



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Comparação do custo de uma ponte pedonal de tirantes com o tabuleiro em lamelado-colado ou em aço

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

João Pedro dos Santos Romeiro

Orientador

Luís Miguel da Cruz Simões

Coimbra, Março, 2013

AGRADECIMENTOS

Ao meu Orientador, Prof. Doutor Luís Miguel da Cruz Simões pelos ensinamentos prestados durante a realização deste trabalho e também pela disponibilidade que sempre demonstrou ao longo da sua realização.

Aos meus pais, por me terem dado a oportunidade, confiança e apoio para poder estudar em Coimbra com que nada me faltasse através do seu esforço e sacrifício. A eles e à minha irmã um agradecimento profundo pelo carinho e apoio.

À Joana, pela determinação, incentivo e ânimo que sempre me incutiu, não só para a realização deste trabalho mas também em tudo o resto.

Aos meus amigos de Coimbra, os quais muito me ajudaram no meu percurso académico, directa ou indirectamente. Um especial obrigado aos meus colegas de casa Andriy Sayuk, Helder Fonseca e Miguel Fernandes, sem os quais estes anos em Coimbra não teriam sido certamente tão especiais.

RESUMO

Na presente dissertação foi estudada uma ponte pedonal atirantada sujeita às forças dinâmicas da passagem de uma prova de atletismo, sendo comparados os resultados obtidos utilizando um tabuleiro em aço e um tabuleiro de lamelado-colado. Este trabalho foi efectuado com o objectivo de avaliar os custos das duas soluções em termos de comodidade para o peão. Para cada material foram consideradas 3 pontes com vãos diferentes.

A partir do pré-dimensionamento das secções a utilizar para o tabuleiro, é efectuada uma análise estática para as pontes, com tabuleiro em aço e tabuleiro em lamelado-colado. Procurou-se garantir que a ponte apresenta deslocamentos e esforços que garantam a segurança da mesma.

Seguidamente é abordada a análise da fase construtiva da ponte. Esta fase da ponte é crucial para a sustentabilidade da mesma, dado que a estrutura apresenta uma grande flexibilidade. Por esse motivo foi necessário efectuar esta análise para verificar a segurança da mesma durante a sua construção.

As pontes pedonais de tirantes foram sujeitas a uma análise dinâmica, verificando os valores obtidos aquando da solicitação provocada por uma maratona. Para cada solução foram comparados os valores obtidos e por fim apresentados os custos de cada solução.

ABSTRACT

A cable-stayed footbridge subjected to dynamic forces due to an athletic competition is studied here. Two decks with different materials are chosen and the bridge responses evaluated. The costs of both structural solutions are compared in view of the pedestrian comfort. Three bridges spans are considered in order to find out the most effective deck material.

Several glulam and steel cable deck bridges designs are analysed to check whether the stresses and displacements are within the allowable limits.

It follows the analysis of the erections stages given its importance for the cross-section stresses during construction.

The dynamic analysis of the several bridges is done by finding the structural response induced by marathon runners. The results are compared to find out which are the most cost effective.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABELAS.....	viii
SIMBOLOGIA	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento do tema.....	1
1.2 Objectivos	1
1.3 Estrutura do trabalho	1
2 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA.....	2
2.1 Pontes de tirantes – Evolução histórica.....	2
2.2 Pontes pedonais	3
2.2.1 Evolução histórica.....	3
2.2.2 Constituintes estruturais de uma ponte pedonal de tirantes	6
2.2.3 Problemas de vibração excessiva.....	9
2.2.4 Métodos construtivos.....	11
2.2.5 Análise não-linear em pontes pedonais de tirantes.....	14
3 DESCRIÇÃO DO MODELO	16
3.1 Modelo principal e tipologias utilizadas para análise	16
3.2 Pré-Dimensionamento.....	17
3.2.1 Tabuleiro.....	18
3.2.2 Carlingas.....	19
3.2.3 Longarinas	20
3.2.4 Torre.....	20
3.2.5 Tirantes – Metodologia dos coeficientes de tensionamento.....	21
4 ANÁLISE DO MODELO	24
4.1 Análise estática	24
4.1.1 Combinações de acções.....	24
4.1.2 Pré-esforço obtido.....	25
4.1.3 Secções dimensionadas	26
4.1.4 Resultados.....	26
4.2 Fase construtiva.....	31
4.2.1 Subestruturas	31
4.2.2 Resultados obtidos	32
4.2.3 Conclusões.....	41

4.3	Análise de custos.....	42
4.4	Análise dinâmica.....	44
4.4.1	Dispositivos de controlo.....	44
4.4.2	Modelação da maratona.....	45
4.4.3	Resultados.....	46
4.4.4	Conclusões.....	52
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	54
	BIBLIOGRAFIA.....	56
	ANEXOS.....	58
	ANEXO A – ESFORÇOS ULS.....	A
	ANEXO B – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 1.....	B
	ANEXO C – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 2.....	C
	ANEXO D – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 3.....	D

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte da Normandia	2
Figura 2.2 - Ponte de Tatará	3
Figura 2.3 - Ponte de Russky Island	3
Figura 2.4 - Ponte Clam Bridge	4
Figura 2.5 - Ponte de Alcântara, Espanha, 106 d.C.	4
Figura 2.6 - Ponte Santa Trinita	5
Figura 2.7 - Ponte metálica sobre Av. Infante D. Henrique, Lisboa	5
Figura 2.8 - Ponte Circular de Aveiro	6
Figura 2.9 - Ponte Gateshead Millenium Bridge	6
Figura 2.10 - Ponte pedonal Blue City	6
Figura 2.11 - Solução de tirantes em leque	8
Figura 2.12 - Solução de tirantes em harpa	8
Figura 2.13 - Solução de tirantes em semi-leque	9
Figura 2.14 - Ponte de Tacoma	10
Figura 2.15 - Ponte Millenium Bridge	11
Figura 2.16 - Método dos apoios temporários	12
Figura 2.17 - Método dos avanços sucessivos	13
Figura 2.18 - Método do lançamento incremental	14
Figura 2.19 - Efeito de catenária nos tirantes	15
Figura 3.1 - Modelo da ponte	16
Figura 3.2 - Modelo da ponte com representação das dimensões	17
Figura 3.3 - Numeração dos tirantes	17
Figura 3.4 - Cargas aplicadas no tabuleiro	18
Figura 3.5 - Numeração dos vãos entre carlingas	19
Figura 3.6 - Cargas aplicadas nas carlingas	20
Figura 3.7 - Cargas aplicadas nas longarinas	20
Figura 3.8 - Dimensões das secções transversais da torre (mm)	21
Figura 3.9 - Pontos de controlo de deslocamentos na Metodologia dos Coeficientes de Tensionamento	22
Figura 4.1 - Carregamentos para as combinações de acções	24
Figura 4.2 - Tabuleiro em aço - Tipologia 1 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,140 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	28

Figura 4.3 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 1 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,140 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	29
Figura 4.4 - Tabuleiro em aço - Tipologia 2 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,112 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	29
Figura 4.5 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 2 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,112 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	29
Figura 4.6 - Tabuleiro em aço - Tipologia 3 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,090 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	30
Figura 4.7 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 3 – Deslocamentos - $\delta_{lim, v} = 0,090 m$, $\delta_{lim, h} = 0,026 m$	30
Figura 4.8 - Subestruturas da fase construtiva (1ª, 2ª e 3ª fases)	32
Figura 4.9 - Subestruturas da fase construtiva (4ª e 5ª fases)	32
Figura 4.10 - Subestruturas da fase construtiva (6ª e 7ª fases)	32
Figura 4.11 - Subestruturas da fase construtiva (8ª fase e fase final)	32
Figura 4.12 - Gráfico do carregamento de um corredor com frequência de passada de 3 Hz	46
Figura 4.13 - Numeração dos nós utilizados para controlo dos valores	47

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Dimensões das tipologias adoptadas	16
Tabela 3.2 - Área dos tirantes (cm ²)	17
Tabela 4.1 - Combinações de acções	25
Tabela 4.2 - Valores das acções aplicadas	25
Tabela 4.3 - Valores de pré-esforço	25
Tabela 4.4 - Secções dimensionadas	26
Tabela 4.5 - Esforços máximos da Tipologia 1	27
Tabela 4.6 - Esforços máximos da Tipologia 2	27
Tabela 4.7 – Esforços máximos da Tipologia 3	28
Tabela 4.8 - Tensão normalizada nos tirantes	30
Tabela 4.9 - Esforços obtidos na 1ª fase construtiva	33
Tabela 4.10 - Esforços obtidos na 2ª fase construtiva	34
Tabela 4.11 - Esforços obtidos na 3ª fase construtiva	35
Tabela 4.12 - Esforços obtidos na 4ª fase construtiva	36
Tabela 4.13 - Esforços obtidos na 5ª fase construtiva	37
Tabela 4.14 - Esforços obtidos na 6ª fase construtiva	38
Tabela 4.15 - Esforços obtidos na 7ª fase construtiva	39
Tabela 4.16 - Esforços obtidos na 8ª fase construtiva	40
Tabela 4.17 - Tensões normalizadas nos tirantes durante as fases construtivas	41
Tabela 4.18 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 1	42
Tabela 4.19 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 2	43
Tabela 4.20 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 3	43
Tabela 4.21 - Volumes dos constituintes das pontes	43
Tabela 4.22 - Número equivalente de corredores à mesma frequência	45
Tabela 4.23- Valores obtidos na ponte em aço da Tipologia 1 após passagem de maratona	47
Tabela 4.24 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 1 após passagem de maratona	48
Tabela 4.25 - Ponte em aço da Tipologia 2 após passagem de maratona	49
Tabela 4.26 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 2 após passagem de maratona	50
Tabela 4.27 - Ponte em aço da Tipologia 3 após passagem de maratona	51
Tabela 4.28 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 3 após passagem de maratona	52

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas:

- A - Área da secção;
 A_i - Área da secção do tirante i ;
 E - Módulo de elasticidade;
 E_{eq} - Módulo de elasticidade equivalente;
 $F_{máx}$ - Força axial máxima nos tirantes;
 G_k - Acção do peso próprio de dispositivos de protecção dos peões;
 L - Largura total do vão;
 L' - Largura de influência da carga aplicada numa carlinga;
 L_{inf} - Largura de influência da carga distribuída;
 L_x - Comprimento em projecção horizontal;
 L_y - Comprimento em projecção transversal;
 $M_{máx}$ - Momento flector máximo;
 $M_{mín}$ - Momento flector mínimo;
 N - Número total de corredores;
 N_{eq} - Número de corredores que circulam à mesma frequência;
 $N_{máx}$ - Esforço axial máximo;
 $N_{mín}$ - Esforço axial mínimo;
 P - Acção do pré-esforço;
 Q_k - Acção da sobrecarga;
 T - Tensão no tirante;
 $V_{máx}$ - Esforço transversal máximo;
 $V_{mín}$ - Esforço transversal mínimo;
 W_k - Acção do vento.

Letras minúsculas latinas:

- c_{ver} - Componente vertical do amortecimento do amortecedor;
 d - Densidade dos corredores;
 d_x - Deslocamento segundo a ordenada x (horizontal);
 d_z - Deslocamento segundo a ordenada z (vertical);
 f - Frequência da passada de um corredor;
 k_{ver} - Componente vertical do amortecimento da mola;
 p - Sobrecarga actuante uniformemente distribuída;
 v - Velocidade média dos corredores;
 w - Peso dos tirantes por unidade de comprimento;

Letras minúsculas gregas:

- σ_{adm} - Tensão admissível dos tirantes;
 $\delta_{lim,v}$ - Limite vertical dos deslocamentos;
 $\delta_{lim,h}$ - Limite horizontal dos deslocamentos.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

As pontes pedonais de tirantes são obras de arte muito apelativas do ponto de vista estético. Devido a sua esbelteza podem apresentar problemas de instabilidade relacionados com a aplicação de cargas dinâmicas. Estas acções causam um grande desconforto nos peões.

Para além das soluções tradicionais metálicas ou em betão, a utilização de outros tipos de materiais em pontes pedonais tem suscitado um interesse crescente.

Sabendo do elevado desconforto que uma ponte bastante flexível pode induzir num peão, é de todo útil estudar o comportamento de uma ponte deste tipo. Neste trabalho será comparado o comportamento e o custo de pontes de tirantes com o tabuleiro em aço ou em lamelado-colado.

1.2 Objectivos

Os objectivos que se prede atingir nesta tese são:

- Referir os processos construtivos de uma ponte pedonal de tirantes;
- Estudar um modelo simplificado de ponte em 2d;
- Analisar o comportamento dinâmico da ponte aquando da passagem de uma prova de atletismo;
- Estudar o comportamento da mesma ponte com diferentes materiais como tabuleiro;
- Comentar a evolução do custo da ponte com a diminuição do vão;
- Analisar qual a solução construtiva mais dispendiosa de modo a criar maior conforto no peão.

1.3 Estrutura do trabalho

No Capítulo 1 é feita a introdução ao tema, o seu enquadramento e os objectivos do trabalho a realizar.

No Capítulo 2 é apresentada a pesquisa bibliográfica efectuada sobre as pontes. São abordadas especialmente as pontes de tirantes.

No Capítulo 3 apresenta-se o modelo a ser estudado. Neste capítulo é apresentada a metodologia usada para o pré-dimensionamento das secções a usar e o método de determinação do pré-esforço a aplicar aos tirantes.

No Capítulo 4 estuda-se o modelo da ponte. Inicialmente é feita a análise estática, procedida por uma análise das fases construtivas, sendo feita uma análise de custo antes de efectuada uma análise dinâmica.

No Capítulo 6 resume-se o que foi feito e as conclusões principais.

2 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pontes de tirantes – Evolução histórica

O que se pode chamar de primeira tentativa de ponte de tirantes ocorreu em meados do século XVIII e o seu responsável foi o carpinteiro alemão I. Löscher (Alemanha, 1784), tendo este feito a estrutura totalmente em madeira.

Devido à falta de conhecimentos acerca do comportamento dos tirantes, ocorreram diversos colapsos que adiaram o desenvolvimento destas pontes ao invés das pontes suspensas. Neste âmbito foi bastante importante o contributo de um engenheiro alemão, F. Dischinger, através dos seus estudos. Foi ele que propôs em 1938 que se utilizasse aço de alta resistência com pré-esforço nas pontes com tirantes, de modo a poder melhorar a rigidez efectiva das pontes, tal como o seu efeito de suspensão.

