colapso das estruturas foram divididos em seis categorias sendo:

- **Erro de concepção** - falhas que ocorreram na fase de projeto;
- **Causas naturais**;
- **Erro humano crasso**;
- **Conhecimento limitado** - falhas que ocorreram devido à falta de conhecimentos da época;
- **Colisões**;
- **Desconhecido**.



**Figura 3.23** Número de colapsos por país.

Relacionando os motivos que levaram ao colapso das estruturas com os tipos de pontes, obteve-se a Tabela 3.1. Verifica-se que, os erros de concepção são os erros mais comuns. As pontes do tipo viga ou laje também são as pontes mais afetadas. Tal deve-se ao facto de serem o tipo de ponte mais comum. Conclui-se que é necessário apostar mais na qualidade dos projetos.

Analisando todos os dados obtidos verifica-se que as razões de forma geral que levam ao colapso das pontes durante a construção são: projeto deficiente; planeamento da obra desajustado; e atitudes impróprias no decorrer da obra. Durante a construção verifica-se que por vezes o prazo de construção é muito inferior ao necessário, favorecendo atitudes precipitadas. O empreiteiro por vezes não fornece informações aos trabalhadores sobre como manusear novos equipamentos e têm dificuldades de leitura das peças desenhadas, o material quando chega à obra não é analisado corretamente, favorecendo a falta de qualidade.

Para as pontes de betão armado verifica-se que as causas mais frequentes que contribuíram para o colapso da estrutura é a cofragem não ser adequada ou ser removida prematuramente, colocação incorreta das barras de pré-esforço e má sequência de betonagem.

**Tabela 3.1** Número de colapsos segundo o tipo de ponte e motivo

	Motivo							Total
	Erro de concepção	Causas naturais	Erro humano crasso	Conhecimento limitado	Colisões	Desconhecido	Total	
Arco	3	0	1	0	0	0	4	
Suspensa	3	1	1	0	0	0	5	
Viga ou em laje	25	3	12	4	2	4	50	
Em consola	2	0	1	0	0	0	3	
Tirantes	2	0	3	0	0	0	5	
Treliça	5	0	3	4	0	2	14	
Total	40	4	21	8	2	6	81	

Para as pontes metálicas verifica-se que a soldadura deficiente, espessura incorreta das chapas de fixação e das almas, e as imperfeições do material são as causas mais apontadas para justificar o colapso das pontes.

Suportes temporários levam tempo a ser montados e desmontados e estes devem ser projetados para as cargas de construção, sendo que a sua instabilidade é uma das causas mais frequentes que levam ao insucesso da construção.

A falha dos elementos de elevação também é uma das causas dos colapsos. Os macacos hidráulicos devem ser testados antes de serem utilizados, os cabos responsáveis pela elevação devem ser de alta elasticidade.

A falta de capacidade da consola é um problema de construção que ocorre em pontes com grande vão. As tensões a que a peça está sujeita são muito altas. Cada segmento necessita de ser projetado para a situação transitória, que é a construção, e deverão ser tomadas medidas especiais de segurança, como por exemplo apoios temporários.

## Capítulo 4

# Verificação da segurança para a fase construtiva

As ações dividem-se em três grupos: permanentes; variáveis; e as acidentais. As ações permanentes ocorrem com valores constantes ou com uma pequena variação em torno da média, durante toda a vida da construção. As ações variáveis são aquelas cujos valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida da construção. As ações acidentais são de curta duração e de muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção. As ações também podem ser classificadas relativamente à origem, sendo diretas ou indiretas. Quanto à variação espacial podem ser fixas ou livres. E quanto à natureza/resposta estrutural podem ser ações estáticas ou dinâmicas. Para cada ação é determinado um valor característico, que é o valor representativo da ação. Durante a execução do projeto é considerada a situação persistente, que visa a utilização normal, e a situação transitória, que visa a fase de construção e reparações. Os coeficientes parciais são coeficientes que visam equilibrar a possibilidade de ocorrerem desvios e incertezas. Ao longo deste capítulo são estudadas as ações atuantes durante a fase construtiva, tendo por base os Eurocódigos e o livro Calgaro et al. (2010).

### 4.1 Definição dos valores característicos das ações variáveis

Os valores característicos das ações variáveis são reduzidos devido à baixa probabilidade de ocorrerem com valores elevados durante um período de tempo curto, como é a fase construtiva, e também porque a adoção de valores elevados encarece o custo da obra. Os valores característicos das ações devem ser reduzidos com base nos períodos de retorno. Este processo é utilizado para ações variáveis durante a construção das estruturas. Para a realização desta redução, é necessário ter em conta: a duração prevista das diferentes situações transitórias de projeto; as informações adicionais que podem ser relativas à magnitude das ações, dependendo da duração e datas de ocorrência das situações transitórias; e os riscos inerentes, incluindo possíveis formas de intervenção caso ocorrem.

O valor característico de uma ação variável para uma situação de projeto persistente não depende diretamente do tempo de vida útil da estrutura. En-

tretanto, o cálculo dos valores característicos é baseado na comparação das respectivas durações da situação transitória e da vida útil da estrutura. Ou seja, a determinação de  $Q_{k,pers}$  provém da comparação entre  $T_{trans}$  e  $T_{dwl}$ .

A probabilidade de  $Q$  exceder um valor elevado  $Q^*$  é calculada aproximadamente através da equação 4.1, desde que as ações variáveis possam ser representadas como um processo aleatório estacionário.

$$\frac{Prob(Q > Q^*)_{durante T_{trans}}}{Prob(Q > Q^*)_{durante T_{dwl}}} \cong \frac{T_{trans}}{T_{dwl}} \quad (4.1)$$

Para as ações climáticas, nas informações adicionais é necessário ter em consideração a sazonalidade das mesmas, em que se pode adotar uma escala mensal para realizar as respectivas medições, e neste caso, considera-se geralmente 3 meses como o valor nominal da duração da situação transitória. E/ou, possivelmente, obter dados meteorológicos fiáveis através de medições durante poucos dias ou horas, e neste caso, geralmente considera-se 1 dia como o valor nominal de  $T_{trans}$ , se for apropriado.

Para ações antrópicas, geralmente, as informações adicionais são relacionadas com o controlo dessas ações e seus efeitos. Neste caso, a duração não é o melhor parâmetro de comparação.

Na generalidade, um valor aceitável para o valor nominal de  $T_{trans}$  é de 1 ano. Ao assumir este valor, o processo da ação pode ser considerado como estacionário, e é tratado da mesma forma para a situação de projeto persistente.

Para estas ações é possível aplicar os princípios básicos da percepção de risco evitando incidentes em casos particulares, ao aumentar a probabilidade de ocorrência dos eventos desfavoráveis.

Para processos estacionários, a determinação numérica do valor característico das ações para a situação de projeto transitória com a duração de 1 ano pode ser baseada na consideração do período de retorno. De acordo com EN 1990, o valor característico das ações climáticas em situações persistentes é baseado na probabilidade anual de excedência igual a 0,02, o que significa que o período de retorno de uma ação variável para uma situação de projeto persistente é de 50 anos.

A probabilidade de ocorrer uma falha durante uma situação transitória não é totalmente independente da probabilidade de ocorrer uma falha numa situação de projeto persistente. Contudo, tem-se verificado em casos comuns que a dependência mútua tem consequências muito significantes no grau de confiança somente quando a influência da ação permanente é mais dominante relativamente à influência da ação variável. Assumindo que existe uma independência total da probabilidade de falha durante as situações transitórias e persistentes de projeto, verifica-se que ao reduzir os períodos de retorno para situações transitórias proporcionalmente à duração das situações, a mesma probabilidade de falha é aproximadamente igual durante as situações transitórias e persistentes de projeto.

Entretanto, considerando uma probabilidade de falha igual para ambas as situações de projeto, se a situação persistente consistir num número elevado (50, por exemplo) de situações transitórias, resultará num aumento considerável da probabilidade de falha cumulativa. Reciprocamente, se o valor característico de uma ação variável para situações transitórias for igual ao valor característico de uma ação variável para situações persistentes, o número de

falhas durante a situação transitória será muito pequeno comparado com o número de falhas aceitável para uma situação persistente.

Assim, o valor característico para uma duração da situação transitória de 1 ano pode ser considerado igual à combinação de valores para uma situação persistente. A combinação é justificada pela Regra de Turkstra da seguinte forma: os efeitos de  $Q_{1k} + \psi_{0,2}Q_{2k}$  e de  $Q_{1k}$  agindo sozinho, devem corresponder aproximadamente ao mesmo período de retorno.

A Regra de Turkstra considera uma combinação com duas ações em que se assume que a ação  $Q_{1k}$  ocorre com o seu maior valor dentro de um tempo de referência, enquanto que a ação  $Q_{2k}$  é considerada com uma distribuição do tempo. Esta distribuição é garantida pelo coeficiente  $\psi_0$ .

Para escolher o  $\psi_0$ , deve-se ter em conta que o produto  $\gamma_F\psi_0$  não pode ser inferior a 1 para a verificação do Estado Limite Último. A mesma regra é válida para a determinação dos valores característicos a adotar durante as situações transitórias.

Para uma situação transitória com a duração de 1 ano, mesmo para as ações climáticas, um período de retorno de 5 anos é aceitável, em vez de 50 anos. Para situações transitórias com durações menores, como 3 meses ou 3 dias, os valores característicos devem ser ainda mais reduzidos, com base nas informações adicionais. Em alguns casos, qualquer valor característico reduzido pode ter de ser reexaminado para a otimização do nível de confiança. (Calgaro et al., 2010).

## 4.2 Recomendações propostas pelo Eurocódigo EC1-1-6

A metodologia proposta pelo Eurocódigo EC1-1-6 (Ações durante a construção) adota valores conservativos, tendo por base os conhecimentos descritos anteriormente.

O primeiro passo consiste na análise das várias fases construtivas separadamente. O passo seguinte é a atribuição de uma duração nominal para cada fase construtiva, que pode ser maior ou igual à duração real. O Eurocódigo indica quatro durações nominais para as ações climáticas: menos de três dias; entre três dias e três meses; entre três meses e um ano; e mais de um ano. Na Tabela 4.1 estão indicados os períodos de retorno associados a cada duração nominal para a determinação dos valores característicos. (Calgaro et al., 2010).

Para a execução de uma ponte em Portugal, as ações mais relevantes a considerar são o vento, as cargas de construção e o sismo.