As novas formulações propostas por Dischinger vieram apresentar as pontes de tirantes como estruturas mais económicas, com uma melhor eficiência na utilização do material e com uma maior facilidade de construção. Terá sido bastante importante o seu contributo para a reconstrução das pontes na Alemanha após a Segunda Guerra Mundial. [19]

O seu grande desenvolvimento a nível internacional aconteceu a partir dos anos 90, quando apareceram as primeiras pontes de tirantes com grandes vãos, que até lá eram apenas exclusivos das pontes suspensas. As pontes da Normandia (França, completa em 1994, Fig. 2.1) e de Tataru (Japão, completa em 1998, Fig. 2.2) foram as primeiras deste género a entrar na categoria de grandes vãos, com vãos de 856 e 890 metros respectivamente.



Figura 2.1 - Ponte da Normandia



Figura 2.2 - Ponte de Tatarara

A evolução destas pontes tem proporcionado cada vez mais o aumento dos vãos, a possibilidade de utilização de múltiplos vãos e a existência de tabuleiros mais esbeltos e flexíveis. O Japão em muito contribuiu para este desenvolvimento, onde hoje em dia a maior parte das pontes de tirantes existentes se localizam. Contudo, a maior ponte de tirantes está situada na Rússia, em Vladivostok, tem de nome Russky Island (Fig. 2.3) e um vão central de 1104 m. [19]



Figura 2.3 - Ponte de Russky Island

2.2 Pontes pedonais

Neste capítulo é feito uma breve descrição da evolução histórica das pontes pedonais e de um dos maiores problemas estruturais que estas enfrentam principalmente: as vibrações excessivas.

2.2.1 Evolução histórica

Ainda antes de o Homem começar a construir as grandes pontes ferroviárias, já este tinha sentido a necessidade de ultrapassar pequenos obstáculos como ribeiros de água e pequenos

vales. A ponte que é considerada a mais velha do planeta tem mais de 10000 anos de existência e situa-se em Lancashire, Inglaterra, e o seu nome é Clam Bridge (Fig. 2.4).



Figura 2.4 - Ponte Clam Bridge

Com o passar do tempo e das Eras, o homem foi adaptando as novas pontes pedonais conforme os materiais que iam aparecendo na altura. Os persas continuaram o desenvolvimento destas utilizando tábuas e lianas com cordas, cabendo aos romanos o grande desenvolvimento das pontes pedonais. Foram eles que introduziram o arco nas pontes e começaram a construir na sua maioria pontes em pedra (Fig. 2.5).



Figura 2.5 - Ponte de Alcântara, Espanha, 106 d.C.

A época Renascentista e a sua maior preocupação estética trouxeram uma maior “leveza” às pontes pedonais. Existiu uma alteração da forma dos arcos e pilares de modo a estes poderem vencer maiores vãos. A ponte Santa Trinita, Florença, é um exemplo de uma ponte da época Renascentista (Fig. 2.6). Esta ponte apresenta o arco elíptico mais antigo do mundo.



Figura 2.6 - Ponte Santa Trinita

Com a Revolução Industrial no séc. XIX aparece o uso do aço na concepção das pontes e a descoberta do betão armado. As pontes pedonais em betão armado são usualmente obras pouco esbeltas, enquanto as pontes de aço permitem uma maior esbelteza estrutural dos elementos. A revolução trouxe também uma mudança da mentalidade das pessoas, começando a haver uma migração de grande parte da população para os centros urbanos. Esse aumento da população fez com que houvesse necessidade de aumentar, entre outras coisas, as rodovias e ciclovias, o que conseqüentemente trouxe a necessidade de haver pontes pedonais. Estas eram porém estruturas em que se sobrepunha essencialmente o aspecto funcional ao aspecto estético (Fig. 2.7).



Figura 2.7 - Ponte metálica sobre Av. Infante D. Henrique, Lisboa

Nos últimos 10 anos foi alterada a maneira de pensar acerca das pontes pedonais, tendo-se optado cada vez mais por criar estruturas com valor estético para o meio em que se irá inserir. Cada vez mais se desenvolvem estruturas com um elevado grau de imaginação e criatividade como se pode confirmar nas figuras abaixo (Fig. 2.8, 2.9 e 2.10).



Figura 2.8 - Ponte Circular de Aveiro



Figura 2.9 - Ponte Gateshead Millenium Bridge

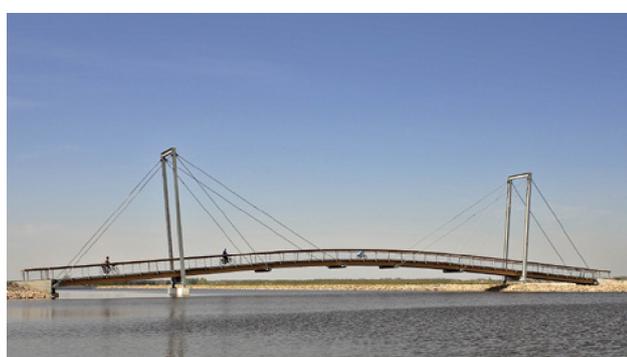


Figura 2.10 - Ponte pedonal Blue City

2.2.2 Constituintes estruturais de uma ponte pedonal de tirantes

As pontes pedonais de tirantes apresentam um elevado grau de hiperestaticidade, em que a sua rigidez depende essencialmente dos elementos estruturais. Estes são os mesmos em todas as

pontes pedonais de tirantes, apenas variando a sua geometria, disposição geométrica e os materiais utilizados. Esses elementos são: tabuleiro, pilar e tirante. De seguida apresenta-se o modo de funcionamento de cada elemento e como estes influenciam a estrutura no seu todo. [12], [18]

2.2.2.1 Tabuleiro

O tabuleiro é suportado directamente pelos tirantes, podendo por vezes estar total ou parcialmente ligado ao(s) pilar(es). Comporta-se como uma viga simplesmente apoiada sobre apoios elásticos nos pontos de ancoragem dos tirantes, suporta as cargas permanentes e sobrecargas, transfere estas para os tirantes e pilares e funciona à flexão e à compressão. Esta compressão é induzida no tabuleiro devido às forças de pré-esforço induzidas pelos tirantes, enquanto o momento flector será tanto menor quanto mais tirantes tiver ancorados e menor for o espaço entre estes. [17]

A escolha do material a usar na concepção do tabuleiro terá bastante influência no dimensionamento dos restantes elementos a usar, devido principalmente ao peso próprio de cada material. As secções transversais são cada vez mais secções esbeltas, pois devido sobretudo à evolução do sistema de suspensão múltipla, o tabuleiro apresenta momentos reduzidos. O sistema de suspensão múltipla define-se como a utilização de um número de tirantes maior do que o necessário para garantir a estaticidade da ponte.

Os materiais a usar em pontes pedonais são normalmente a madeira, misto aço-betão ou aço, sendo por vezes também usados tabuleiros em betão pré-esforçado. Nos últimos tempos também se tem optado por soluções mistas de madeira-aço. Usualmente pretendem-se soluções mais “leves”, pois quanto mais pesado for o tabuleiro, maior terá que ser a quantidade de aço para os tirantes e maior terá que ser a secção dos pilares e fundações. Todos estes aspectos devem ser tidos em consideração na procura da solução mais económica.

2.2.2.2 Tirantes

Os tirantes apenas resistem a esforços axiais, servindo estes para transmitir as cargas e sobrecargas do tabuleiro para os pilares. Deverão apresentar uma grande resistência à fadiga e têm como principal função conceder rigidez vertical ao tabuleiro.

O sistema de suspensão múltipla veio trazer o aumento do número de tirantes e diminuição do espaçamento entre si. Isto será essencial para assegurar maior facilidade na manutenção das pontes, pois é possível assim repor tirantes sem haver um aumento excessivo de momento flector no tabuleiro.

Os tirantes apresentam normalmente 3 tipos de disposição: em leque, semi-leque e em harpa. Apesar de todas estas disposições, elas apenas terão efeito significativo nos esforços da ponte em grandes vãos.

Para a disposição dos tirantes em leque (Fig. 2.11) é necessário prever dispositivos de desvio dos tirantes no topo da torre, podendo tornar-se de difícil concepção devido também às forças desequilibradas que podem ocorrer no topo do pilar. Apesar disto apresenta uma solução bastante eficiente estruturalmente. É necessário menos material do que nas outras soluções, pois esta apresenta uma inclinação mais favorável a resistir ao peso próprio e às sobrecargas devidas à passagem de peões ou de tráfego.

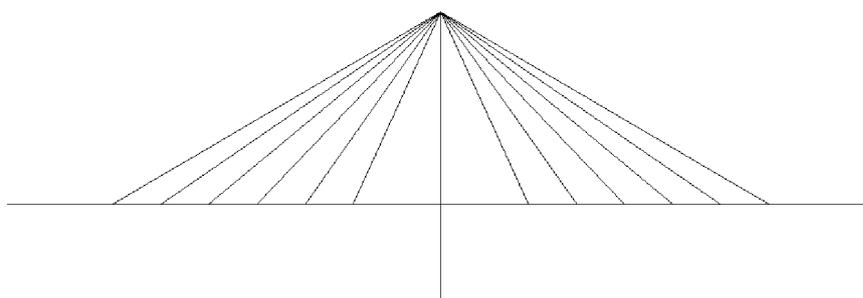


Figura 2.11 - Solução de tirantes em leque

A solução mais agradável esteticamente é a solução em harpa (Fig. 2.12). Esta apresenta um dimensionamento mais eficaz, pois reduz as forças de compressão existentes reduzindo também o custo de ancoragem dos tirantes. Como contrapartidas há o aumento de material nos tirantes, maiores compressões no tabuleiro e maiores momentos flectores nos pilares comparativamente com a solução em leque.

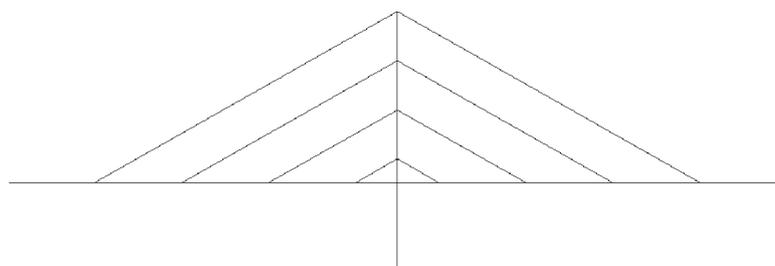


Figura 2.12 - Solução de tirantes em harpa

Os tirantes em semi-leque (Fig. 2.13) apresentam as vantagens da solução em harpa, mas não as suas desvantagens, sendo considerada a solução ideal.

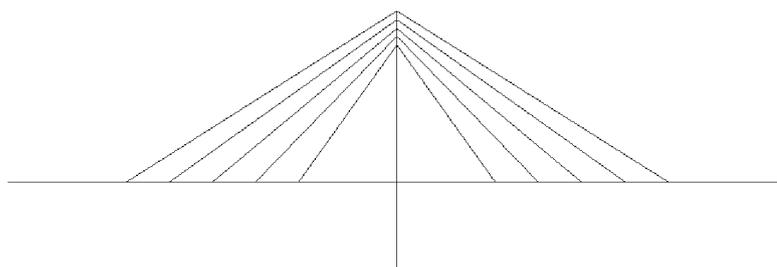


Figura 2.13 - Solução de tirantes em semi-leque

2.2.2.3 Pilares

Os pilares são os elementos que dão maior impacto estético às pontes, pois como são o ponto mais alto desta, será portanto o elemento que saltará mais à vista das pessoas. Por esse mesmo motivo estes deverão ser o mais simples possível.

Nem sempre estes assumem uma posição totalmente vertical, podendo ser inclinados. Pode-se optar por colocar dois pilares a trabalhar conjuntamente, um em cada lateral do tabuleiro, em vez de apenas um. Também no que toca à sua geometria, por diversas vezes estes assumem outras formas, tais como em A; em Y, ou Y invertido; em H; ou em diamante e diamante invertido.

Os pilares são os elementos onde os tirantes irão ser ancorados, na parte superior destes, e servem por vezes como apoio aos tabuleiros. São normalmente utilizadas soluções em betão armado por razões económicas, tanto em termos de construção como manutenção, mas também porque os esforços a que este está normalmente sujeito são esforços de compressão, aos quais o betão armado resiste melhor. De modo a não haver esforços de torção nos pilares os tirantes devem ser ancorados no mesmo plano. [2]

2.2.3 Problemas de vibração excessiva

As pontes pedonais apresentam maioritariamente um aspecto menos robusto que, por exemplo, as pontes ferroviárias ou rodoviárias. Isto deve-se à diferença significativa do carregamento aplicado, pois como é fácil perceber, o carregamento devido a um peão é significativamente menor que o de um veículo motorizado. É comum ocorrerem fenómenos de vibração excessiva que podem ser desconfortáveis para os peões e até prejudiciais para elementos não estruturais e estruturais. Este fenómeno é ampliado devido à maior esbelteza das soluções construtivas adoptadas nos últimos anos. Estas por vezes tornam a estrutura susceptível a oscilações principalmente devidas ao tráfego pedonal e ao vento.

As oscilações que se verificam nas pontes pedonais estão muitas vezes próximas das frequências naturais, o que pode fazer com que estas entrem em ressonância. Este fenómeno é a principal causa das vibrações excessivas, e pode ser mais acentuado quando estamos na presença de pontes com baixo amortecimento estrutural. [1]

O primeiro caso relatado de colapso de uma ponte pedonal devido a vibração excessiva data de 1831 e aconteceu com a ponte suspensa de Broughton, Inglaterra. No dia 12 de Abril desse ano passavam pela ponte 74 soldados a marchar. Esse movimento de marcha provocou uma vibração excessiva na ponte que acabou por ceder e causar a morte de 40 desses soldados.

O colapso que apresenta maior número de fatalidades é o colapso da ponte de Angers, França, a qual apesar de não ser puramente pedonal terá colapsado devido à passagem de um batalhão de soldados, tendo morrido 200.

Mesmo não sendo uma ponte pedonal, é um caso famoso e pertinente de colapso devido a forças dinâmicas a ponte de Tacoma, EUA, a qual entrou em ressonância devido ao forte vento que se fazia sentir no dia 7 de Novembro de 1940 (Fig. 2.14).



Figura 2.14 - Ponte de Tacoma

Também foi noticiado o caso da ponte Millenium Bridge, Inglaterra, a qual teve que ser encerrada no dia 11 de Maio de 2000, dois dias depois de ter aberto ao público, devido à grande vibração e instabilidade sentida (Fig. 2.15). Foi aberta novamente ao público dois anos depois com os problemas estruturais resolvidos.



Figura 2.15 - Ponte Millenium Bridge

As forças dinâmicas a que estes tipos de pontes estão sujeitas são sobretudo devidas ao vento e à passagem dos peões. Esta última componente é de difícil determinação, pois cada peão tem um modo diferente de andar e o carregamento devido à passagem, por exemplo, de uma multidão não é de todo linear. Hoje em dia é então fundamental dimensionar as pontes pedonais não apenas para cargas estáticas mas também para cargas devidas à passagem de peões. [16], [22]

2.2.4 Métodos construtivos

O estudo da fase construtiva é de extrema importância, pois durante esta algumas secções da ponte poderão estar sujeitas a esforços maiores do que em serviço. É importante ter em conta os efeitos do comportamento geometricamente não linear da estrutura devido à sua flexibilidade e também importante garantir a geometria da ponte tanto em fase construtiva como a longo prazo.

É crucial definir qual será o método construtivo da ponte de modo a que cada subestrutura não apresente riscos de ruir ou de estar sujeita a esforços demasiado grandes. Um método construtivo eficiente ditará um comportamento também eficiente da estrutura ao longo do seu tempo de vida útil. [5], [8], [12], [15], [20]

Normalmente o processo construtivo começa na execução das fundações e dos pilares. Nestes elementos normalmente não há problemas de controlo geométrico, visto serem elementos verticais, ou praticamente verticais. Após a erecção dos pilares, inicia-se a construção do tabuleiro seguindo os métodos apropriados.

O método construtivo tem que ser bem estudado, pois têm que ser analisadas as condições do terreno, os custos das diversas soluções construtivas, pela segurança durante a obra, pelos

prazos de execução e pela capacidade técnica do empreiteiro. Os métodos que são actualmente mais importantes são os seguintes:

- Método dos apoios temporários (Fig.2.16):

Consiste em colocar o tabuleiro sobre apoios sucessivos, sendo depois atirantado de modo a ser colocado com a geometria pretendida. Durante a construção o tabuleiro é suportado por um cimbra. Com este método não é necessário um estudo do controlo da geometria tão grande, e é comumente utilizado em conjunto com o método dos avanços sucessivos.

O método dos apoios temporários apresenta a vantagem de se poder construir a ponte continuamente de uma ponta à outra e leva a um controlo mais eficiente da geometria e da tensão nos tirantes.

As desvantagens deste método são que este está condicionado à ordem de grandeza dos vãos e à morfologia do terreno sobre esses apoios.

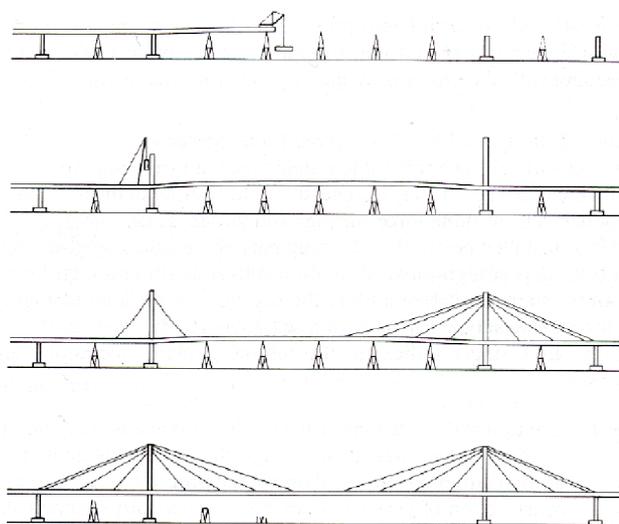


Figura 2.16 - Método dos apoios temporários

- Método dos avanços sucessivos (Fig. 2.17):

O método dos avanços sucessivos, tal como o nome indica, consiste na construção do tabuleiro através da adição sucessiva de troços de tabuleiro pré-fabricados ou executados “in situ” através de equipamentos de elevação ou por sistemas de treliças que fazem o lançamento do tabuleiro. A construção do tabuleiro deverá ser o mais simétrica possível, de modo a reduzir os desequilíbrios de cargas e os momentos flectores nas torres. Construído um segmento de tabuleiro procede-se então à aplicação dos tirantes e respectivo pré-esforço, servindo este depois como plataforma para a construção do seguinte.

Este método permite vencer grandes vãos, sendo a compressão que se verifica no tabuleiro e pilar suportada pelos tirantes. Uma das desvantagens deste método é o facto de a ponte estar bastante susceptível a forças dinâmicas que ocorrem durante a construção, casos da acção do vento, queda de cargas no tabuleiro, etc; a outra é o facto de a ponte apresentar variações de esforços e deslocamentos durante a construção devido ao seu comportamento não-linear.

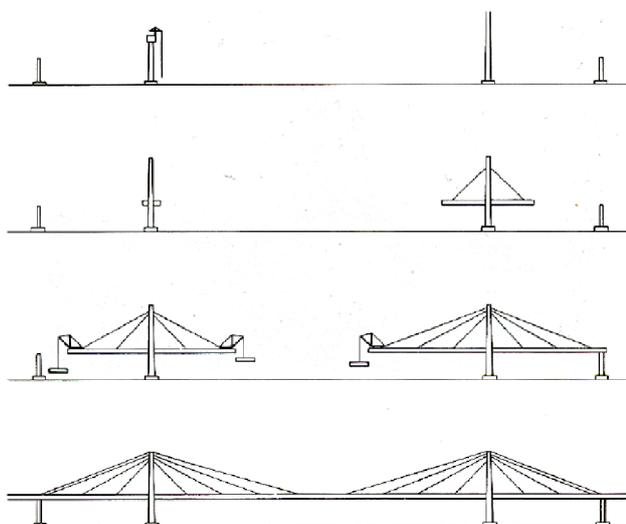


Figura 2.17 - Método dos avanços sucessivos

- Método do lançamento incremental (Fig. 2.18):

Este método tem sido usado em algumas pontes de tirantes e consiste em parte da estrutura, ou toda ela, ser construída “in situ” numa área atrás de um dos encontros e orientada segundo o eixo da obra. Construída parte ou a superestrutura toda, procede-se então ao lançamento, empurrando, através de uma estrutura metálica na extremidade livre do tabuleiro. Através de apoios sucessivos consegue-se reduzir o vão livre do tabuleiro em consola durante o procedimento deste método. O pré-esforço pode ser apenas aplicado no final da fase construtiva.

A vantagem que se conquista com este método é a não necessidade de cimbre, contudo existe a desvantagem de o método estar limitado a pontes de pequenos e médios vãos.

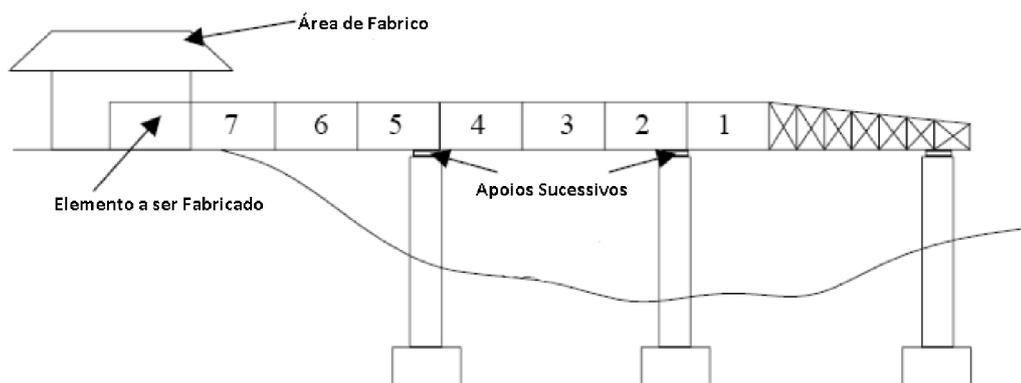


Figura 2.18 - Método do lançamento incremental

2.2.5 Análise não-linear em pontes pedonais de tirantes

Como as pontes pedonais de tirantes apresentam uma rigidez reduzida, estas estarão mais susceptíveis a sofrer grandes deslocamentos devido às acções estáticas e dinâmicas, tanto em fase final da construção como em fase construtiva. A grande flexibilidade dos cabos e o seu efeito de catenária são um dos responsáveis por esses grandes deslocamentos. Este comportamento das pontes é definido como um comportamento não linear, sendo os principais responsáveis o efeito de catenária dos cabos, o efeito dos grandes deslocamentos (P- Δ) e o efeito viga-coluna. [7], [10], [13], [20], [21]

O efeito de catenária caracteriza-se como sendo o efeito do peso próprio nos cabos, tendo mais efeito consoante a tensão a que os cabos estão sujeitos, ou seja, quanto menos tensionados os cabos estiverem maior será a catenária que o cabo irá apresentar (Fig. 2.19). De modo a prever este efeito, Ernst introduziu o conceito de módulo de elasticidade equivalente, o qual é introduzido para simular os efeitos geométricos de 2ª ordem que resultam da existência do efeito de catenária. O seu modo de elasticidade equivalente pode ser calculado através da expressão:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(wL_x)^2 AE}{12T^3}}$$

Sendo E_{eq} o módulo de elasticidade equivalente do cabo, E o módulo de elasticidade do cabo, w o peso por unidade de comprimento do cabo, L_x o comprimento do cabo na projecção horizontal, A a área do cabo e T a tensão no cabo.

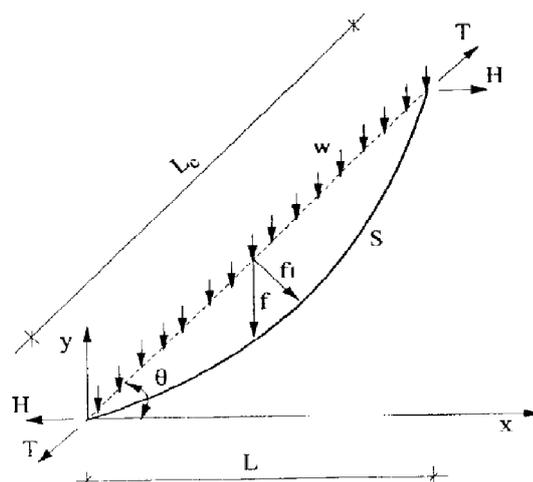


Figura 2.19 - Efeito de catenária nos tirantes

O efeito $P-\Delta$ caracteriza-se como sendo o efeito da deformada da estrutura quando esta é sujeita a grandes deslocamentos. Havendo grandes deformações, a estrutura estará sujeita a maiores esforços devidos a esse novo equilíbrio da estrutura. Este efeito é tido em conta procedendo-se à resolução das equações de equilíbrio para cada nível de carga ou iteração sobre a configuração deformada desta. Os efeitos dos grandes deslocamentos manifestam-se através da variação de comprimento dos elementos e através da sua rotação de corpo rígido.

O efeito viga-coluna está presente em todos os elementos que apresentam esforço axial e que resistem a esforços de flexão. O momento flector e o esforço axial estão intimamente ligados de tal modo que a existência deste afecta a resistência à flexão dos elementos, aumentando quando o elemento é sujeito à tracção e diminui quando este é sujeito a compressão.

3 DESCRIÇÃO DO MODELO

3.1 Modelo principal e tipologias utilizadas para análise

A ponte corresponde a um modelo utilizado por Ferreira & Simões [6]. A geometria da ponte está representada na Figura 3.1. As secções e geometria utilizadas para o pilar correspondem às determinadas por Ferreira & Simões [6], no entanto foi considerada uma redução da largura do tabuleiro de 6 para 3 metros e considerou-se que o tabuleiro não tem ligação com a torre.

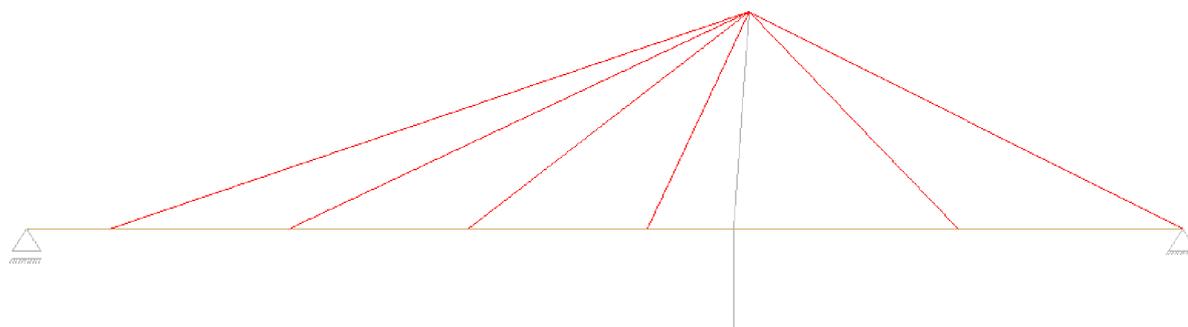


Figura 3.1 - Modelo da ponte

Para cada tipologia considerou-se uma redução de 20% relativamente ao vão da tipologia anterior. As dimensões de cada uma vêm indicadas na Tabela 3.1 e a sua representação é feita na Figura 3.2.

Dimensão (m)	Tipologia 1	Tipologia 2	Tipologia 3
L	70,00	56,00	44,80
x1	42,80	34,24	27,39
x2	27,20	21,76	17,41
x3	5,00	4,00	3,20
x4	10,87	8,69	6,95
x5	13,60	10,88	8,70
x6	5,20	4,16	3,33

Tabela 3.1 - Dimensões das tipologias adoptadas

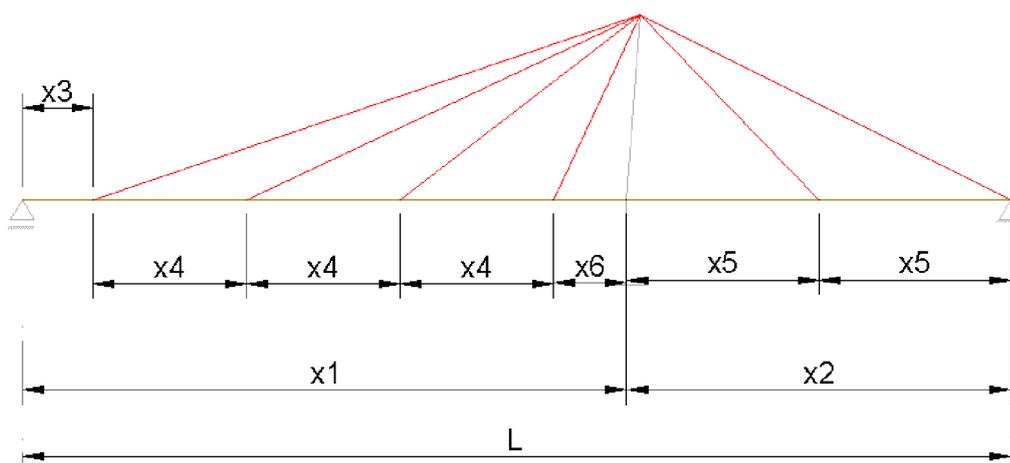


Figura 3.2 - Modelo da ponte com representação das dimensões

De modo a simular a não-linearidade da estrutura foi feita uma redução da rigidez axial dos cabos através do efeito de catenária. O modelo foi considerado sempre em regime elástico.