## 4.3 Quantificação de ações relevantes na fase construtiva

### 4.3.1 Vento

O estudo da ação do vento é realizado pela NP EN 1991-1-4, mas a mesma não abrange pontes com vão superior a 200 metros, nem pontes suspensas e de tirantes. As pontes em arco e as pontes com curvatura acentuada também não são contempladas. A norma aplica-se a um tabuleiro com altura constante,

**Tabela 4.1** Períodos de retorno recomendados para a determinação dos valores característicos das ações climáticas (Adaptado da EN 1991-1-6, Quadro 3.1)

Duração	Período de retorno em anos
$\leq 3$ dias	2 <sup>a</sup>
$\leq 3$ meses mas $> 3$ dias	5 <sup>b</sup>
$\leq 1$ ano mas $> 3$ meses	10
$> 1$ ano	50

<sup>a</sup>A duração nominal de 3 dias, que pode ser escolhida para fases de execução curtas, corresponde à extensão no tempo com previsões meteorológicas fiáveis em relação à localização da estrutura. Esta escolha pode ser mantida para uma execução ligeiramente mais longa, se forem tomadas medidas organizacionais apropriadas. O conceito de período de retorno médio geralmente não é apropriado para durações curtas.

<sup>b</sup>Para uma duração nominal até três meses, as ações podem ser determinadas tendo em conta a sazonalidade e as variações climáticas de curto prazo. Por exemplo, a magnitude de inundação de um rio depende do período do ano em questão.

mas no anexo estão contempladas as alterações para tabuleiros com altura variável. O método apresentado é aplicável a pontes correntes com vão até 125 metros.

A quantificação da ação do vento nas pontes é aplicada apenas para as pontes de tabuleiro único, com um ou mais tramos, de altura constante e com secções transversais conforme as representadas na Figura 4.1.

A norma prevê três direções em que o vento pode soprar ( $x$ ,  $y$  e  $z$ ), como esquematizado na Figura 4.2. As direções  $x$  e  $y$  são diferentes e não são consideradas em simultâneo. Se as forças produzidas pela direção  $z$  forem desfavoráveis e significativas, então estas forças são consideradas juntamente com as forças produzidas por outra ação.

A ação do vento é realizada sob a forma de pressões que atuam perpendicularmente às estruturas. Quando existe uma grande construção, também atuam forças de atrito tangenciais. A ação do vento depende da sua velocidade, da configuração das construções e das características dinâmicas da estrutura. Para a quantificação desta ação, a NP EN 1991-1-4 preconiza o método das forças estáticas equivalentes.

$$F = \frac{1}{2}c\rho v^2 A \quad (4.2)$$

em que,

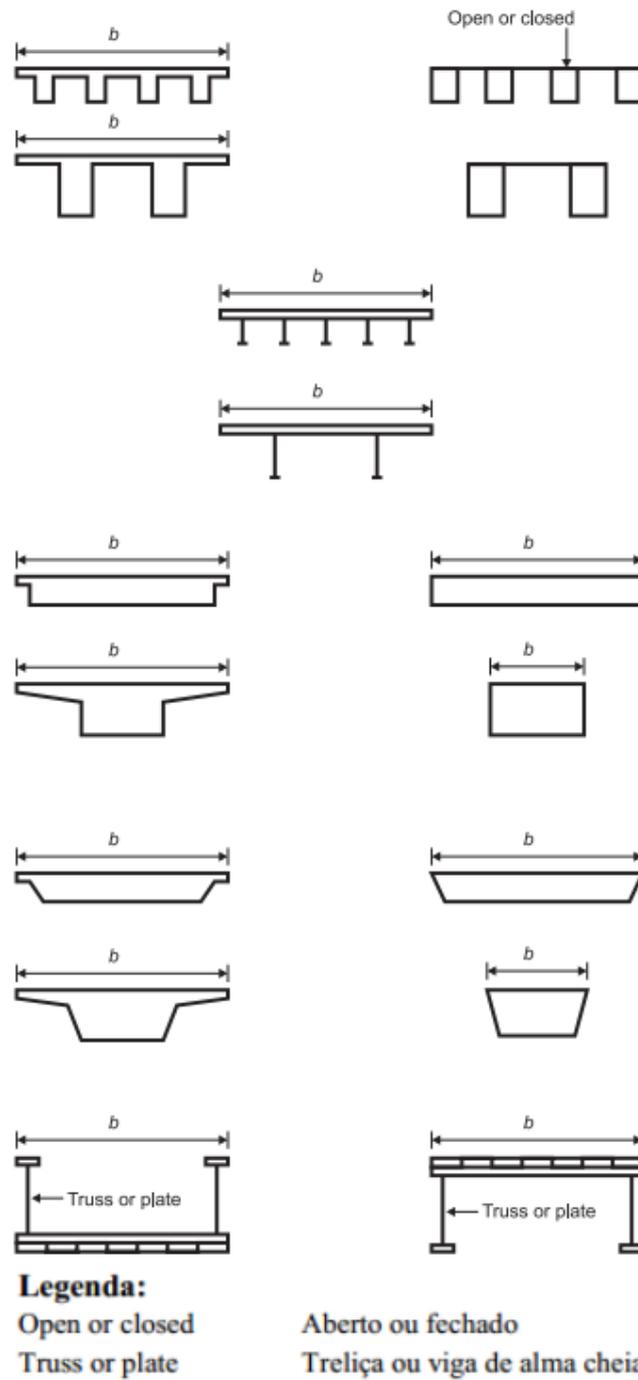
$c$  – coeficiente de forma ou aerodinâmico

$\rho$  – massa específica

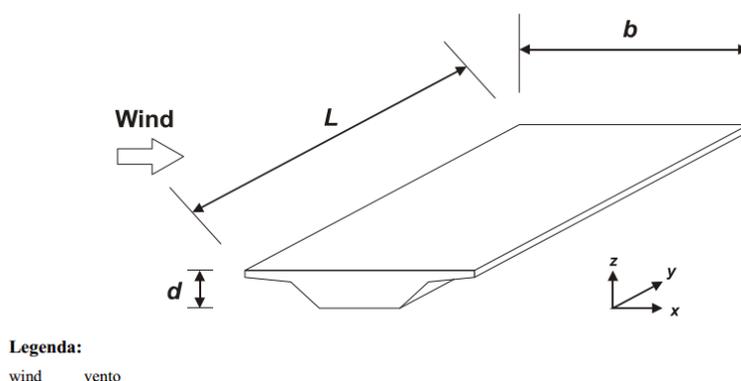
$A$  – área de referência

$v$  – velocidade

Observando a equação 4.2, verifica-se que a altura da construção é um parâmetro importante pois a velocidade cresce em altura. Para determinar



**Figura 4.1** Tipos de tabuleiros abrangidos pelo NP EN 1991-1-4 (NP EN 1991-1-4, Figura 8.1).



**Figura 4.2** Direções das ações do vento em pontes ( NP EN 1991-1-4, Figura 8.2).

a velocidade do vento, primeiramente, é necessário verificar em que zona do país se vai realizar a construção. Portugal está dividido em duas zonas: a *zona A* e a *zona B*. A *zona A* contempla a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à *zona B*. A *zona B* contempla os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou altitudes superiores a 600 metros. Cada zona tem associado um valor básico de referência do vento ( $v_{b,0}$ ) representados na Tabela 4.2. Este valor representa, segundo a EN (1991), "A velocidade média do vento referida a períodos de 10 min com uma probabilidade anual de ser excedida igual a 0,02 independentemente da direção do vento, a uma altura de 10 m acima de terreno plano em campo aberto e tendo em conta os efeitos da altitude (se necessário)".

**Tabela 4.2** Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, Quadro NA.I)

Zona	$v_{b,0}$
A	27
B	30

Também é possível calcular o valor básico de referência do vento com uma probabilidade de excedência  $p$  diferente de 0,02, como indicado pelas equações 4.3 e 4.4, sendo que esta redução é dirigida para situações temporárias.

$$v_{b,0}(p) = c_{prob}(p)v_{b,0} \quad (4.3)$$

em que,

$$c_{prob}(p) = \frac{1 - 0,11 \ln(-\ln(1-p))}{1 - 0,11 \ln(-\ln(0,98))} = 0,7 - 0,077 \ln(-\ln(1-p)) \quad (4.4)$$

A expressão 4.4 está em harmonia com os valores recomendados pelo Anexo Nacional do Eurocódigo 1. O coeficiente de probabilidade  $c_{prob}$  é utilizado para modificar a velocidade de referência do vento, alterando a probabilidade da

mesma ser excedida. A probabilidade  $p$  representa a probabilidade de excedência num ano. Para calcular a velocidade do vento com uma probabilidade de excedência de  $p_n$  em  $n$  anos, faz-se o cálculo de acordo com as expressões matemáticas 4.5 e 4.6.

$$c_{prob}(p_n, n) = 0,7 - 0,077 \ln \left( -\frac{1}{n} \ln(1 - p_n) \right) \quad (4.5)$$

$$v_{b,0}(p_n, p) = c_{prob}(p_n, n)v_{b,0} \quad (4.6)$$

A determinação do valor básico da velocidade de referência para outras probabilidades de excedência também é possível através dos períodos de retorno ( $T_R$ ) como está demonstrado nas expressões 4.7 e 4.8. Os períodos de retorno recomendados pela EN (1991) estão presentes na Tabela 4.1.

$$c_{prob}(T_R) = 0,7 - 0,077 \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right) \quad (4.7)$$

$$v_{b,0}(p_n, p) = c_{prob}(T_R)v_{b,0} \quad (4.8)$$

Utilizando a expressão 4.7, para alguns períodos de retorno, a título de exemplo, é apresentada a Tabela 4.3.

**Tabela 4.3** Períodos de retorno e respectivos coeficientes de probabilidade (Jacinto, 2014a)

$T_R$	$c_{prob}$	$c_{prob}^2$
2	0,73	0,53
5	0,82	0,67
10	0,87	0,76
50	1,00	1,00

Analisando a Tabela 4.3, para um período de retorno de 2 anos verifica-se que o valor obtido é cerca de 73% relativamente ao valor básico da velocidade de referência e de 53% em termos de pressão dinâmica. Para um período de retorno de 50 anos não existe nenhuma redução de velocidade, pois é o período de retorno base.

A categoria do terreno da zona a implementar a construção é uma condicionante, pois a velocidade do vento diminui com a presença de obstáculos. A EN (1991) define cinco categorias de terreno, e os valores a adotar para o comprimento de rugosidade ( $Z_0$ ) e a altura mínima ( $Z_{min}$ ), como se verifica na Tabela 4.4.

Para o anexo nacional, considera-se quatro categorias de terreno, sendo os seus respectivos descrições e parâmetros apresentados na Tabela 4.5.

A EN (1991) indica também que: "A categoria de terreno a considerar para uma dada direção do vento depende da rugosidade do solo e da extensão com rugosidade de terreno uniforme dentro dum sector angular definido em torno da direção do vento. As zonas de pequena área (inferior a 10 % da área da zona considerada) que tenham uma rugosidade diferente poderão ser ignoradas. Nos casos em que, na definição de uma dada zona, seja possível escolher entre

**Tabela 4.4** Categorias de terreno e respectivos parâmetros (NP EN 1991-1-4, Quadro 4.1)

Categoria de terreno	$Z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos 20 vezes a sua altura	0,05	2
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	10

duas ou mais categorias de terreno, deverá ser utilizada a categoria com menor comprimento de rugosidade."