Os materiais em estudo serão a madeira lamelada-colada GL24h e o aço S275. A tensão de cedência dos tirantes é de 700 MPa. As áreas dos tirantes a usar em cada tipologia foram as apresentadas na Tabela 3.2 e a sua numeração na Figura 3.3.

Tirante	Tipologia 1	Tipologia 2	Tipologia 3
1	15	10	8
2	15	10	8
3	15	10	8
4	15	10	8
5	17	12	10
6	17	12	10

Tabela 3.2 - Área dos tirantes (cm²)

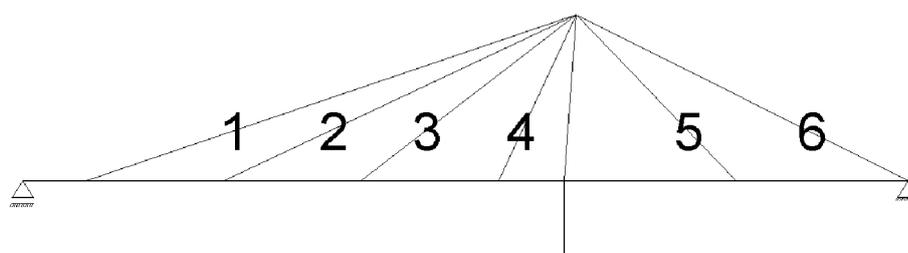


Figura 3.3 - Numeração dos tirantes

3.2 Pré-Dimensionamento

Para efectuar o pré-dimensionamento dos elementos constituintes da ponte pedonal seguiram-se os procedimentos descritos no Eurocódigo 5 (ponte em lamelado-colado) [4] e Eurocódigo 3 (ponte em aço) [3], não foram no entanto considerados quaisquer factores de redução de resistência dos materiais por não ser relevante no caso em estudo.

3.2.1 Tabuleiro

O tabuleiro em lamelado-colado é composto por várias vigas em madeira maciça da classe GL24h. O tabuleiro em aço consistirá numa chapa metálica ao longo do vão.

No tabuleiro é necessário ter em consideração as acções actuantes sobre este, nomeadamente a sobrecarga uniformemente distribuída com valor $p = W_k + Q_k + G_k$ (G_k representa o peso devido a futuras guardas e restantes sistemas de protecção que existirão na ponte). Não se considera o valor do peso próprio do tabuleiro, sendo este calculado posteriormente. O pré-dimensionamento do tabuleiro é feito à flexão.

Considera-se que o esquema estrutural do tabuleiro é como uma viga simplesmente apoiada que descarrega nas carlingas. Considera-se que não descarrega directamente nas longarinas. (Fig. 3.4)

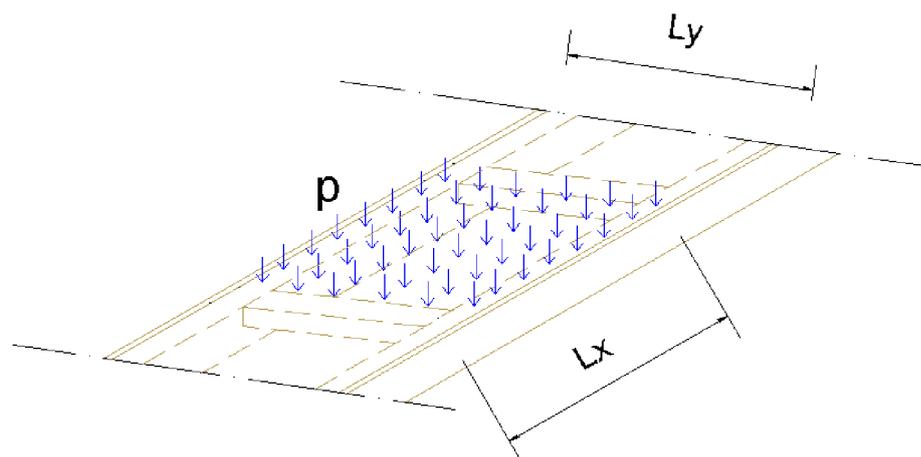


Figura 3.4 - Cargas aplicadas no tabuleiro

Optou-se por se colocar carlingas nos pontos de aplicação do pré-esforço e também nos pontos intermédios destes tal como representado na Figura 3.5. A secção das carlingas está obviamente exagerada na figura, servindo esta apenas como representação da sua distribuição no tabuleiro. A numeração apresentada refere-se às várias secções consideradas do tabuleiro entre carlingas.

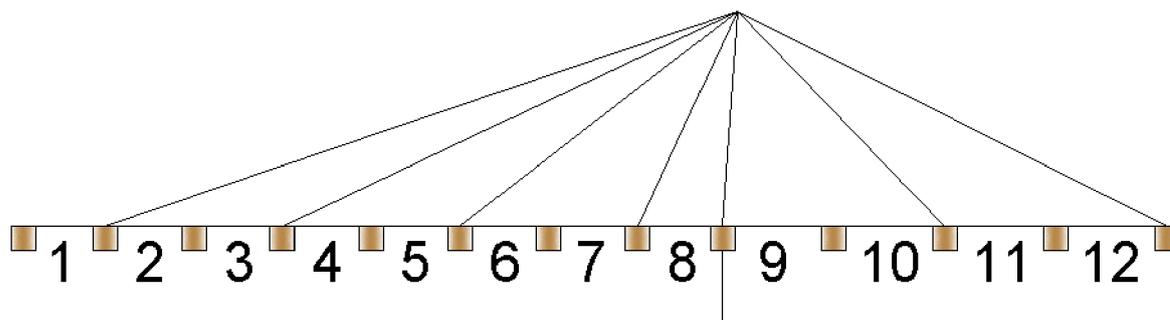


Figura 3.5 - Numeração dos vãos entre carlingas

Os momentos máximos ocorrerão a meio do vão de cada secção do tabuleiro e o esforço transversal máximo ocorrerá no apoio do tabuleiro nas carlingas.

Tal como dito anteriormente, o tabuleiro é pré-dimensionado considerando cada secção como uma viga simplesmente apoiada. A secção calculada é qualquer uma das secções 9, 10, 11 ou 12, pois estas são as mais desfavoráveis.

3.2.2 Carlingas

As carlingas suportarão o tabuleiro e descarregarão nas longarinas. As forças aplicadas são o peso próprio do tabuleiro, dos sistemas de segurança, a sobrecarga e o vento. Para além desta carga distribuída, considera-se também o esforço transversal aplicado proveniente do tabuleiro.

O pré-dimensionamento destes elementos é feito de maneira idêntica ao efectuado para o tabuleiro, considerando da mesma maneira as carlingas como vigas simplesmente apoiadas. Os apoios neste caso serão as longarinas.

Na Figura 3.6 representa-se o modelo usado para o cálculo dos momentos a meio vão da carlinga. Considerou-se esta com a largura do tabuleiro e com a largura de influência da secção mais desfavorável (como foi visto anteriormente, as secções mais desfavoráveis são as secções 9, 10, 11 e 12).

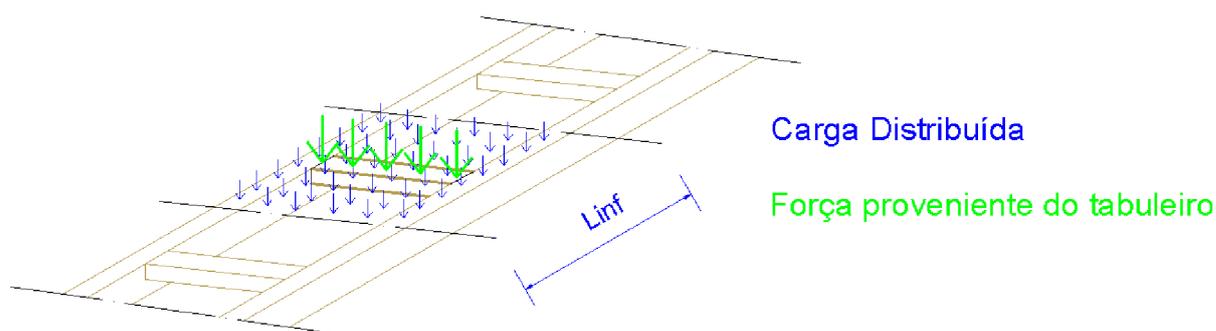


Figura 3.6 - Cargas aplicadas nas carlingas

3.2.3 Longarinas

As longarinas suportarão todos os elementos do tabuleiro e será nestas que o pré-esforço será introduzido. As forças aplicadas serão então a carga distribuída devida às forças exteriores já enumeradas, juntando os pesos próprios do tabuleiro e das carlingas.

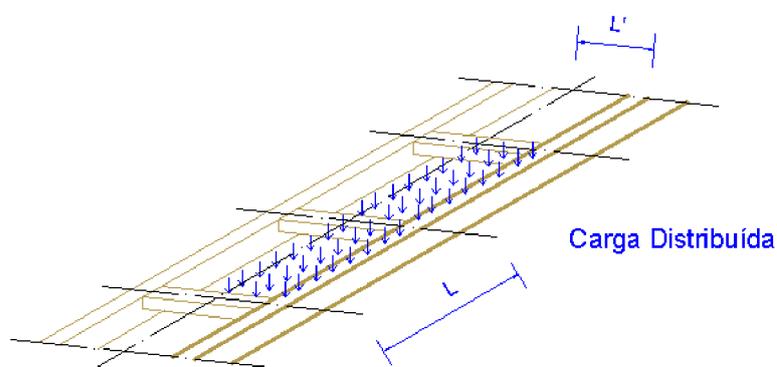


Figura 3.7 - Cargas aplicadas nas longarinas

Mais uma vez o pré-dimensionamento é efectuado considerando uma viga simplesmente apoiada, considerando-se neste caso que os apoios são os pontos em que se aplicam o pré-esforço. O pré-dimensionamento foi feito para a zona mais desfavorável, que no caso foi o troço das secções 11 e 12.

Tal como se pode ver na Figura 3.7, as longarinas foram dimensionadas para metade do tabuleiro, ou seja, 1,5 metros. Desta forma considera-se que cada longarina suportará metade do tabuleiro e que ambas terão o mesmo comportamento. Desprezamos assim os efeitos de torção na ponte.

3.2.4 Torre

O pilar usado na estrutura apresenta uma secção rectangular oca. Considera-se assim que este não sofrerá nem problemas de estabilidade nem de tensões actuantes. A secção do pilar está representada na Figura 3.8.

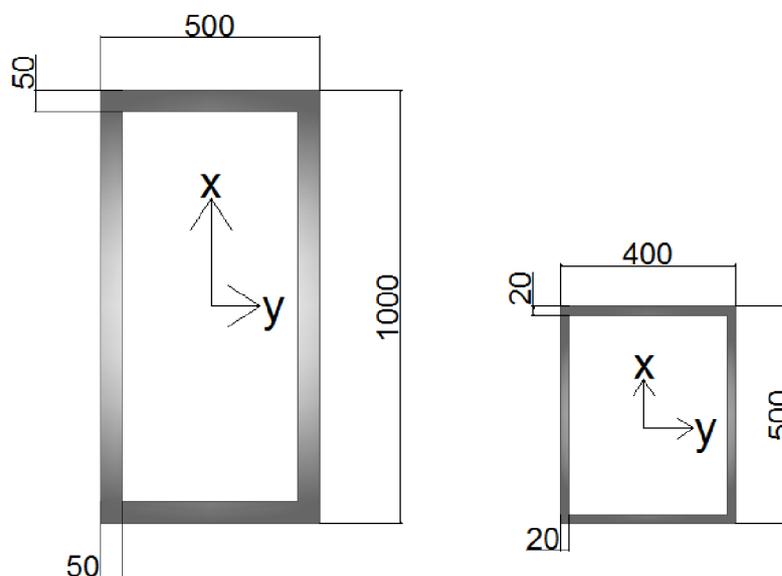


Figura 3.8 - Dimensões das secções transversais da torre (mm)

3.2.5 Tirantes – Metodologia dos coeficientes de tensionamento

Na solução final da ponte pretende-se que esta apresente deslocamento nulo tanto no tabuleiro como na ponte, ou seja, pretende-se que as forças de pré-esforço equilibrem a ponte e mantenham a mesma com a rasante o mais horizontal possível. [2]

Para calcular o pré-esforço dos tirantes foi utilizada a Metodologia dos Coeficientes de Tensionamento. Este método é de simples aplicação e permite obter esforços e deslocamentos nos elementos de forma rápida e de grandeza aceitável. O método apresenta os seguintes passos:

1. É simulado o comportamento da estrutura e o tensionamento dos tirantes recorrendo a uma acção de calibração da estrutura, a qual consiste na aplicação de uma temperatura uniforme de -1000°C individualmente a cada tirante. Definimos esta acção como T_i .
2. Define-se a Matriz Influência das Forças [*Inf.Forças*]. Esta matriz é quadrada com ordem igual ao número de tirantes em estudo. A coluna $m = i$ representa a influência da acção de calibração no tirante i , ou seja, são os esforços nos tirantes quando é aplicada a acção de calibração no tirante i .

3. A Matriz Influência dos Deslocamentos [*Inf.Desloc.*] é idêntica à anterior, sendo que nesta se controla os deslocamentos ao invés dos esforços aquando da aplicação da acção de calibração.
4. O Vector dos Deslocamentos {*Desloc.*} contém *n* linhas, que representam os *n* deslocamentos verticais ou horizontais da torre. Os deslocamentos nulos devem ser trocados por pontos em que seja importante controlar o deslocamento. Os valores obtidos serão os simétricos dos que se obtém devido às cargas permanentes, os quais são obtidos pelo tensionamento dos tirantes. Na figura 3.9 vêm representados os pontos que serão controlados.