A determinação da velocidade do vento depende da zona e da categoria do terreno, como se observa na expressão 4.9.

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (4.9)$$

O coeficiente  $c_{dir}$  denomina-se por coeficiente de direção e em geral tem um valor unitário. Sobre este coeficiente, a EN (1991) indica: "Em geral, o valor a adotar para o coeficiente de direção,  $c_{dir}$ , é igual a 1,0. Não obstante, em situações tais que o efeito em causa esteja associado a uma direção particular do vento e que a esta correspondam velocidades claramente inferiores às máximas no local – facto a ser justificado com base em dados estatísticos do regime de ventos na zona em causa e, eventualmente, com recurso a ensaios em túnel de vento ou modelação numérica adequada –, poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência mas limitada a 15% do valor básico, ou seja,  $c_{dir} \geq 0,85$ ".

Relativamente ao coeficiente  $c_{season}$ , é denominado por coeficiente de sazão, é utilizado para estruturas provisórias e para todas as estruturas em fase de construção. Geralmente tem um valor unitário, e para as estruturas amovíveis que são utilizadas em qualquer época do ano o seu valor é sempre um. Sobre este coeficiente, a EN (1991) indica: "Nos casos em que a situação de projeto a ser considerada ocorra integralmente entre Maio e Agosto do mesmo ano – por exemplo, uma estrutura provisória ou fases construtivas de uma estrutura – poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência mas limitada a 10% do valor básico, ou seja,  $c_{season} \geq 0,90$ ".

**Tabela 4.5** Categorias de terreno e respectivos parâmetros (NP EN 1991-1-4, Quadro NA-4.1)

Categoria de terreno	$Z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
I Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos 20 vezes a sua altura	0,05	3
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

O coeficiente estrutural  $c_s c_d$  considera "o efeito da redução na ação do vento devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico e ainda o efeito de amplificação devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura" citando Jacinto (2014a). Se não for necessário utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica,  $c_s c_d$  poderá ser considerado igual a um.

Para o dimensionamento também é importante determinar a pressão dinâmica de pico ( $q_p(z)$ ) à altura  $z$  através da expressão 4.10.

$$q_p(z) = (1 + 7I_v(z)) \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (4.10)$$

$I_v(z)$  representa a intensidade da turbulência e é dado por:

$$I_v(z) = \frac{1}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad se \quad z_{min} \leq z \leq 200m \quad (4.11)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad se \quad z < z_{min} \quad (4.12)$$

A pressão dinâmica de pico também pode ser determinada a partir da pressão dinâmica de referência ( $q_b$ ) e do coeficiente de exposição ( $c_e(z)$ ).

$$q_p(z) = c_e(z) q_b \quad (4.13)$$

Em que:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (4.14)$$

$$c_e(z) = (1 + 7I_v(z))(c_r(z) c_0(z))^2 \quad (4.15)$$

A determinação do cálculo das forças atuantes no tabuleiro da ponte na direção  $x$  pode ser executada por dois métodos: o método geral e o método simplificado. Primeiramente será apresentado o método geral e posteriormente

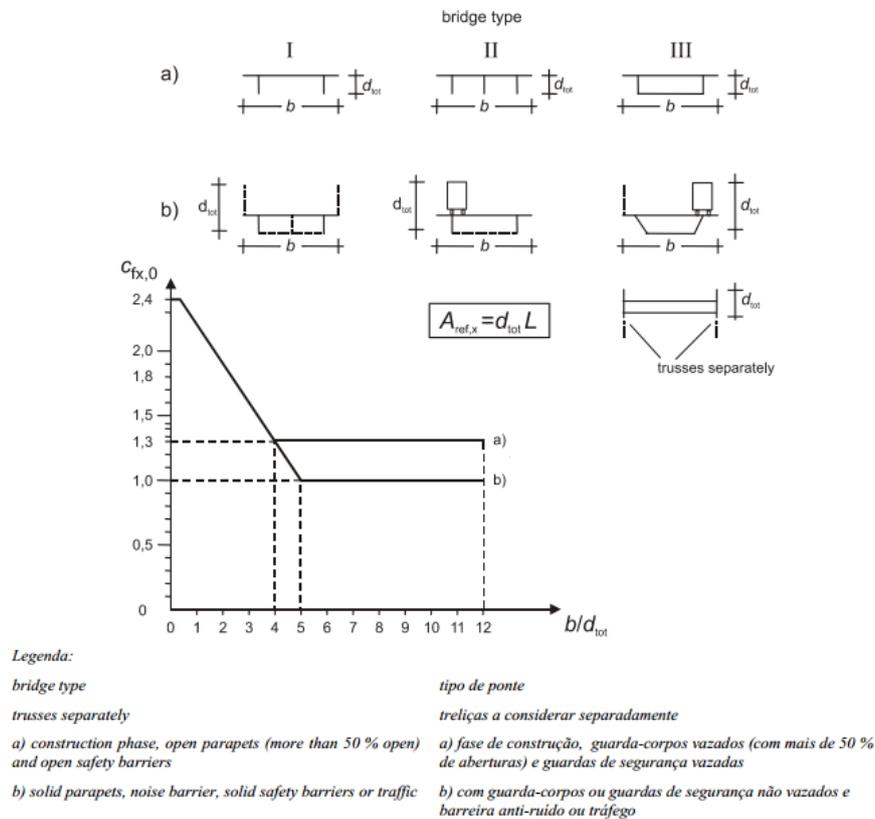
o simplificado. Utilizando o método geral e considerando o coeficiente estrutural unitário, tem-se:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} \quad (4.16)$$

Em que:

$$C = c_e(z_e) c_{f,x} \quad (4.17)$$

O coeficiente de força representa-se por  $c_{f,x}$ . Se o elemento não possuir livre escoamento em torno das extremidades, que é o caso dos tabuleiros, o coeficiente de força representa-se por  $c_{f,x,0}$  que é igual a  $c_{f,x}$ . E para situações normais, tem o valor de 1,3. Também é possível determinar este coeficiente através da Figura 4.3. Em alguns casos é necessário efetuar alterações a este coeficiente, sendo as mesmas explicitadas na Cl.8.3.1 da NP EN 1991-1-4. A altura de referência ( $z_e$ ) é a distância entre o nível mais do baixo do solo e o nível central da estrutura do tabuleiro da ponte.



**Figura 4.3** Coeficiente de força  $c_{f,x,0}$  para tabuleiros de pontes (NP EN 1991-1-4, Figura 8.3).

O método simplificado é utilizado quando é desnecessário o cálculo de resposta dinâmica através da expressão 4.16 e 4.17. Os valores de  $C$  podem ser retirados do Tabela 4.6.

As forças na direção  $y$  deverão ser tidas em consideração, se for necessário. Caso seja, o Anexo Nacional recomenda para pontes com tabuleiro de vigas de alma cheia, 25% das forças produzidas pelo vento na direção  $x$ , e para pontes

**Tabela 4.6** Valores recomendados do coeficiente de força C para pontes (NP EN 1991-1-4, Quadro 8.2)

$b/d_{tot}^a$	$z_e \leq 20m$	$z_e = 50 m$
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

<sup>a</sup>Este quadro baseia-se nas seguintes hipóteses:

– terreno de categoria II de acordo com o Quadro 4.1

– coeficiente de força de acordo com 8.3.1(1)

–  $c_0 = 1,0$

–  $k_I = 1,0$

Para valores intermédios de  $b/d_{tot}$  e de  $z_e$  poderá ser efetuada uma interpolação linear

com tabuleiro de vigas treliçadas, 50% das forças produzidas pelo vento na direção  $x$ .

Para a determinação da força na direção  $z$ , deverá ser determinado o coeficiente  $c_{f,z}$  no sentido ascendente e no sentido descendente. O Anexo Nacional recomenda o valor  $\pm 0,9$ . Também é possível determinar o valor deste coeficiente através da Figura 4.4, em que  $\alpha$  é o ângulo para terrenos planos, e se o terreno for acidentado e o tabuleiro se encontrar a 30 metros acima do solo poderá ser  $\pm 5^\circ$ .

A determinação da ação do vento nos pilares deverá ser determinada em conjunto com o tabuleiro para a direção mais desfavorável. A EN (1991) também indica: "Deverão efectuar-se cálculos em separado das ações do vento para as situações de projeto transitórias correspondentes às fases de construção em que não é possível qualquer transmissão ou redistribuição horizontal das ações do vento pelo tabuleiro. Se, durante essas fases, um pilar tiver que suportar segmentos do tabuleiro em consola ou cimbres, deverá considerar-se a possibilidade de assimetria das ações do vento sobre tais elementos." A expressão de cálculo a utilizar é a 4.18.

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} (c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}) \quad (4.18)$$

Caso o processo construtivo seja por avanços em consola, é necessário considerar a possibilidade de assimetria da ação do vento. Essa possibilidade indicada pela norma consiste em eliminar a carga de cálculo do vento nos locais onde a mesma seja favorável.

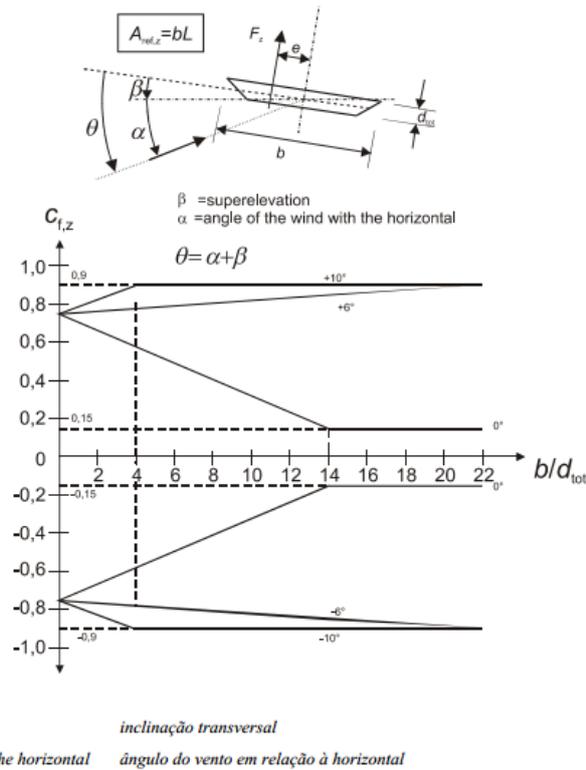
### 4.3.2 Cargas de construção

Designa-se por carga de construção ( $Q_c$ ) uma carga que apenas está presente durante a fase construtiva da estrutura. É considerada uma ação variável podendo ter componentes horizontais e verticais, ser estática ou dinâmica. A representação das mesmas é apresentada na Tabela 4.7.

A EN (2005) define alguns passos que devem ser seguidos. Primeiramente é necessário classificar as cargas recorrendo à Tabela 4.7. Seguidamente

**Tabela 4.7** Representação das cargas de construção ( $Q_c$ ) (Adaptado da EN 1991-1-6, Quadro 4.1)

Tipo	Descrição	Representação
Pessoal e ferramentas manuais ( $Q_{ca}$ )	Funcionários e visitantes, possivelmente com ferramentas manuais ou outros pequenos equipamentos	Modelada como uma carga uniformemente distribuída $q_{ca}$ e é aplicada de modo a obter o efeito mais desfavorável
Armazenamento de equipamentos móveis ( $Q_{cb}$ )	Armazenamento de equipamentos móveis, como por exemplo, materiais de construção e elementos pré-fabricados	Modelada como uma ação livre e deverá ser representada, conforme for apropriada, como uma carga uniformemente distribuída ( $q_{cb}$ ) ou como uma carga concentrada ( $F_{cb}$ )
Equipamentos não permanentes ( $Q_{cc}$ )	Equipamentos não permanentes em posição para serem utilizados durante a construção, podendo ser estáticos (por exemplo: cofragens e andaimes), ou durante as movimentações (por exemplo: viga de lançamento)	Modelada como uma ação livre e deve ser representada como uma carga uniformemente distribuída ( $q_{cc}$ )
Equipamento e maquinaria pesada móvel ( $Q_{cd}$ )	Máquinas pesadas e equipamentos geralmente com rodas ou lagartas	Não existe nenhuma especificação na norma
Acumulação de restos de materiais ( $Q_{ce}$ )	Acumulação de restos de materiais. Provenientes, por exemplo, da escavação e demolição	Tidos em conta ao considerar possíveis efeitos de massa em elementos horizontais, inclinadas e verticais
Cargas provenientes da estrutura durante um estado temporário ( $Q_{cf}$ )	Cargas provenientes da estrutura num estado temporário antes das ações finais atuarem. Por exemplo, operações de levantamento com grua	Tidas em conta e modeladas de acordo com a sequência construtiva planeada, incluindo as suas consequências



**Figura 4.4** Coeficiente de força  $c_{f,z}$  para tabuleiros com inclinação transversa e com um vento inclinado (NP EN 1991-1-4, Figura 8.6).

representa-se as cargas da forma mais fiel possível ao seu modo de atuação.

$Q_{ca}$  corresponde à carga exercida pelos trabalhadores e visitantes, possivelmente com ferramentas manuais ou pequenos equipamentos. A EN (2005) recomenda que estas cargas sejam modeladas como uniformemente distribuídas com o valor característico de  $1 \text{ kN/m}^2$ , que inclui os efeitos dinâmicos, por isso que se trata de um valor elevado.

$Q_{cb}$  corresponde ao armazenamento de materiais/equipamentos móveis como o cabo de pré-esforço. Estas ações são difíceis de contabilizar ao detalhe. São modeladas como ações livres e são representadas apropriadamente como uma carga uniformemente distribuída ( $q_{cb}$ ) com o valor característico recomendado de  $0,2 \text{ kN/m}^2$ , ou como uma carga concentrada ( $F_{cb}$ ) a ser aplicada no local mais desfavorável, com o valor característico recomendado de  $100 \text{ kN}$ .

$Q_{cc}$  corresponde a equipamento não permanente em posição para o uso durante a construção, podendo ser estático, como andaimes e cofragens, ou durante as movimentações, como vigas de lançamento. Uma vez que é difícil de estimar todos os equipamentos a utilizar durante a execução da obra, estas cargas são obtidas por comparação com outras pontes. É considerada como uma carga uniformemente distribuída livre com o valor característico de  $q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ .

$Q_{cd}$  corresponde a equipamentos e máquinas pesadas móveis geralmente com rodas ou lagartas. Estas cargas podem ser estimadas pelo projetista e a EN (2005) não recomenda nenhum valor.

$Q_{ce}$  corresponde aos resíduos acumulados, geralmente não é aplicado em

pontes e a EN (2005) não estima nenhum valor em concreto.

$Q_{cf}$  corresponde a cargas de partes da estrutura em situações temporárias. (Calgaro et al., 2010).

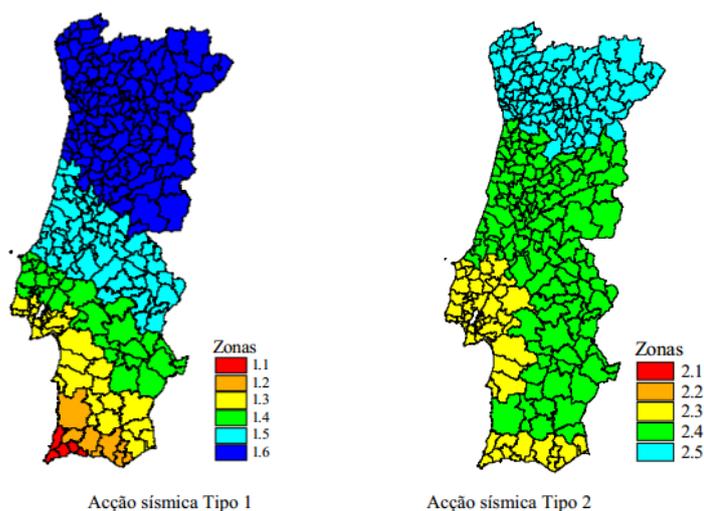
O EC recomenda os valores da Tabela 4.8 para as cargas de construção durante a presa do betão.

**Tabela 4.8** Valores característicos recomendados para as cargas de construção durante a presa do betão (EN 1991-1-6, Quadro 4.2)

Ação	Área carregada	Carga em kN/m <sup>2</sup>
(1)	Fora da área de trabalho	0,75 de $Q_{ca}$
(2)	Dentro da área de trabalho com 3 m × 3 m (ou o comprimento do vão se for menos)	10% do peso do betão mas nunca menos de 0,75 nem mais de 1,5. Inclui $Q_{ca}$ e $Q_{cf}$
(3)	Área real	Peso das cofragens, elementos de suporte de carga ( $Q_{cc}$ ) e peso do betão fresco para a espessura de projeto ( $Q_{cf}$ )

### 4.3.3 Ação sísmica

A resposta de uma estrutura à ação dos sismos depende da localização geográfica da estrutura, da magnitude e da distância focal do sismo. Também depende do tipo de terreno e das características da estrutura. No dimensionamento das estruturas em Portugal devem ser considerados dois tipos de sismo: o sismo tipo 1 e sismo tipo 2. O sismo do tipo 1 caracteriza-se por baixas frequências e o sismo tipo 2 por altas frequências. Para o estudo de uma estrutura, não se sabe à partida qual é o tipo de sismo condicionante. As estruturas mais rígidas geralmente são penalizadas pelo sismo do tipo 2 e estruturas mais flexíveis pelo tipo 1. Em Portugal Continental são consideradas os dois tipos de sismo, na Madeira é considerado o tipo 1 e nos Açores o tipo 2. Os mapas de zonamento são apresentados nas Figuras 4.5, 4.6, e 4.7. A EN (2010b) preconiza um período de retorno de 475 anos, podendo ser superior para estruturas mais importantes.



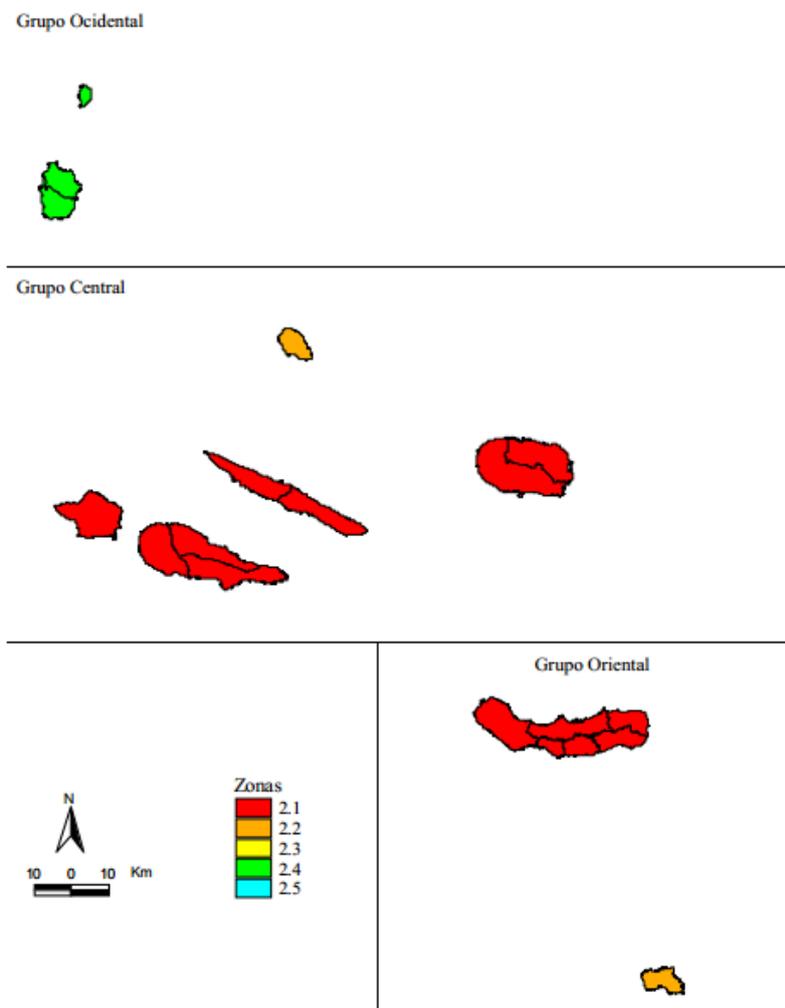
**Figura 4.5** Zonamento sísmico em Portugal Continental ( NP EN 1998-1, Figura NA.I).



**Figura 4.6** Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira ( NP EN 1998-1, Figura NA.II).

A aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) é a aceleração de pico com uma probabilidade de 10% de ser excedida em 50 anos, depende da sismicidade do local onde se efetua a construção. Portugal está dividido em onze zonas sísmicas, sendo que a cada zona sísmica corresponde um valor da aceleração de referência, como se verifica na Tabela 4.9.

A classe de importância das pontes depende do grau de afetação à vida humana, especialmente após a ocorrência do sismo. As pontes ferroviárias e rodoviárias pertencem à classe II. As pontes que são essenciais para as comunicações, principalmente após o terramoto, e a sua falha corresponde a perdas de vidas humanas, são consideradas de classe III. As pontes de classe I têm de corresponder a duas características, não são críticas para as comunicações, e durante o projeto foi adotado outro valor da probabilidade de excedência em 50 anos para a ação sísmica ou que o período de vida útil da estrutura de 50 anos não é economicamente viável. A cada classe de importância é atribuído um coeficiente de importância representado por  $\gamma_1$ . Caso seja adotado o período de retorno de referência, o seu valor é unitário. Para a classe I o valor



**Figura 4.7** Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores ( NP EN 1998-1, Figura NA.III).

recomendado é de 0,85 e para a classe III é de 1,3.