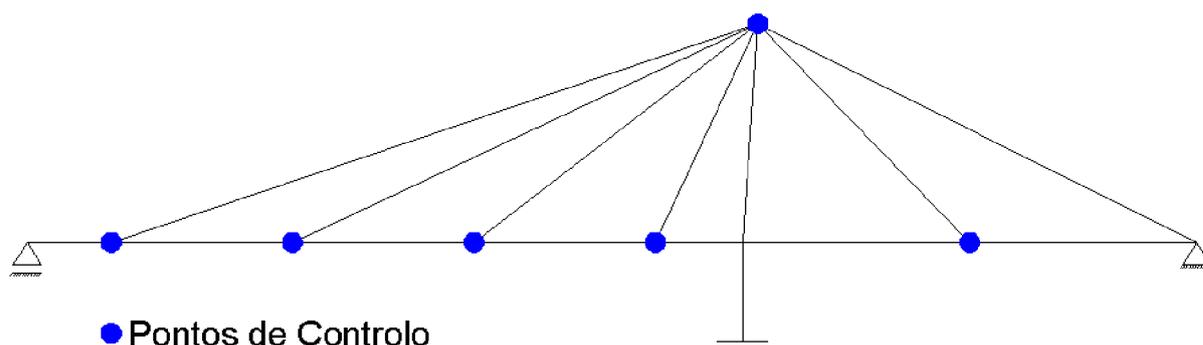


Figura 3.9 - Pontos de controlo de deslocamentos na Metodologia dos Coeficientes de Tensionamento

5. O vector fronteira do problema é o Vector Forças de Tensionamento {*Pré – Esforço*}. Tem *n* linhas, com *n* igual ao número de tirantes do problema.
6. Através dos elementos descritos anteriormente chegamos à seguinte relação de cálculo:

$$[Inf.Desloc.] \times \{Coef.\} = \{Desloc.\} (1)$$

$$[Inf.Forças] \times \{Coef.\} = \{Pré – Esforço\} (2)$$

O vector {*Coef.*} é obtido através de optimização. Pretende-se uma solução óptima, isso torna necessário reformular o problema de modo a encontrar uma função matemática que possa ser alvo de maximização ou minimização.

7. É necessário garantir que os pontos de controlo da estrutura estão na posição indeformada quando se aplica o pré-esforço, o que torna necessária a minimização da equação (1).

$$f(Coef.) = |[Inf.Desloc.] \times \{Coef.\} - \{Desloc.\}| (3)$$

A otimização requer que haja condições fronteira, que neste caso são as forças de tensionamento dos tirantes (2). Esta tensão terá que ser menor que a tensão admissível e maior que zero. Com a área dos tirantes (A_i) e a tensão admissível (σ_{adm}) já definidos determina-se a o esforço axial admissível (N_{adm}). Define-se então $\{N_{adm}\}$ como um vector de n elementos, em que n é o número de tirantes em estudo.

$$\{N_{adm}\} = \{A_i \times \sigma_{adm}\} \quad (4)$$

O esforço axial no tirante será a soma dos esforços no tirante devido às forças de pré-esforço, das sobrecargas e da carga permanente. O vector que representa o esforço axial actuante $\{N_{act}\}$ tem n elementos, em que n é o número de tirantes em estudo.

$$\{N_{act}\} = \{Cargas\ Permanentes\} + \{Sobrecarga\} + \{Pré - Esforço\} \quad (5)$$

Relacionando as duas expressões (4) e (5) obtém-se a seguinte relação:

$$\begin{aligned} \{N_{act}\} &\leq \{N_{adm}\} \\ \Leftrightarrow \{Pré - Esforço\} &\leq \{N_{adm}\} - \{Cargas\ Permanentes\} - \{Sobrecarga\} \end{aligned}$$

Relacionando (2) e (5), conseguimos obter as condições fronteira necessárias para proceder à optimização:

$$[Inf. Forças] \times \{Coef.\} \leq \{N_{adm}\} - \{Cargas\ Permanentes\} - \{Sobrecarga\}$$

8. Pretende-se chegar à solução óptima $f(Coef.) = 0$, que garante deslocamento nulo na ponte quando esta está sujeita às cargas permanentes. Foram então impostas 3 restrições ao problema:
- 1) Deslocamento no topo da torre nulo;
 - 2) Forças de Pré-Esforço são menores ou iguais às forças admissíveis nos tirantes;
 - 3) Forças de Pré-Esforço não podem ser menores que 40% das forças admissíveis.

Com o deslocamento nulo no topo da torre pretende-se que os esforços nesta sejam reduzidos, tal como assegurar que não hajam deslocamentos no sentido do vão esquerdo e assim reduzir os deslocamentos nesse lado do vão também. Com as limitações das forças de Pré-Esforço pretende-se que não sejam ultrapassadas as forças admissíveis e para que os tirantes não estejam pouco tensionados.

4 ANÁLISE DO MODELO

O modelo introduzido no programa *SAP2000* será apenas constituído pela longarina, cabos e torre. Será feita a análise da ponte considerando que ambas as longarinas terão o mesmo comportamento, e que ambas suportam metade do tabuleiro. O peso próprio dos restantes elementos do tabuleiro é simulado através de cargas distribuídas e pelo próprio programa.

Na análise do modelo começaremos por analisar estaticamente a estrutura sujeitando-a a combinações de acções, partindo depois para a análise da fase construtiva. Finalizada esta fase será feito um estudo económico entre as pontes de ambos os materiais e tipologias, de modo a conferir qual o material que se mostra ser mais económico e como este custo varia com o tamanho do vão. Por fim é efectuada a análise dinâmica da ponte quando esta é sujeita a uma maratona.

4.1 Análise estática

Nesta fase é calculado o pré-esforço para a ponte e esta é sujeita às combinações de acções de Estados Limites de Serviço e Estados Limites Últimos. As secções utilizadas na ponte terão que suportar os esforços aplicados pelas combinações de Estados Limites Últimos (ULS) e não sofrer grandes deslocamentos quando aplicadas as combinações de Estados Limites de Serviço (SLS).

4.1.1 Combinações de acções

Para a análise estática foram consideradas duas combinações de acções que se consideraram ser as mais gravosas: uma de Estados Limites de Serviço e outra de Estados Limites Últimos (Figura 4.1 e Tabelas 4.1 e 4.2).

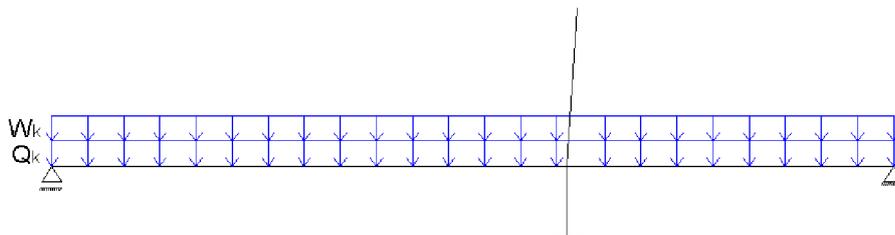


Figura 4.1 - Carregamentos para as combinações de acções

Nome	Combinação de acção de cálculo
ULS	$1.35 \cdot G_k + P + 1.5 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_k$
SLS	$G_k + P$

Tabela 4.1 - Combinações de acções

Acção	Designação	Valor
Gk	Peso Próprio	A definir
P	Pré-Esforço	A definir
Qk	Sobrecarga	5 kN/m ²
WK	Vento	1 kN/m ²

Tabela 4.2 - Valores das acções aplicadas

As secções dos tirantes e do tabuleiro terão que verificar então que a tensão actuante não é maior que a tensão de cedência das secções. Caso isso não se verifique terá então que ser modificada a secção até verificar.

Relativamente aos deslocamentos verticais no tabuleiro, considera-se que este deverá verificar $\delta_{lim,v} < L/500$. Para os deslocamentos horizontais, foi considerado um limite $\delta_{lim,h} < L/750$.

4.1.2 Pré-esforço obtido

Utilizando a Metodologia dos Coeficientes de Tensionamento apresentada no ponto 3.2.5 foram calculados os pré-esforços dos tirantes para cada tipologia e material. Apresentam-se de seguida os pré-esforços para cada tirante de cada tipologia e material na Tabela 4.3. Os tirantes estão numerados da esquerda para a direita.

Tirantes	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-Colado	Aço	Lamelado-Colado	Aço	Lamelado-Colado	Aço
1	420	420	280	685	560	537
2	299	269	420	142	238	300
3	218	155	89	148	275	159
4	179	438	59	167	218	161
5	112	196	120	252	235	197
6	746	363	227	220	241	543

Tabela 4.3 - Valores de pré-esforço

Aplicados os pré-esforços nos tirantes foi aplicado o módulo de Ernst de modo a prever o efeito de catenária (ver 2.2.5). Na aplicação deste módulo apenas foi efectuada uma iteração, pois devido às dimensões reduzidas da ponte a não-linearidade é também reduzida tornando dispensável várias iterações.

Relativamente às áreas dos tirantes inicialmente propostos houve uma alteração no tirante 4 da ponte em lamelado-colado da Tipologia 1. Este não verificava os níveis de tensão necessários para a Metodologia dos Coeficientes de Tensionamento, pelo que a sua área passou de 15 cm² para 23 cm².

4.1.3 Secções dimensionadas

Após a verificação da segurança da estrutura foram feitos alguns ajustes nas secções de modo a esta ser verificada. Posto isto, as secções que verificam a segurança da ponte são apresentadas na Tabela 4.4.

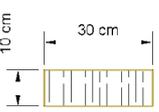
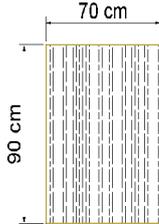
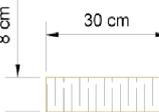
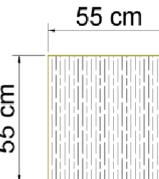
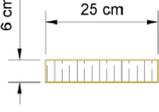
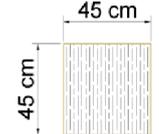
	Tabuleiro		Carlingas		Longarinas	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
Tipologia 1	5 cm	2 cm		IPE 240 		IPE 550 
Tipologia 2	5 cm	2 cm		IPE 200 		IPE 400 
Tipologia 3	5 cm	2 cm		IPE 180 		IPE 300 

Tabela 4.4 - Secções dimensionadas

4.1.4 Resultados

- ESFORÇOS

Recolhidos os resultados, passou-se à verificação dos esforços actuantes no tabuleiro. Os esforços máximos e mínimos verificados vêm representados nas Tabelas 4.5 a 4.7. No Anexo A é possível observar os diagramas de esforços das pontes.

<i>Momento Flector</i>			<i>Esforço Transverso</i>			<i>Esforço Axial</i>		
<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	261,1	56,3	V _{máx} (kN)	-6,3	2,5	N _{máx} (kN)	-2248,3	-1586,1
M _{min} (kN.m)	-1555,8	-1266,4	V _{min} (kN)	-302,8	-220,5	N _{min} (kN)	-2509	-1781,6
<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	2048,4	709,1	V _{máx} (kN)	359,6	212,4	N _{máx} (kN)	43,2	0
M _{min} (kN.m)	-1465,8	-666,3	V _{min} (kN)	-390,2	-202,2	N _{min} (kN)	-1377,3	-1114,2

Tabela 4.5 - Esforços máximos da Tipologia 1

<i>Momento Flector</i>			<i>Esforço Transverso</i>			<i>Esforço Axial</i>		
<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	64,6	22,6	V _{máx} (kN)	1,8	4,9	N _{máx} (kN)	-1314,1	-1041,2
M _{min} (kN.m)	-1029,7	-865,3	V _{min} (kN)	-182,4	-148	N _{min} (kN)	-1509,4	-1238,7
<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	619,6	299,6	V _{máx} (kN)	183,9	137,8	N _{máx} (kN)	0,4	0
M _{min} (kN.m)	-466,6	-337,8	V _{min} (kN)	-175,4	-128,3	N _{min} (kN)	-736,3	-620,8

Tabela 4.6 - Esforços máximos da Tipologia 2

<i>Momento Flector</i>			<i>Esforço Transverso</i>			<i>Esforço Axial</i>		
<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>			<u>PILAR</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	53,9	30,7	V _{máx} (kN)	118,3	96,1	N _{máx} (kN)	-842,5	-648,5
M _{min} (kN.m)	-656,2	-582,8	V _{min} (kN)	-14	-9,5	N _{min} (kN)	-1042,2	-849,4
<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>			<u>TABULEIRO</u>		
	Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço		Lamelado-colado	Aço
M _{máx} (kN.m)	288,5	99,9	V _{máx} (kN)	117,1	80,9	N _{máx} (kN)	0,4	0
M _{min} (kN.m)	-230,3	-155,5	V _{min} (kN)	-110,4	-75,1	N _{min} (kN)	-395,9	-305,9

Tabela 4.7 – Esforços máximos da Tipologia 3

- DEFORMADAS

Nas Figuras 4.2 a 4.7 é possível verificar as deformadas das pontes segundo as combinações SLS. Verifica-se que apresentam deslocamentos dentro dos limites propostos.