A determinação da aceleração do terreno para períodos de retorno diferentes de 475 anos é dada pela Cl.2.1(1) da EN (2010b). Jacinto (2014b) no Anexo A desenvolve a metodologia proposta pelo EN (2010b), sendo a mesma exposta em seguida. "O valor da probabilidade de excedência,  $p$ , em  $T_L$  anos de um nível específico da ação sísmica está relacionado com o período de retorno médio,  $T_R$ , deste nível da ação sísmica pela expressão:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1-p)} \quad (4.19)$$

Assim, como indica a referida Nota, a ação sísmica poderá ser especificada de forma equivalente através quer do seu período de retorno médio,  $T_R$ , quer da sua probabilidade de excedência,  $p$ , em  $T_L$  anos. A fórmula acima resultou de se assumir que a ocorrência de sismos segue um processo de Poisson. Uma fórmula mais genérica, que não necessita de se assumir que a ocorrência de sismos segue um processo de Poisson, é a seguinte:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1-p)^{(1/T_L)}} \quad (4.20)$$

**Tabela 4.9** Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (EN 1998-1, Quadro NA.I)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	–	–

**Tabela 4.10** Determinação em função da sismicidade local (Jacinto, 2014b)

k	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	
		Continente	Açores
	1,5	2,5	3,6

Constata-se que as duas fórmulas dão praticamente o mesmo resultado."

Na cláusula 2.1(4) do EN (2010b), a taxa anual de excedência ( $H(a_{gR})$ ) é dada pela expressão 4.21, em que  $a_{gR}$  representa o valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, referindo-se a um período de retorno de 475 anos e  $k$  é uma constante em função da sismicidade do local da construção

$$H(a_{gR}) \approx k_0 \cdot a_g^{-k} \quad (4.21)$$

Os valores de  $k$  a adotar são apresentados na Tabela 4.10. O período de retorno ( $T_R$ ) é dado pela expressão 4.22.

$$T_R = \frac{1}{k_0} \cdot a_g^k \implies a_g(T_R) = (k_0 \cdot T_R)^{(1/k)} \quad (4.22)$$

O EN (2010b) recomenda um período de retorno de 475 anos. Aplicando na expressão 4.22, a mesma apresenta a forma da expressão 4.23.

$$a_{gR} = (k_0 \cdot 475)^{(1/k)} \quad (4.23)$$

A expressão que permite determinar a aceleração do terreno para um período de retorno diferente de 475 anos é a expressão 4.24, sendo a mesma obtida pelo quociente entre a expressão 4.22 e 4.23.

$$\frac{a_g(T_R)}{a_{gR}} = \left( \frac{T_R}{475} \right)^{(1/k)} \quad (4.24)$$

Utilizando as expressões anteriores, para uma probabilidade de excedência de 0,10 são determinados os valores para o coeficiente  $a_g(T_R)/a_{gR}$  apresentados na Tabela 4.11".

**Tabela 4.11** Valores de  $a_g(T_R)/a_{gR}$  para  $p=0,10$  (Jacinto, 2014b)

$T_L$ [anos]	$T_R$ [anos]	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	
			Continente	Açores
0,25	2,4	0,03	0,12	0,23
0,333333	3,2	0,04	0,13	0,25
0,5	4,7	0,05	0,16	0,28
1	9,5	0,07	0,21	0,34
5	47,5	0,22	0,40	0,53
10	94,9	0,34	0,53	0,64
30	284,7	0,71	0,81	0,87
50	474,6	1,00	1,00	1,00

**Tabela 4.12** Valores de  $a_g(T_R)/a_{gR}$  para  $p=0,05$  (Jacinto, 2014b)

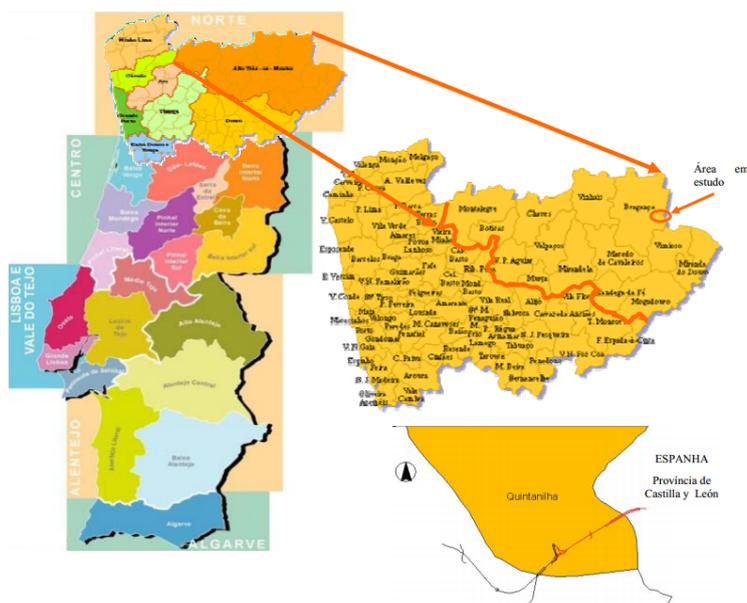
$T_L$ [anos]	$T_R$ [anos]	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	
			Continente	Açores
0,25	4,9	0,05	0,16	0,28
0,333333	6,5	0,06	0,18	0,30
0,5	9,7	0,07	0,21	0,34
1	19,5	0,12	0,28	0,41
5	97,5	0,35	0,53	0,64
10	195,0	0,55	0,70	0,78
30	584,9	1,15	1,09	1,06
50	974,8	1,61	1,33	1,22

Analisando a Tabela 4.11, verifica-se que, para 0,25 anos de período de vida útil, o quociente  $a_g(T_R)/a_{gR}$  para um sismo do tipo 1 é 0,03 do real, enquanto que para um período de vida útil de 50 anos ocorre a totalidade do sismo. Os sismos do tipo 1 são mais fracos que os sismos do tipo 2 que atingem Portugal Continental. Os sismos que atingem os Açores são os mais fortes. Na Tabela 4.12 estão efetuados os mesmo cálculos, mas para uma probabilidade de excedência de 0,05. O período de retorno aumentou e os sismos têm maior magnitude que os anteriores.

## Capítulo 5

# Caso de Estudo — Sistema de Equilíbrio Exterior da Ponte Internacional de Quintanilha

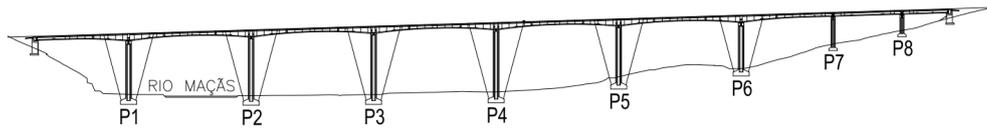
A Ponte Internacional de Quintanilha inicia-se em Portugal, mais concretamente no concelho de Quintanilha em Bragança, e termina em Espanha na Província de Castilla y León. A ponte localiza-se sobre o Rio Maçãs, que faz fronteira com Espanha.



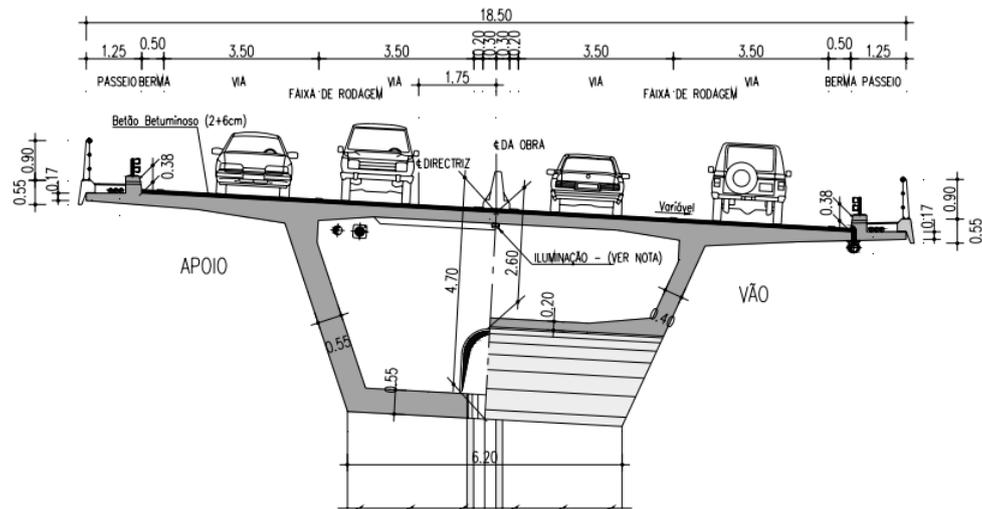
**Figura 5.1** Localização da Ponte Internacional de Quintanilha (Freire, 2003).

Estruturalmente, a Ponte Internacional de Quintanilha é constituída por cinco vãos interiores de 80 metros apoiado em seis pilares aproximadamente com a mesma altura. Na encosta Este, os vãos vão diminuindo até atingirem os seguintes valores: 60 metros, 45 metros, e 30 metros, sendo apoiados nos pilares P7 e P8, como se observa na Figura 5.2.

A estrutura de betão armado pré-esforçado é porticada composta pelo tabuleiro e pelos quatro pilares centrais, absorvendo assim as forças sísmicas. Os pilares P1, P6, P7, P8 e os dois encontros têm aparelhos de apoio móveis



**Figura 5.2** Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006).



**Figura 5.3** Seção transversal tipo da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008).

unidirecionais.

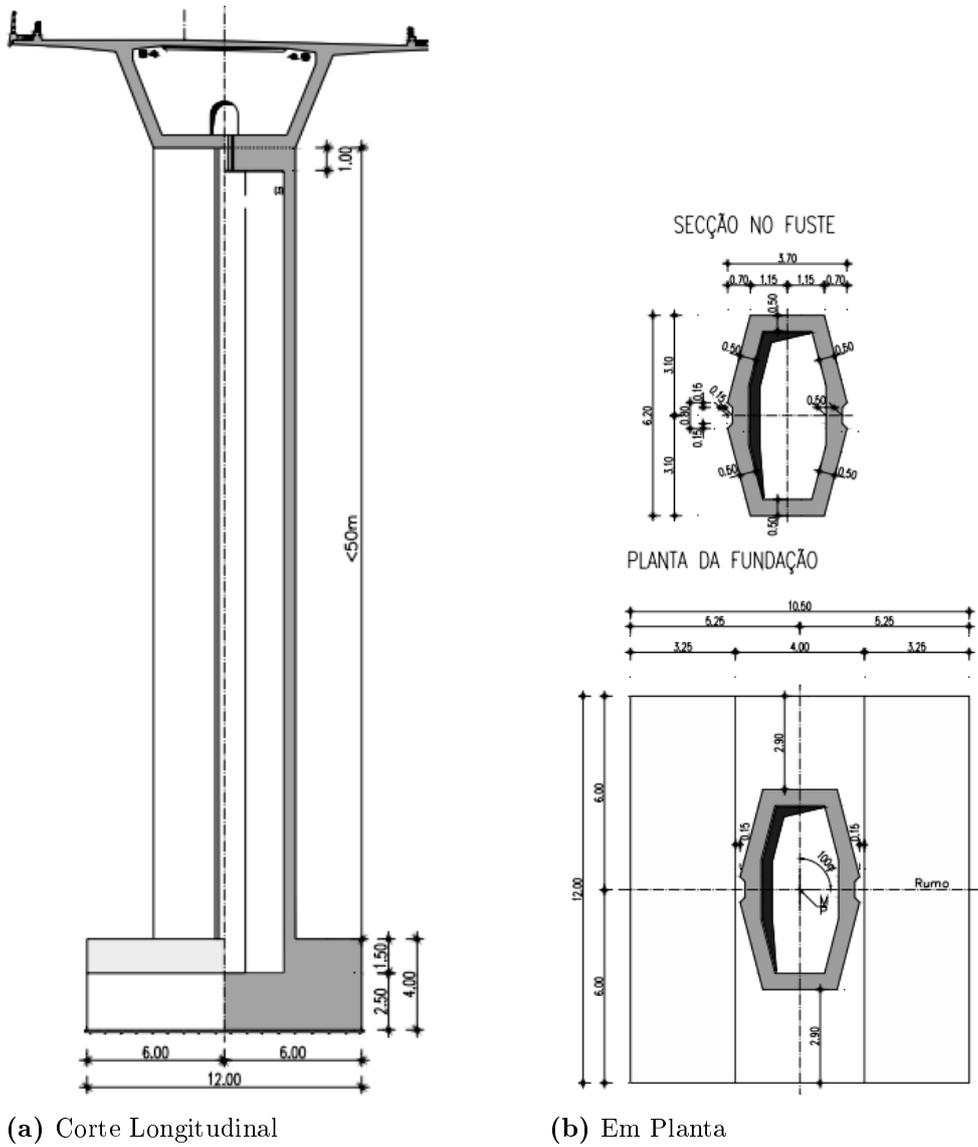
O tabuleiro apresenta uma secção transversal em caixão monocelular com uma altura variável entre 4,7 metros sobre os pilares de P1 a P6 e 2,6 metros no meio dos vãos. A sua secção transversal é apresentada na Figura 5.3. Os pilares de P1 a P6 são tubulares com secção transversal constante, em que na direção longitudinal possui 3,7 metros de largura e na direção transversal 6,2 metros. Os restantes pilares têm geometrias semelhantes com exceção da direção longitudinal que possui 2,7 metros de largura. A parede dos pilares apresenta uma espessura de 0,5 metros, como se observa na Figura 5.4. (Pedro et al., 2008).

## 5.1 Processo Construtivo

O processo construtivo das fundações diretas dos pilares e encontros iniciou-se com a escavação até à cota de fundação, seguidamente procedeu-se à colocação do betão de limpeza e das armaduras e, por fim, a betonagem das fundações por patamares.

Para a execução dos pilares mais próximos do Rio Maçãs utilizou-se uma cortina metálica exterior para se proceder à escavação até à cota de fundação. Os fustes dos pilares foram executados com dois conjuntos de cofragem metálica trepante, com troços de betonagem de 4,5 metros. Para a execução dos encontros foram utilizados moldes com painéis metálicos.

O processo construtivo escolhido para a execução do tabuleiro foi por avanços sucessivos, com betonagem *in situ* de aduelas com comprimento máximo



(a) Corte Longitudinal

(b) Em Planta

**Figura 5.4** Pilares de P2 a P5 da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008).

de 5,0 metros. A betonagem das aduelas de arranque com uma dimensão diferente de cinco, sendo de 7,5 metros, foi realizada com recurso a um cimbres próprio fixado no topo dos pilares.

Durante a construção foram utilizados dois pares de cimbres móveis para executar as aduelas de 5,0 metros de comprimento e peso até 2000 kN. O processo construtivo iniciou-se a partir dos dois encontros e as consolas dos seguintes pilares foram executadas ao mesmo tempo:

- P1 e P6;
- P2 e P5;
- P3 e P4.

A aduela de fecho situa-se entre os pilares P3 e P4.

Foi utilizado um cavalete ao solo tubular para a construção do início do tramo 1 e nos tramos 8 e 9. Os fechos entre consolas com 3 metros de comprimento foram executados com um dos cimbres móveis. Antes do fecho central, foi montada uma estrutura metálica e aplicado um deslocamento relativo de 2 centímetros entre extremidades do tabuleiro, para compensar parte dos efeitos diferidos após o fecho do tabuleiro. Previamente a esta operação, foram libertadas as fixações provisórias do tabuleiro aos encontros, utilizadas para que a retracção e fluência do tabuleiro durante a construção tivesse um efeito contrário ao que se verifica após a sua conclusão (Pedro et al., 2008). Na Figura 5.5 está representado o processo construtivo do tabuleiro.

## 5.2 Projeto dos sistemas de equilíbrio exterior

### 5.2.1 Ações e combinações de ações

Para garantir a segurança durante o processo construtivo foi necessário adotar um sistema de equilíbrio longitudinal para os pilares de P1 a P6. Este sistema pretende que caso ocorra a queda de um carro de avanço mais o betão da aduela, sendo a aduela 8 a mais desfavorável, que o sistema pilar-consolas não colapsa.

Relativamente às ações atuantes, considerou-se uma betonagem desigual entre consolas que corresponde a 2% no peso das aduelas, um desequilíbrio na sobrecarga construtiva igual a  $0,30 \text{ kN/m}^2$  numa das consolas e zero na outra. Também foi considerada a queda do carro de avanço e do eventual betão fresco na aduela de betonagem, sendo que o peso do carro e dos moldes perfaz um total de 800 kN, e o coeficiente dinâmico associado à queda é de 2,0. Foi considerado um vento inferior, aproximadamente vertical com uma pressão de  $0,2 \text{ kN/m}^2$  a atuar numa das consolas. Também foi considerado um vento transversal com um período de retorno de cinco anos, sendo que este período de retorno corresponde a uma pressão dinâmica igual a metade do valor característico proposto pelo RSA (Jacinto, 2006).

Para a composição das combinações de ações foram estudados dois cenários. Para o primeiro cenário, considera-se que aquando da betonagem da última aduela, um carro desprende-se arrastando o betão fresco entretanto colocado. Para além disso, considera-se que tanto o peso das aduelas como a sobrecarga construtiva estão desequilibradas e o desequilíbrio dá-se no sentido mais desfavorável. Para o segundo cenário, considera-se que aquando da movimentação do carro para a aduela de fecho, dá-se a queda do carro em resultado



(a) Início da construção do tabuleiro sobre o pilar P6 e tramo 9



(b) Execução do tabuleiro em consola sobre os pilares P1 e P6



(c) Execução do tabuleiro em consola sobre os pilares P2 e P5



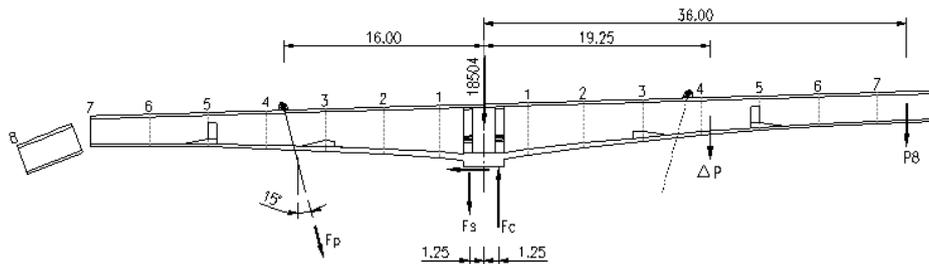
(d) Execução do tabuleiro em consola sobre os pilares P3 e P4 e fecho central

**Figura 5.5** Fases de construção do tabuleiro da Ponte Internacional de Quintanilha (Pedro et al., 2008).

de um vento excepcional (período de retorno de 5 anos). Considera-se também que tanto o peso das aduelas como a sobrecarga construtiva estão desequilibradas e o desequilíbrio dá-se no sentido mais desfavorável. Constatou-se que o primeiro cenário é mais desfavorável do que o segundo, pelo que os cálculos aqui apresentados dizem respeito apenas ao primeiro (Jacinto, 2006).

### 5.2.2 Sistema de equilíbrio nos pilares P2, P3, P4 e P5

Para o estudo do sistema de equilíbrio nos pilares de P2 a P5 verifica-se que o acidente mais desfavorável corresponde à queda da aduela 8, estabelecendo-se o seguinte equilíbrio limite, como representado na Figura 5.6:



**Figura 5.6** Forças actuantes no conjunto pilar-consolas da Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006).

- Peso das aduelas 1 a 7 dos dois lados: 18504 KN;
- Desequilíbrio de 2% no peso das aduelas 1 a 8 + desequilíbrio de 0,30  $KN/m^2$  na sobrecarga construtiva:

$$\Delta P = 0,02 \times 10407 + 0,30 \times 18,5 \times (40 - 1,5) = 422 \text{ KN};$$

- (Peso da aduela 8 + cimbre)(coef. Dinâmico):

$$P_8 = (1155 + 800) \times 2 = 3910 \text{ KN};$$

- Força de cedência das armaduras do pilar ( $28\phi 25 + 38\phi 20 + 18\phi 16$ ):

$$F_s = 43,5 \times (28 \times 4,91 + 38 \times 3,14 + 18 \times 2,01) = 12745 \text{ KN};$$

Por equilíbrio, obtém-se as seguintes forças:  $F_p = 5635 \text{ KN}$ ;  $F_c = 41024 \text{ KN}$ ;

Adotando cordões Y1860 com  $1,4 \text{ cm}^2$  de área ( $F_{Rd} = 145,0 \times 1,4 = 203 \text{ KN/cordão}$ ), são necessários:  $5635/203 = 28$  cordões.

Adotam-se 2 cabos com 19 cordões, um pouco superior ao estritamente necessário para garantir a resistência, a fim de conferir rigidez ao sistema e diminuir eventuais efeitos de 2ª ordem.