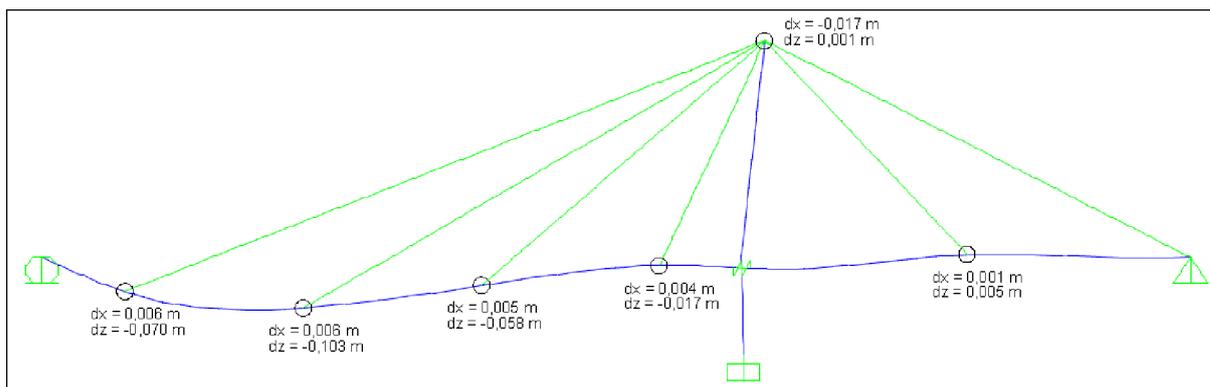


Figura 4.2 - Tabuleiro em aço - Tipologia 1 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,140\text{ m}$, $\delta_{lim,h} = 0,026\text{ m}$

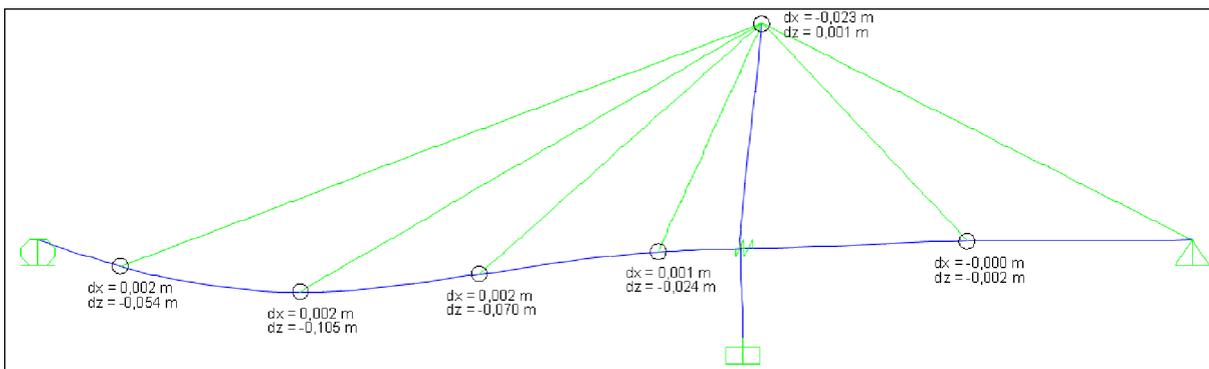


Figura 4.3 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 1 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,140 m$, $\delta_{lim,h} = 0,026 m$

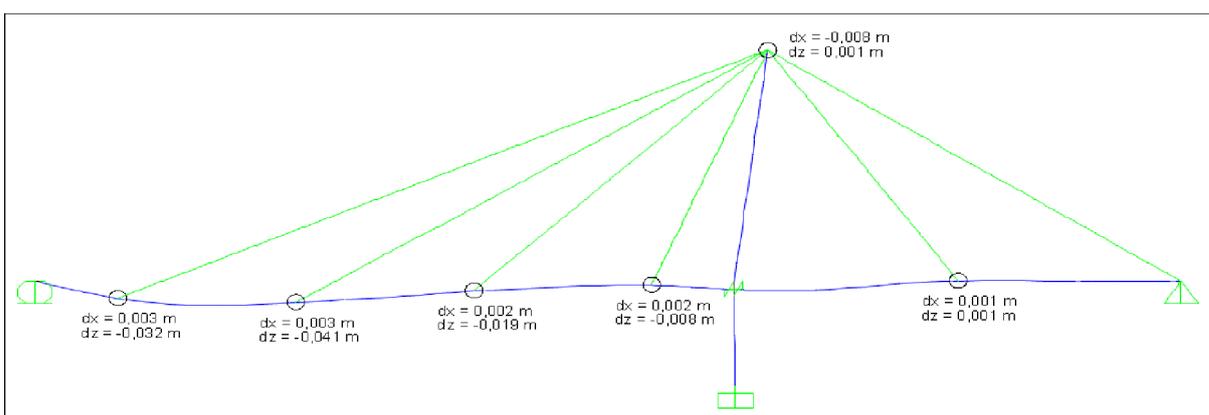


Figura 4.4 - Tabuleiro em aço - Tipologia 2 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,112 m$, $\delta_{lim,h} = 0,026 m$

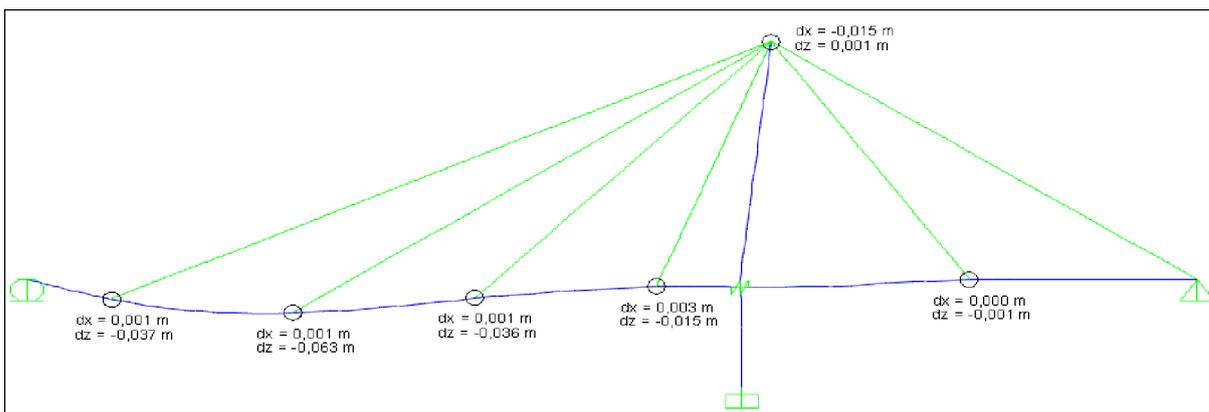


Figura 4.5 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 2 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,112 m$, $\delta_{lim,h} = 0,026 m$

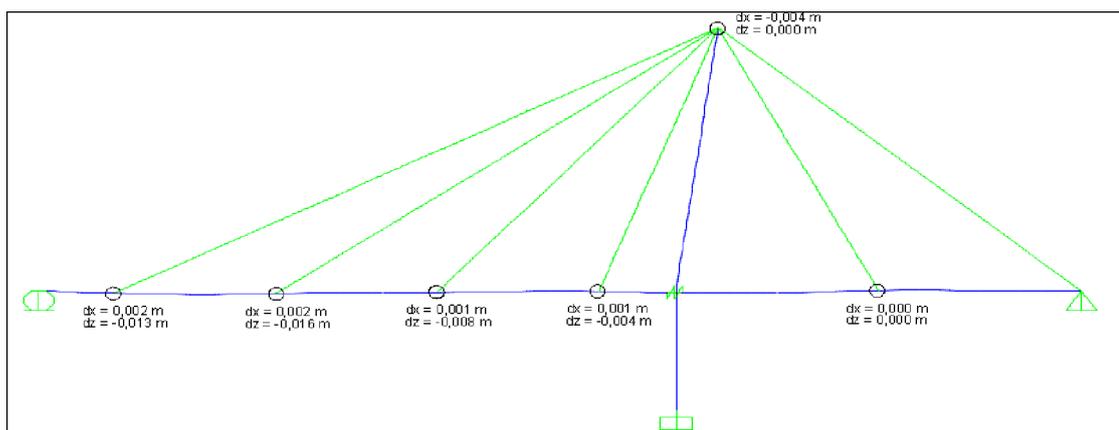


Figura 4.6 - Tabuleiro em aço - Tipologia 3 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,090\text{ m}$ $\delta_{lim,h} = 0,026\text{ m}$

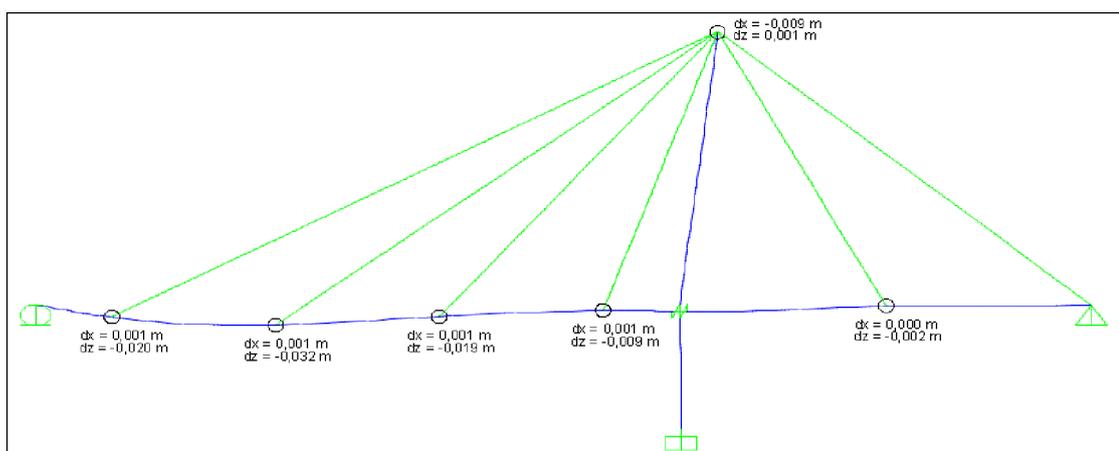


Figura 4.7 - Tabuleiro em lamelado-colado - Tipologia 3 – Deslocamentos - $\delta_{lim,v} = 0,090\text{ m}$ $\delta_{lim,h} = 0,026\text{ m}$

- TIRANTES

Na Tabela 4.8 são apresentados os valores da tensão normalizada nos tirantes para a combinação ULS.

Tirantes	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
1	0,00	0,00	0,00	0,05	0,00	0,11
2	0,49	0,65	0,54	0,53	0,40	0,35
3	0,71	0,37	0,54	0,33	0,38	0,20
4	0,71	0,38	0,46	0,33	0,35	0,24
5	0,71	0,47	0,52	0,39	0,37	0,25
6	0,50	0,50	0,44	0,41	0,30	0,29

Tabela 4.8 - Tensão normalizada nos tirantes

- CONCLUSÕES

- Os esforços surgem mais amplificados nos diagramas em que a ponte é de lamelado-colado (Anexo A). Isto deve-se ao maior peso e volume das secções das longarinas em lamelado-colado e é também devida ao modelo usado no programa *SAP2000*;
- As tensões verificadas num dos lanços da ponte de aço na Tipologia 1 ultrapassam ligeiramente a tensão de cedência. Dado que este valor não é significativo, considera-se que a segurança da ponte não está comprometida;
- Verifica-se que todos os deslocamentos estão garantidos nos limites impostos δ_{lim} . (Figuras 4.2 a 4.7)
- As tensões que se verificam nos tirantes sugerem que estes poderiam ser otimizados, pois as tensões que se verificam estão longe das tensões de cedência (Tabela 4.8).
- O tirante 1 parece ser irrelevante para a ponte, pois as suas tensões são nulas. O facto de o seu ponto de ancoragem ser bastante próximo do apoio pode ser uma das razões para essa tensão quase nula, no entanto este será necessário em fase construtiva como se poderá ver no ponto 4.2.

4.2 Fase construtiva

Para a fase construtiva foi utilizado o método dos avanços sucessivos, pois o mesmo apresenta boas garantias para a ponte em questão, garantindo a não existência de esforços demasiado elevados e a não existência de problemas de estabilidade ao longo das várias fases.

Durante estas fases as componentes da ponte vão estar sujeitas ao seu peso próprio. Garantida a fase construtiva, é necessário garantir que as secções estão bem dimensionadas para garantir também as condições de segurança durante a vida útil da ponte.

Para comprovar a validade deste método construtivo foi feito o estudo do mesmo, tendo em conta os esforços a que o tabuleiro, pilar e tirantes estão sujeitos, tal como os deslocamentos verificados nos pontos de ancoragem nas várias fases construtivas.

4.2.1 Subestruturas

De seguida são apresentadas as subestruturas relativas a cada fase construtiva (Figuras 4.8 a 4.11).

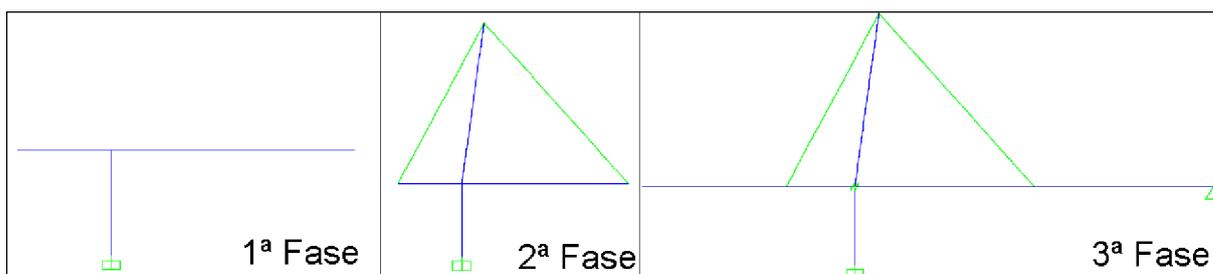


Figura 4.8 - Subestruturas da fase construtiva (1ª, 2ª e 3ª fases)

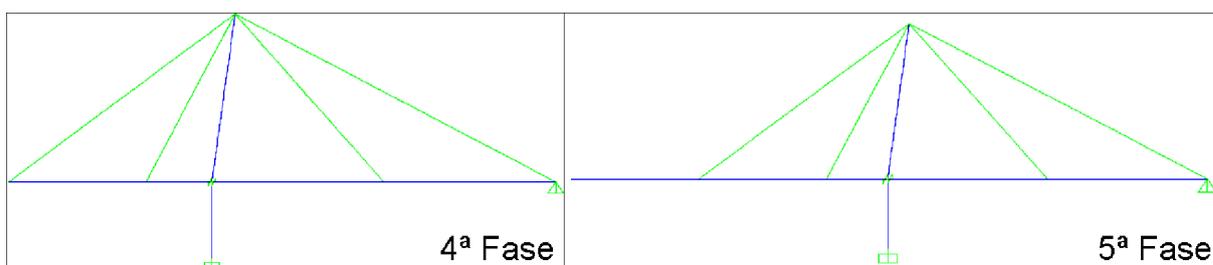


Figura 4.9 - Subestruturas da fase construtiva (4ª e 5ª fases)

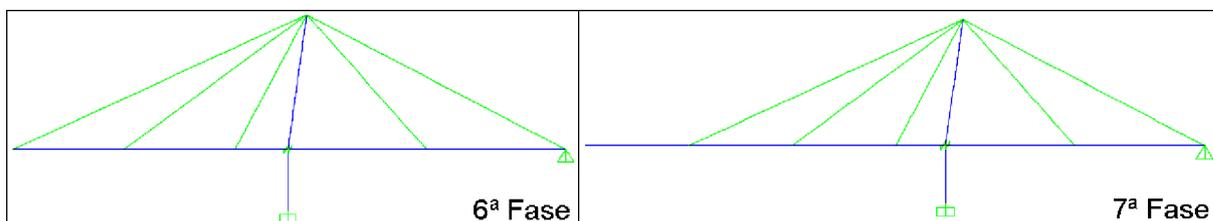


Figura 4.10 - Subestruturas da fase construtiva (6ª e 7ª fases)

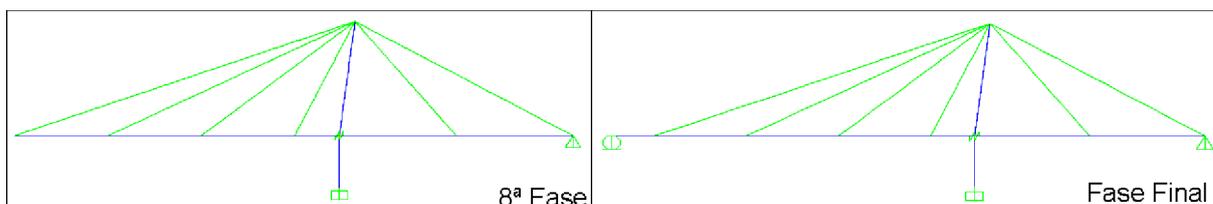


Figura 4.11 - Subestruturas da fase construtiva (8ª fase e fase final)

Durante as fases construtivas a ponte está sujeita ao seu peso próprio e ao peso devido ao equipamento e trabalhadores. Nesta análise às fases construtivas apenas se considerará o peso própria da mesma. Como os esforços que se verificam não são tão elevados quanto em condições de serviço, considera-se que todas as secções estão em segurança relativamente às tensões que se verificam.

4.2.2 Resultados obtidos

De seguida apresentam-se os esforços máximos (Tabelas 4.9 a 4.16) e as tensões normalizadas nos tirantes (Tabela 4.17) que se verificam nas várias fases construtivas.

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	1339	582	440	198	214	79
M _{min} (kN.m)	1339	582	440	198	214	79
V _{máx} (kN)	0	0	0	0	0	0
V _{min} (kN)	0	0	0	0	0	0
N _{máx} (kN)	-318	-134	-130	-57	-79	-28
N _{min} (kN)	0	-199	0	0	0	0
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	0	0	0	0	0	0
M _{min} (kN.m)	-1545	-680	-498	-224	-240	-93
V _{máx} (kN)	229	35	33	15	20	7
V _{min} (kN)	-200	-99	-93	-42	-56	-21
N _{máx} (kN)	0	0	0	0	0	0
N _{min} (kN)	0	0	0	0	0	0

Tabela 4.9 - Esforços obtidos na 1ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	1445	614	503	257	271	143
M _{min} (kN.m)	-391	-315	-244	-175	-162	-115
V _{máx} (kN)	0	0	0	0	0	0
V _{min} (kN)	-39	-31	-26	-20	-20	-16
N _{máx} (kN)	-159	-68	-61	-27	-35	-14
N _{min} (kN)	-532	-294	-286	-214	-235	-184
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	273	75	56	28	24	12
M _{min} (kN.m)	-781	-227	-192	-66	-87	-24
V _{máx} (kN)	142	33	29	15	18	8
V _{min} (kN)	-172	-66	-65	-27	-38	-13
N _{máx} (kN)	-51	-20	-15	-6	-7	-2
N _{min} (kN)	-54	-29	-20	-10	-9	-4

Tabela 4.10 - Esforços obtidos na 2ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	419	437	297	227	194	140
M _{min} (kN.m)	-419	-437	-297	-227	-194	-140
V _{máx} (kN)	-22	-9	-17	-4	11	3
V _{min} (kN)	-61	-40	-30	-24	-22	-18
N _{máx} (kN)	-598	-265	-248	-115	-152	-59
N _{min} (kN)	-804	-423	-402	-270	-306	-213
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	575	172	150	51	67	18
M _{min} (kN.m)	-1001	-434	-329	-148	-160	-59
V _{máx} (kN)	184	80	76	34	46	17
V _{min} (kN)	-228	-89	-86	-37	-51	-18
N _{máx} (kN)	0	0	0	0	0	0
N _{min} (kN)	-221	-93	-74	-33	-39	-14

Tabela 4.11 - Esforços obtidos na 3ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	215	99	93	55	64	37
M _{min} (kN.m)	-241	-99	-95	-55	-64	-37
V _{máx} (kN)	-6	-2	-2	1	20	10
V _{min} (kN)	-76	-33	-31	-16	-12	-10
N _{máx} (kN)	-598	-258	-243	-111	-148	-56
N _{min} (kN)	-802	-412	-395	-264	-300	-209
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	421	134	115	45	56	18
M _{min} (kN.m)	-516	-182	-129	-63	-59	-26
V _{máx} (kN)	140	67	63	29	39	15
V _{min} (kN)	-177	-66	-63	-27	-37	-14
N _{máx} (kN)	5	19	4	3	-2	0
N _{min} (kN)	-232	-98	-79	-36	-41	-15

Tabela 4.12 - Esforços obtidos na 4ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	153	65	59	39	45	31
M _{min} (kN.m)	-604	-266	-256	-114	-153	-56
V _{máx} (kN)	-2	0	1	2	33	14
V _{min} (kN)	-126	-55	-52	-26	-11	-10
N _{máx} (kN)	-929	-401	-378	-172	-229	-86
N _{min} (kN)	-1128	-553	-529	-324	-381	-239
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	233	130	95	51	49	21
M _{min} (kN.m)	-1001	-434	-329	-148	-160	-59
V _{máx} (kN)	184	80	76	34	46	17
V _{min} (kN)	-178	-65	-62	-30	-37	-15
N _{máx} (kN)	0	0	0	0	0	0
N _{min} (kN)	-538	-238	-187	-85	-94	-36

Tabela 4.13 - Esforços obtidos na 5ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	156	64	59	38	45	30
M _{min} (kN.m)	-604	-272	-258	-118	-155	-58
V _{máx} (kN)	-2	0	0	2	33	15
V _{min} (kN)	-127	-56	-53	-26	-11	-10
N _{máx} (kN)	-934	-406	-381	-175	-231	-88
N _{min} (kN)	-1134	-559	-531	-327	-383	-241
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	237	117	93	44	47	18
M _{min} (kN.m)	-620	-196	-143	-68	-69	-27
V _{máx} (kN)	147	68	64	30	39	15
V _{min} (kN)	-169	-65	-62	-28	-37	-14
N _{máx} (kN)	-180	-86	-60	-27	-30	-11
N _{min} (kN)	-547	-241	-187	-86	-95	-36

Tabela 4.14 - Esforços obtidos na 6ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	47	113	19	15	14	18
M _{min} (kN.m)	-1091	-434	-473	-218	-282	-105
V _{máx} (kN)	6	80	5	4	49	21
V _{min} (kN)	-190	-72	-79	-38	-8	-9
N _{máx} (kN)	-1335	0	-544	-248	-331	-124
N _{min} (kN)	-1530	-446	-692	-400	-481	-277
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	97	18	83	42	45	17
M _{min} (kN.m)	-1001	-500	-329	-148	-160	-59
V _{máx} (kN)	184	5	76	34	46	17
V _{min} (kN)	-173	-84	-65	-32	-39	-17
N _{máx} (kN)	0	-580	0	0	0	0
N _{min} (kN)	-1011	-730	-343	-157	-173	-65

Tabela 4.15 - Esforços obtidos na 7ª fase construtiva

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3	
	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
PILAR						
M _{máx} (kN.m)	50	17	18	15	16	18
M _{min} (kN.m)	-1090	-502	-472	-219	-278	-107
V _{máx} (kN)	6	4	5	4	49	21
V _{min} (kN)	-190	-85	-79	-38	-9	-9
N _{máx} (kN)	-1339	-584	-545	-251	-329	-127
N _{min} (kN)	-1534	-734	-693	-402	-480	-279
TABULEIRO						
M _{máx} (kN.m)	97	108	83	42	44	17
M _{min} (kN.m)	-1001	-500	-307	-76	-136	-29
V _{máx} (kN)	170	71	73	30	43	15
V _{min} (kN)	-173	-67	-65	-28	-39	-14
N _{máx} (kN)	-117	-60	-4	-35	-3	-15
N _{min} (kN)	-1007	-444	-341	-157	-169	-66

Tabela 4.16 - Esforços obtidos na 8ª fase construtiva

Fase Construtiva	Tirante	<u>Tipologia 1</u>		<u>Tipologia 2</u>		<u>Tipologia 3</u>	
		Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço	Lamelado-colado	Aço
2 ^a	4	0,07	0,04	0,05	0,02	0,03	0,01
	5	0,07	0,04	0,04	0,02	0,03	0,01
3 ^a	4	0,29	0,17	0,26	0,11	0,19	0,07
	5	0,2	0,11	0,12	0,06	0,09	0,04
4 ^a	3	0,07	0,04	0,05	0,02	0,04	0,01
	4	0,22	0,13	0,18	0,08	0,13	0,05
	5	0,3	0,15	0,18	0,08	0,12	0,05
	6	0	0	0	0	0	0
5 ^a	3	0,48	0,23	0,29	0,14	0,2	0,08
	4	0,18	0,09	0,12	0,05	0,09	0,03
	5	0,32	0,15	0,18	0,09	0,12	0,05
	6	0,15	0,06	0,07	0,03	0,04	0,01
6 ^a	2	0,19	0,09	0,1	0,05	0,07	0,03
	3	0,24	0,11	0,15	0,07	0,1	0,04
	4	0,22	0,13	0,18	0,08	0,13	0,05
	5	0,33	0,15	0,18	0,08	0,12	0,05
	6	0,15	0,06	0,07	0,03	0,04	0,01
7 ^a	2	0,65	0,35	0,38	0,19	0,26	0,11
	3	0,34	0,07	0,14	0,04	0,09	0,02
	4	0,14	0,12	0,14	0,07	0,11	0,05
	5	0,39	0,16	0,2	0,09	0,13	0,05
	6	0,49	0,22	0,24	0,11	0,15	0,05
8 ^a	1	0,12	0,06	0,01	0,06	0,01	0,03
	2	0,52	0,26	0,37	0,11	0,24	0,06
	3	0,33	0,09	0,14	0,07	0,09	0,04
	4	0,16	0,12	0,14	0,07	0,11	0,05
	5	0,39	0,16	0,2	0,09	0,13	0,05
	6	0,48	0,22	0,24	0,11	0,15	0,06

Tabela 4.17 - Tensões normalizadas nos tirantes durante as fases construtivas

4.2.3 Conclusões

→ Os tirantes e o tabuleiro das pontes de lamelado-colado apresentam esforços mais elevados que os das pontes em aço;

- Estas diferenças de tensões estão associadas essencialmente ao peso próprio mais elevado nas secções de lamelado-colado, o qual origina o conseqüente aumento de tensões na ponte relativamente às secções metálicas;
- Os esforços que se verificam nas fases construtivas são inferiores aos verificados na combinação ULS, portanto considera-se que todas as secções da ponte estão em segurança;
- Verifica-se também que os deslocamentos nos pontos de atirantamento durante as fases construtivas são maiores no tabuleiro em lamelado-colado, exceptuando algumas fases construtivas que apresentam zonas do tabuleiro em consola (Anexo B, C e D);
- Confirma-se que o 1º tirante é necessário durante a fase construtiva para a limitação de deslocamentos no seu ponto de atirantamento (Anexo B, C e D);
- É possível verificar esta situação comparando as fases construtivas 7 e 8 nas várias tipologias, sendo que este assume maior preponderância na ponte de aço (Anexo B – Figuras B-7 e B-8; Anexo C – Figuras C-7 e C-8; Anexo D – Figuras D-7 e D-8).

4.3 Análise de custos

Feita a análise estática e das fases construtivas da ponte, passamos então à análise de custo. Com esta análise teremos uma ideia do custo de cada tipo de material, de modo a perceber qual o mais acessível para a ponte e tipologias em estudo.

Como o pilar mantém as suas dimensões para todas as tipologias, o mesmo não entra para o custo total da ponte. O mesmo se considera para os tirantes, pois sendo os tirantes iguais entre cada material considera-se irrelevante o custo destes. Consideram-se os seguintes preços para os materiais:

- Lamelado-colado GL24h – 420 €/m³ [11]
- Preço do aço do tabuleiro – 11.000 €/m³ [6]

TIPOLOGIA 1					
Lamelado-colado			Aço		
Volume Total	99,87	m3	Volume Total	6,23	m3
Peso Total	37,95	ton	Peso Total	48,58	ton
Custo Total	41.945,40 €		Custo Total	68.513,39 €	

Tabela 4.18 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 1

TIPOLOGIA 2					
Lamelado-colado			Aço		
Volume Total	43,22	m3	Volume Total	4,42	m3
Peso Total	16,42	ton	Peso Total	34,46	ton
Custo Total	18.150,72 €		Custo Total	48.593,05 €	

Tabela 4.19 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 2

TIPOLOGIA 3					
Lamelado-colado			Aço		
Volume Total	25,45	m3	Volume Total	3,26	m3
Peso Total	9,67	ton	Peso Total	25,45	ton
Custo Total	10.688,58 €		Custo Total	35.895,84 €	

Tabela 4.20 - Volume, peso e custo totais da Tipologia 3

Considerando os resultados demonstrados na Tabela 4.21, podemos deduzir que as pontes em lamelado-colado são menos dispendiosas que as pontes de aço. Da mesma forma, é possível verificar que com o aumento do vão os valores vão-se aproximando, o que leva a crer que as pontes em lamelado-colado são mais económicas para vãos pequenos.

Fazendo uma análise mais detalhada do volume dos materiais envolvidos em cada tipologia, podemos tirar novas conclusões relativamente aos custos associados a cada elemento da ponte.

	Lamelado - Colado			Aço		
Tipologia 1	Pavimento	10,5	m3	Pavimento	4,2	m3
	Carlingas	1,17	m3	Carlingas	0,15	m3
	Longarinas	88,2	m3	Longarinas	1,88	m3
Tipologia 2	Pavimento	8,4	m3	Pavimento	3,4	m3
	Carlingas	0,94	m3	Carlingas	0,11	m3
	Longarinas	33,9	m3	Longarinas	0,9	m3
Tipologia 3	Pavimento	6,7	m3	Pavimento	2,7	m3
	Carlingas	0,59	m3	Carlingas	0,09	m3
	Longarinas	18,1	m3	Longarinas	0,5	m3

Tabela 4.21 - Volumes dos constituintes das pontes

Considerando o custo da ponte sem o pavimento chegamos aos seguintes preços:

- Tipologia 1:
 - Ponte em lamelado-colado – 37.535,40 €
 - Ponte em aço – 22.313,39 €
- Tipologia 2:
 - Ponte em lamelado-colado – 14.622,72 €
 - Ponte em aço – 11.633,05 €
- Tipologia 3:
 - Ponte em lamelado-colado – 7.866,18 €
 - Ponte em aço – 6.327,84 €

Após analisar os custos anteriores, associados à Tabela 4.21, concluímos que a ponte em aço apresenta uma solução mais económica, se em vez de se utilizar um pavimento em aço se utilizar outro material mais económico.

Em termos de peso e volume, as duas pontes têm comportamentos diferentes. Na ponte de aço o constituinte mais pesado e volumoso é o pavimento, enquanto que na ponte de lamelado-colado passa-se o contrário.

Considerando, por exemplo, uma ponte em que a estrutura de suporte (carlingas e longarinas) for de aço e o pavimento em lamelado-colado, verificamos que a ponte pode ficar por metade do custo, do volume e do peso, do que uma ponte constituída apenas por um material, podendo também apresentar um melhor comportamento.