A força de esticamento a aplicar em cada cordão é fixada em  $0,5 \times 5635 / (2 \times 19) \sim 75 \text{ KN}$ ;

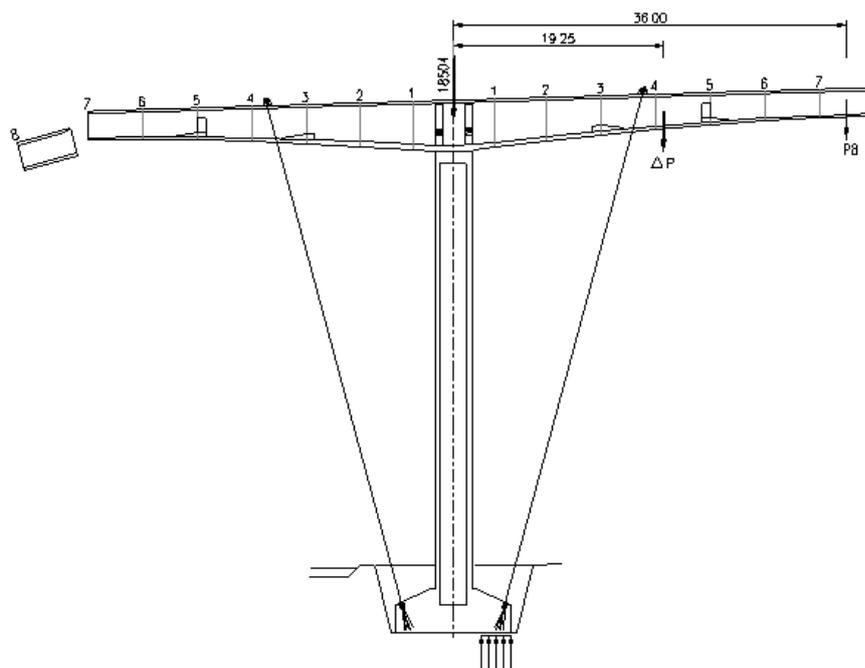
A esta força corresponde uma tensão de  $75 / (1,4 \times 10 - 4) \sim 0,30 \text{ fpuk}$ .

Relativamente à compressão no betão, a tensão actuante é de:

$\sigma_c = 41024 / (0,50 \times 6,20) = 13,2 \text{ MPa} < 0,85 \text{ fcd}$ ; ( $0,85 \text{ fcd} = 19,8 \text{ MPa}$ ); (Jacinto, 2006)

### 5.2.3 Verificação das tensões na base da sapata

O cabo de pré-esforço que garante a segurança do conjunto pilar-consolas será ligado à sapata do pilar, mas para tal é necessário verificar se a sapata suporta as tensões. O cálculo das tensões é apresentado em seguida acompanhado pela Figura 5.7.



**Figura 5.7** Tensões na base da sapata da Ponte Internacional de Quintanilha (Jacinto, 2006).

- Peso das aduelas 1 a 7: 18504 kN;
- Peso do pilar:  $25 \times 7,96 \times 30 = 5970$  kN;
- Peso da sapata:  $25 \times (10,5 \times 12 \times 2,5 + 2 \times 1,5/2 \times 3,25 \times 12) = 9338$  kN;
- $\Delta P = 422$  kN;
- $P_8 = 3910$  kN;
- Peso total é de 38144 kN;
- $M = 422 \times 19,25 + 3910 \times 36 = 148884$  kN/m<sup>2</sup>;
- $e = M/N = 3,9$  m;
- Tensões na base da sapata:  $\sigma_c = 38144 / (2 \times (10,5/2 - 3,9) \times 12) = 1178$  kN/m<sup>2</sup>  $\sim 11,8$  Kg/cm<sup>2</sup>

Embora se trate de uma tensão elevada, tendo em conta que se trata de uma situação momentânea, considera-se satisfeita a segurança. Logo que o efeito dinâmico desapareça, a tensão na base da sapata reduz-se para:

$$\mathbf{M} = 422 \times 19,25 + 1/2 \times 3910 \times 36 = 78504 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{e} = 78504/36189 = 2,2 \text{ m}$$

$$\sigma = 36189/(2 \times (10,5/2 - 2,2) \times 12) = 494 \text{ kN/m}^2 \sim 4,9 \text{ Kg/cm}^2$$

## Capítulo 6

# Conclusões

A construção de pontes sempre foi um desafio, pois as condições de um projeto nunca são iguais a outro. No projeto de uma ponte, o projetista indica os procedimentos a executar, sendo que devem estar a par dos últimos avanços tecnológicos.

Cada método construtivo tem as suas especificidades, sendo que o sucesso da construção de uma ponte passa por analisar o local da sua construção, conceber a estrutura da ponte que melhor se adequa ao local, entender o comportamento da estrutura e escolher o processo construtivo tendo em linha de conta as suas especificidades. Cada processo construtivo tem vantagens e desvantagens, sendo que cabe ao projetista e ao empreiteiro escolherem o método construtivo e tomar todas as decisões que zelem pela segurança da estrutura durante a construção. No caso das pontes construídas por avanços em consola, existem vários sistemas para garantir a segurança dos pilares na fase construtiva, sendo que é necessário estudar caso a caso para decidir qual o melhor.

Ao longo deste trabalho foram recolhidos dados sobre acidentes que ocorreram durante a fase construtiva de pontes, e chega-se à conclusão que a maioria dos colapsos ocorre devido a erros de projeto, sendo mais uma vez necessário salientar o quanto esta fase é determinante durante a fase construtiva. É no projeto que estão detalhadas todas as operações a executar durante a fase construtiva, e quanto mais claras estiverem mais fácil é de executar em obra, pois as peças desenhadas e a memória descritiva do projeto são o meio de comunicação entre o gabinete do projetista e a obra. Também é importante o projetista acompanhar a execução da obra, para garantir que tudo acontece conforme o estipulado no projeto.

Durante a fase de projeto é importante estudar o comportamento da estrutura às ações atuantes. No presente trabalho, foram estudadas as ações do vento, cargas de construção e ação sísmica. Cada ação deve ser bem estudada, sendo que cada uma tem as suas características. A ação do vento depende muito do local onde a estrutura está a ser construída e da sua tipologia. O mesmo acontece com a ação sísmica. Já a ação das cargas construtivas têm valores recomendados, sendo que estes têm em conta os equipamentos utilizados e a presença dos trabalhadores.

A ponte Internacional de Quintanilha é um exemplo pois a sua construção decorreu sem incidentes, provando que um projeto bem executado é essencial.

## 6.1 Perspectivas futuras

Os processos de construtivos de pontes têm vindo a sofrer alterações com o avanço da tecnologia, e prevê-se que no futuro o mesmo aconteça. Novas medidas de segurança existam, bem como novos materiais. Ao longo da realização do presente trabalho, constatou-se que a bibliografia existente dá mais ênfase aos processos construtivos em si, não referindo com tanta frequência os procedimentos para garantir a segurança da estrutura, portanto, considera-se que deve ser um tema mais abordado. Observando os dados recolhidos sobre os colapsos de pontes durante a construção, verifica-se que atualmente ainda ocorrem colapsos, sendo o desafio sensibilizar todos os intervenientes da construção das estruturas para a importância da segurança.

Com os colapsos que ocorreram seria importante existirem bases de dados disponíveis, que especificassem as características da ponte e as causas do colapso. Isso seria uma mais valia aquando do dimensionamento e construção da estrutura proporcionando em caso de dúvida a possibilidade de consulta.

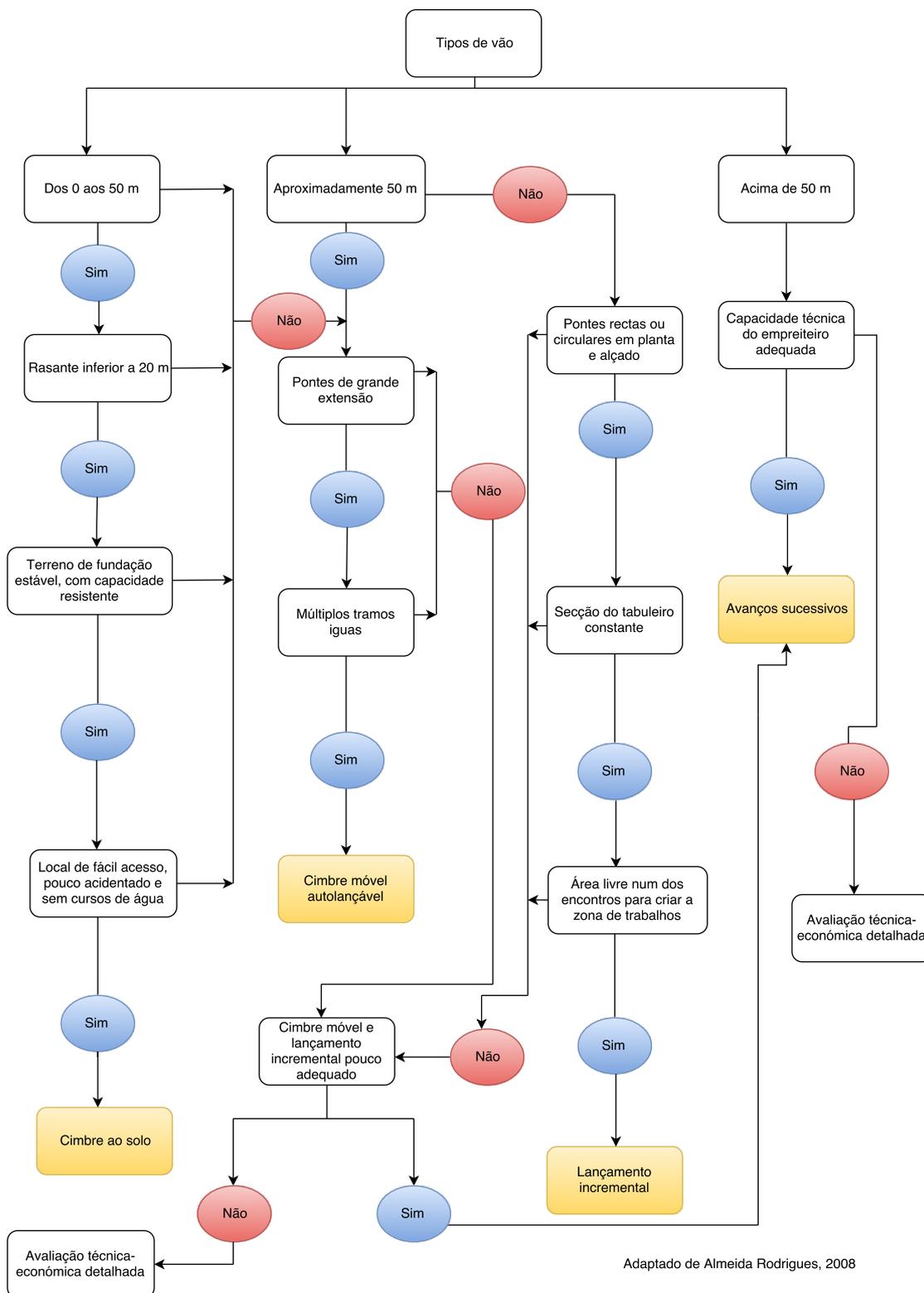
Também é importante que os empreiteiros forneçam aos seus colaboradores formação adequada, aumentando a mão-de-obra especializada. Assim os trabalhadores estarão mais despertos para as situações de risco, e aumentam os seus conhecimentos sobre os processos construtivos, evitando comportamentos que ponham em risco a segurança construtiva.

# Bibliografia

- Åkesson, B. (2008). *Understanding Bridge Collapses*. Taylor & Francis.
- Alves, G. C. (2009). Determinação de esforços em tabuleiros de pontes de betão armado construído tramo a tramo – estudo de um caso concreto. Master’s thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Calgaro, J.-A., Tschumi, M., and Gulvanessian, H. (2010). *Designers’ Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges*. Thomas Telford.
- de Almeida Rodrigues, R. A. (2008). Estudo económico de processos construtivos de tabuleiros betonados in situ em pontes de pequeno e médio vão. Master’s thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- de Brito Machado, C. F. X. (1993). Processos construtivos de pontes de médio vão. Master’s thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- de Sousa, C. F. F. (2004). Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. soluções com ligações em betão armado. Master’s thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- de Sousa, P. M. R. (2013). Controlo geométrico de tabuleiros de pontes construídas tramo a tramo com aduelas. Master’s thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- EN (2005). Eurocódigo 1: Ações em estruturas, parte 1-6: Ações gerais–ações durante a construção. *Comité Europeu da Normalização*.
- EN (2010a). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 2:Bridges. *Comité Europeu da Normalização*.
- EN, N. (1991). Eurocódigo 1: Ações em estruturas, parte 1-4: Ações gerais–ações do vento. *Instituto Português da Qualidade*.
- EN, N. (2010b). Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- Expresso, J. (2009). Andorra: Três portugueses morrem em queda de viaduto. <http://expresso.sapo.pt//>.
- Freire, O. B. (2003). *IP4 – E82: Acesso e Ponte Internacional de Quintanilha*. Consultores de Arquitectura Paisagista e Ambiente, Lda., Lisboa.

- Hewson, N. R. (2003). *Presstressed Concrete Bridges: design and construction*. Thomas Telford.
- Jacinto, L. (2006). *Ponte Internacional de Quintanilha - Projecto dos Sistemas de Equilíbrio Exterior*. Projecol,S.A., Lisboa.
- Jacinto, L. (2014a). Ação do vento:quantificação de acordo com o EC1. *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*.
- Jacinto, L. (2014b). Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*.
- Jones, S. (2016). German bridge collapse leaves one worker dead and six seriously injured. <http://mirror.co.uk/>.
- Khan, M. A. (2015). *Accelerated bridge construction : best practices and techniques*. Elsevier, Butterworth-Heinemann, 1 edition.
- Martins, A. M. B. (2015). *Análise e Optimização de Pontes Atirantadas de Betão*. PhD thesis, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Martins, O. M. L. P. (2009). Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- McLinn, J. (2009). Major bridge collapses in the US, and around the world. *IEEE Reliability Society 2009 Annual Technology Report*.
- Nawy, E. G. (2008). *Concrete construction engineering handbook*. CRC Press.
- of Cambridge, U. (2016). Bridge failure database. <http://bridgeforum.org/>.
- Pedro, J., Reis, A., and Reis, P. (2008). *Concepção, Projecto e Construção da Ponte Internacional de Quintanilha*. BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães.
- Popovic, P. L. and Nugent, W. J. (2001). Common causes of structural collapses. *Safety, Risk, Reliability - Trends in Engineering*.
- Renascença, R. (2014). Desabamento faz dois mortos e 19 feridos no Brasil. <http://rr.sapo.pt/>.
- Rosignoli, M. (2002). *Bridge Launching*. Thomas Telford Publishing.
- Scheer, J. (2010). *Failed bridges: case studies, causes and consequences*. Ernst& Sohn.
- Tweed, M. H. (1969). A summary and analysis of bridge failures. Master's thesis, Iowa State University, Iowa.

# Fluxograma sobre os processos construtivos



Adaptado de Almeida Rodrigues, 2008

# Pontes consideradas na análise das causas dos colapsos

Nome do projeto	Motivo	Ano	Nome do país	Tipo de ponte
Peney	Causas naturais	1852	Suíça	Suspensa
Payerne	Erro humano crasso	1873	Suíça	Treliça
Miramont	Conhecimento limitado	1881	França	Treliça
Töss	Conhecimento limitado	1883	Suíça	Treliça
Salez	Erro de concepção	1884	Suíça	Treliça
Bergbrücke	Conhecimento limitado	1891	Áustria	Treliça
Covington	Erro de concepção	1892	Estados Unidos	Viga ou em laje
Ljubitschevo	Erro de concepção	1892	Sérvia	Treliça
Strathglass	Conhecimento limitado	1892	Reino Unido	Treliça
Stargard RC	Erro de concepção	1894	Alemanha	Arco
La Rasse	Erro de concepção	1907	França	Treliça
Quebec	Erro de concepção	1907	Canadá	<i>Cantilever</i>
Gütikhausen	Erro humano crasso	1913	Suíça	Treliça
Flensburg	Erro de concepção	1923	Alemanha	Arco
Poughkeepsie	Erro de concepção	1927	Estados Unidos	Suspensa
Bordeaux	Erro humano crasso	1931	França	Suspensa
Sandö Bridge	Erro de concepção	1939	Suécia	Arco
Nova Iorque	Colisão	1939	Estados Unidos	Viga ou em laje
Frankenthal	Erro de concepção	1940	Alemanha	Viga ou em laje
Hinton	Desconhecido	1949	Estados Unidos	Treliça
Sullivan	Desconhecido	1952	Estados Unidos	Treliça

<b>Nome do projeto</b>	<b>Motivo</b>	<b>Ano</b>	<b>Nome do país</b>	<b>Tipo de ponte</b>
Kaiserslautern	Conhecimento limitado	1954	Alemanha	Viga ou em laje
Second Narrows Bridge	Erro humano crasso	1958	Canadá	<i>Cantilever</i>
Limburg	Erro de concepção	1961	Alemanha	Viga ou em laje
Fife Bridge	Erro de concepção	1962	Reino Unido	<i>Cantilever</i>
Heidingsfeld	Erro de concepção	1963	Alemanha	Viga ou em laje
Vorland Rees-Kalkar	Erro de concepção	1966	Alemanha	Viga ou em laje
Cidade México	Desconhecido	1967	México	Viga ou em laje
Fourth Danube	Conhecimento limitado	1969	Áustria	Viga ou em laje
Cleddau Bridge	Conhecimento limitado	1970	Reino Unido	Viga ou em laje
Ponte entre o Rio de Janeiro e Niterói	Erro de concepção	1970	Brasil	Viga ou em laje
Gasitschbach	Erro humano crasso	1970	Áustria	Viga ou em laje
West Gate Bridge	Erro de concepção	1970	Austrália	Tirantes
Wennigsen	Erro de concepção	1971	Alemanha	Viga ou em laje
Rio de Janeiro	Erro humano crasso	1971	Brasil	Viga ou em laje
Hillside	Erro de concepção	1972	Alemanha	Suspensa
Pasadena	Erro de concepção	1972	Estados Unidos	Viga ou em laje
Cannavino	Causas naturais	1972	Itália	Viga ou em laje
Viaduto da A329	Erro de concepção	1972	Reino Unido	Viga ou em laje
Illarsaz	Erro de concepção	1973	Suíça	Viga ou em laje
Valagin	Erro de concepção	1973	Suíça	Viga ou em laje

<b>Nome do projeto</b>	<b>Motivo</b>	<b>Ano</b>	<b>Nome do país</b>	<b>Tipo de ponte</b>
Zeulenroda	Conhecimento limitado	1973	Alemanha	Viga ou em laje
Kempton	Erro de concepção	1974	Alemanha	Viga ou em laje
Brothl Bridge	Erro humano crasso	1974	Alemanha	Viga ou em laje
Gmünd	Erro humano crasso	1975	Áustria	Viga ou em laje
Ayato	Erro humano crasso	1979	Japão	Viga ou em laje
Cheju Island	Erro de concepção	1981	Correia	Suspensa
Dedensen	Erro humano crasso	1982	Alemanha	Viga ou em laje
East Chicago	Erro de concepção	1982	Estados Unidos	Viga ou em laje
Saginaw	Erro de concepção	1982	Estados Unidos	Viga ou em laje
Ponte treliçada metálica na Alemanha	Erro de concepção	1982	Alemanha	Treliça
Syracuse	Erro de concepção	1982	Estados Unidos	Viga ou em laje
Sept-Iies	Erro de concepção	1984	Canadá	Treliça
Czerny	Erro humano crasso	1985	Alemanha	Arco
Aschaffenburg	Erro de concepção	1988	Alemanha	Viga ou em laje
Los Angeles	Erro de concepção	1989	Estados Unidos	Viga ou em laje
Baltimore	Erro de concepção	1989	Estados Unidos	Viga ou em laje
Haengju	Erro humano crasso	1992	Correia	Tirantes
Concord	Erro humano crasso	1993	Estados Unidos	Treliça
Clifton	Erro humano crasso	1995	Estados Unidos	Viga ou em laje
Cologne-Wahn Airport	Erro de concepção	1995	Alemanha	Viga ou em laje

<b>Nome do projeto</b>	<b>Motivo</b>	<b>Ano</b>	<b>Nome do país</b>	<b>Tipo de ponte</b>
Grogol	Erro humano crasso	1996	Indonésia	Viga ou em laje
Ponte Vasco da Gama	Erro humano crasso	1997	Portugal	Tirantes
Ribeira do Porto	Desconhecido	1999	Portugal	Viga ou em laje
Fanadia	Erro de concepção	2001	Portugal	Viga ou em laje
Barranco	Erro de concepção	2001	Portugal	Viga ou em laje
Imola Avenue Bridge	Erro humano crasso	2003	Estados Unidos	Viga ou em laje
Lee Roy Selmon Expressway	Causas naturais	2004	Estados Unidos	Viga ou em laje
Pawnee	Erro de concepção	2004	Estados Unidos	Viga ou em laje
Interstate 70	Erro de concepção	2004	Estados Unidos	Viga ou em laje
Suramadu	Erro humano crasso	2004	Indonésia	Tirantes
Thai de Mukdaahan	Erro humano crasso	2005	Tailândia	Viga ou em laje
Almucer	Desconhecido	2005	Espanha	Viga ou em laje
Xiaojianshan Bridge	Erro humano crasso	2005	China	Viga ou em laje
E45	Erro de concepção	2006	Dinamarca	Viga ou em laje
Fenghuang	Erro humano crasso	2007	China	Viga ou em laje
Can-Tho	Erro de concepção	2007	Vietname	Tirantes
Jintang	Colisão	2008	China	Viga ou em laje
Amarante	Erro de concepção	2010	Portugal	Viga ou em laje
Água d'Alto	Causas naturais	2011	Portugal	Viga ou em laje
Viaduto na Alemanha	Desconhecido	2016	Alemanha	Viga ou em laje