4.4 Análise dinâmica

No estudo da análise dinâmica pretende-se verificar qual dos dois materiais, lamelado-colado e aço, têm o melhor comportamento dinâmico na resposta a uma solicitação dinâmica, neste caso uma maratona.

4.4.1 Dispositivos de controlo

Como a estrutura não apresenta nenhum dispositivo de controlo de amortecimento, espera-se que a resposta da estrutura seja muito amplificada. De modo a obtermos valores mais próximos dos valores esperados para uma ponte, e não tão aumentados, optou-se pela aplicação de uma mola e um amortecedor que ligam o tabuleiro à torre e apresentam componente vertical.

Estes dispositivos assumem-se com os seguintes valores:

→ Amortecedor - $c_{ver} = 65.000 \text{ kNs/m}$

→ Mola - $k_{ver} = 1.075.000 \text{ kN/m}$

Estes valores baseiam-se nos utilizados em [6], sendo no entanto amplificados. Essa amplificação foi necessária pois como os dispositivos não foram otimizados para a ponte em questão, foi necessário aumentar as propriedades dos dispositivos relativamente ao artigo em questão.

4.4.2 Modelação da maratona

Para modelar a acção da maratona imposta na estrutura foram utilizadas as indicações de SÉTRA [16]. O carregamento dinâmico dos corredores é caracterizado pela frequência de passada destes, sendo desde logo necessário definir a frequência destes. Deste modo, foram tidas então as seguintes considerações:

→ Frequência de passada - $f = 3 \text{ Hz}$

→ Densidade dos corredores na ponte - $d = 1 \text{ corredor/m}^2$

→ Velocidade média - $v = 4,5 \text{ m/s}$

Os corredores em corrida apresentam uma frequência de passada entre os 2,5 Hz e os 4 Hz, pelo que se considerou um valor intermédio.

Os corredores consideram-se como sendo uma série de cargas móveis que se deslocam na ponte, no entanto as mesmas não se encontram todas na mesma fase, ou seja, apenas algumas circularão com a mesma frequência. O número de corredores que circulam à mesma frequência (N_{eq}) é obtido a partir do número total de corredores (N) pelas seguintes expressões:

$$N = d \times A_{tabuleiro}$$

$$N_{eq} = 1.85 \times \sqrt{N}$$

Estamos assim perante 3 valores diferentes de corredores a circular à mesma frequência para as 3 pontes, valores representados na Tabela 4.48.

Tipologia	N_{eq}
1	27
2	24
3	21

Tabela 4.22 - Número equivalente de corredores à mesma frequência

Como no modelo introduzido no programa *SAP2000* é constituído apenas por uma longarina que suportará meio tabuleiro, apenas será introduzida a solicitação relativa a metade dos corredores que solicitam a ponte inteira. Considera-se portanto que estes estão uniformemente distribuídos pela ponte, tanto transversal como longitudinalmente.

Para cada uma das tipologias chegámos a um gráfico da variação temporal da carga para os respectivos corredores. Considerou-se que a função tinha uma duração de aproximadamente 15,5 segundos, que é o tempo aproximado que um corredor demora a percorrer a ponte.

A Figura 4.12 representa o carregamento que um corredor singular induz quando está em corrida, considerando que a sua frequência de passada é de 3 Hz.

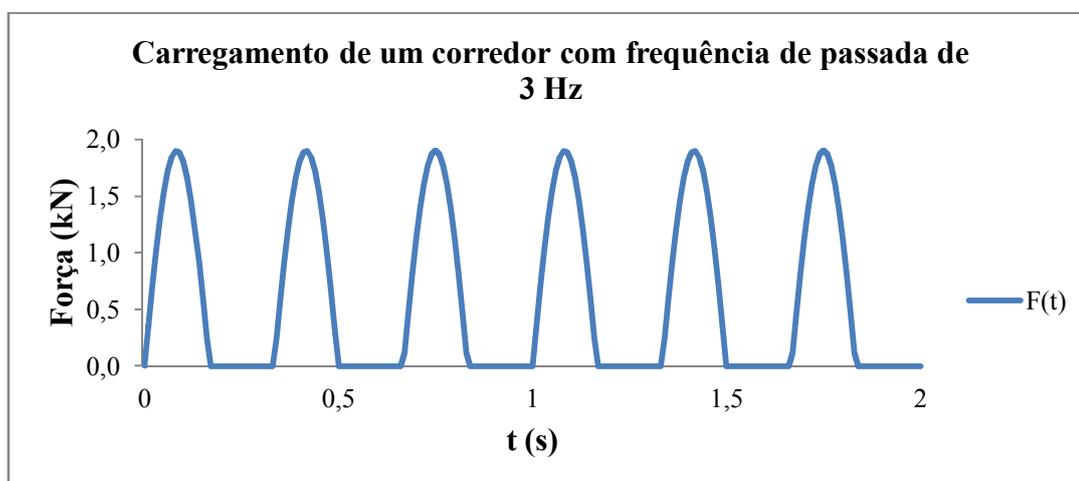


Figura 4.12 - Gráfico do carregamento de um corredor com frequência de passada de 3 Hz

A função é periódica, pelo que até aos 15,5 segundos se manterá com o ciclo constante. Os picos que se veem no gráfico correspondem ao momento em que o peão apoia o pé no pavimento. Este gráfico é amplificado para cada tipologia das pontes em estudo multiplicando o número de corredores pela função que representa o gráfico.

4.4.3 Resultados

Aplicadas as solicitações a cada tipologia e cada material foram então retirados os resultados dos deslocamentos, acelerações e velocidades registadas tanto no tabuleiro como no ponto mais alto da torre. Também as tensões nos tirantes foram registadas.

Na Figura 4.13 são representados os nós em que se controlaram os valores registados na ponte. A numeração dos tirantes mantém-se a mesma utilizada anteriormente.

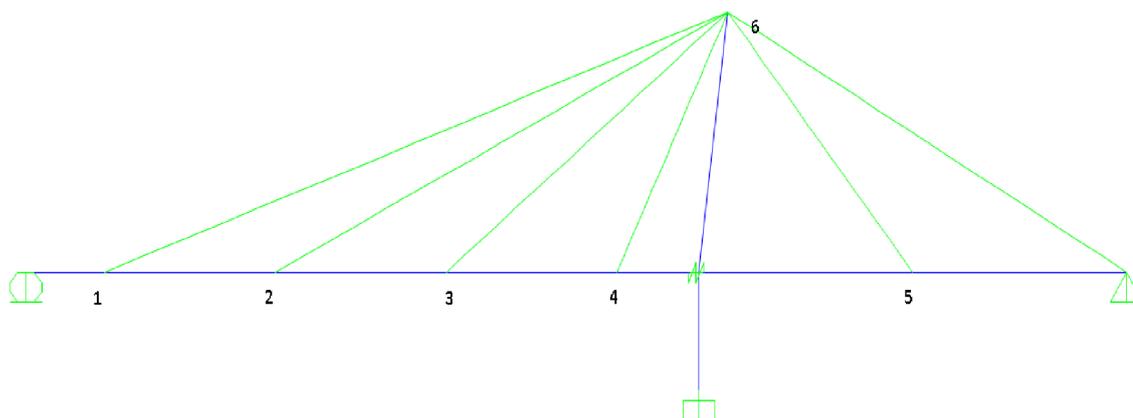


Figura 4.13 - Numeração dos nós utilizados para controlo dos valores

Os valores retirados do programa *SAP2000* correspondem aos valores máximos e mínimos experimentados pela ponte durante a duração da solitação. Esses valores estão representados nas Tabelas 4.23 a 4.28.

			Tipologia 1 - Aço					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001	0,012
		min	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001	0,000	-0,011
	Z	max	0,021	0,041	0,026	0,005	0,010	0,001
		min	-0,044	-0,063	-0,030	-0,010	-0,014	-0,001
Rotação (rad)		max	0,007	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001
		min	-0,004	-0,002	-0,003	-0,002	-0,002	-0,001
Aceleração (m/s ²)	X	max	1,6	1,5	1,4	1,1	0,5	4,7
		min	-2,3	-2,2	-1,9	-1,5	-0,5	-9,0
	Z	max	15,8	18,2	15,6	4,7	12,1	1,4
		min	-11,8	-22,3	-17,7	-4,2	-8,8	-1,1
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	1,695	1,051	1,218	2,110	1,548	0,535
		min	-2,120	-0,899	-1,133	-2,662	-1,289	-0,978
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3
		min	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	-0,2
	Z	max	0,7	1,1	0,7	0,2	0,3	0,0
		min	-0,6	-0,9	-0,7	-0,2	-0,4	0,0
Frequência Angular (rad/s)		max	0,088	0,035	0,053	0,071	0,039	0,025
		min	-0,109	-0,033	-0,047	-0,067	-0,040	-0,018

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	6	139	60	76	17	125

Tabela 4.23- Valores obtidos na ponte em aço da Tipologia 1 após passagem de maratona

			Tipologia 1 - Lamelado-colado					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,002	0,002	0,001	0,001	0,000	0,014
		min	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001	0,000	-0,046
	Z	max	-0,020	-0,018	-0,004	0,000	0,070	0,006
		min	-0,054	-0,112	-0,077	-0,019	-0,052	-0,003
Rotação (rad)		max	0,010	0,001	-0,001	0,000	0,001	0,001
		min	0,003	-0,002	-0,006	-0,005	-0,002	-0,004
Aceleração (m/s ²)	X	max	1,9	1,7	1,4	1,1	0,5	14,4
		min	-1,5	-1,4	-1,2	-1,0	-0,5	-10,0
	Z	max	9,9	15,0	13,1	6,9	19,9	1,5
		min	-7,3	-25,7	-21,0	-5,8	-32,4	-2,3
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	1,229	1,392	1,686	1,014	1,073	1,245
		min	-1,226	-1,070	-1,761	-1,259	-0,868	-1,006
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
		min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,6
	Z	max	0,4	0,9	0,8	0,2	1,4	0,1
		min	-0,3	-1,1	-0,8	-0,2	-1,2	-0,1
Frequência Angular (rad/s)		max	0,069	0,039	0,059	0,050	0,028	0,047
		min	-0,063	-0,048	-0,065	-0,038	-0,036	-0,047

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	31	213	362	88	630	600

Tabela 4.24 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 1 após passagem de maratona

			Tipologia 2 - Aço					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,005
		min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,005
	Z	max	0,010	0,013	0,006	0,001	0,004	0,001
		min	-0,012	-0,017	-0,008	-0,002	-0,004	-0,001
Rotação (rad)		max	0,002	0,001	0,001	0,000	0,000	0,001
		min	-0,002	-0,001	-0,001	-0,001	0,000	-0,001
Aceleração (m/s ²)	X	max	0,9	0,9	0,8	0,7	0,4	4,4
		min	-1,1	-1,0	-0,9	-0,9	-0,4	-6,0
	Z	max	11,7	14,7	7,1	2,1	5,4	1,0
		min	-11,9	-13,2	-10,5	-3,0	-6,0	-0,9
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	2,016	0,905	0,932	0,571	0,243	0,669
		min	-2,072	-1,183	-0,959	-0,876	-0,235	-0,641
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2
		min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1
	Z	max	0,4	0,5	0,2	0,1	0,1	0,0
		min	-0,3	-0,4	-0,2	0,0	-0,2	0,0
Frequência Angular (rad/s)		max	0,053	0,029	0,030	0,015	0,006	0,021
		min	-0,072	-0,017	-0,028	-0,016	-0,005	-0,019

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	10	28	23	3	19	46

Tabela 4.25 - Ponte em aço da Tipologia 2 após passagem de maratona

			Tipologia 2 - Lamelado-colado					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,002	0,002	0,001	0,001	0,000	0,029
		min	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001	0,000	-0,045
	Z	max	0,030	0,065	0,043	0,005	0,063	0,006
		min	-0,068	-0,117	-0,077	-0,012	-0,061	-0,005
Rotação (rad)		max	0,014	0,003	0,005	0,003	0,002	0,003
		min	-0,007	-0,004	-0,008	-0,005	-0,002	-0,005
Aceleração (m/s ²)	X	max	1,9	1,8	1,6	1,2	0,3	22,7
		min	-2,1	-2,0	-1,7	-1,2	-0,3	-23,6
	Z	max	26,1	24,9	41,6	6,1	56,8	3,7
		min	-27,4	-42,2	-44,6	-7,8	-59,2	-4,0
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	5,188	4,607	1,865	3,323	2,491	2,349
		min	-4,568	-4,583	-3,609	-3,450	-2,238	-2,513
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
		min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,0
	Z	max	0,6	1,8	1,7	0,2	2,0	0,1
		min	-1,3	-1,8	-1,0	-0,2	-1,4	-0,1
Frequência Angular (rad/s)		max	0,251	0,122	0,135	0,121	0,051	0,057
		min	-0,154	-0,129	-0,126	-0,072	-0,069	-0,104

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	1	221	343	113	479	377

Tabela 4.26 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 2 após passagem de maratona

			Tipologia 3 - Aço					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,002
		min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,003
	Z	max	0,005	0,005	0,002	0,000	0,001	0,000
		min	-0,008	-0,009	-0,004	-0,001	-0,001	0,000
Rotação (rad)		max	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
		min	-0,001	-0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000
Aceleração (m/s ²)	X	max	1,6	1,5	1,3	1,1	0,6	4,5
		min	-1,8	-1,7	-1,5	-1,2	-0,5	-2,8
	Z	max	7,7	6,8	4,9	1,4	3,2	1,1
		min	-11,7	-13,4	-5,1	-2,1	-2,5	-0,6
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	2,611	0,962	0,665	0,487	0,260	0,338
		min	-1,574	-1,321	-1,289	-0,805	-0,291	-0,490
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
		min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1
	Z	max	0,2	0,2	0,1	0,0	0,1	0,0
		min	-0,2	-0,3	-0,1	0,0	0,0	0,0
Frequência Angular (rad/s)		max	0,053	0,022	0,016	0,013	0,003	0,011
		min	-0,050	-0,025	-0,018	-0,012	-0,004	-0,012

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	8	19	15	3	10	27

Tabela 4.27 - Ponte em aço da Tipologia 3 após passagem de maratona

			Tipologia 3 - Lamelado-colado					
			Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 4	Nó 5	Nó 6
Deslocamento (m)	X	max	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,038
		min	-0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000	-0,036
	Z	max	0,046	0,091	0,053	0,009	0,019	0,004
		min	-0,072	-0,122	-0,062	-0,010	-0,027	-0,005
Rotação (rad)		max	0,019	0,001	0,008	0,005	0,001	0,004
		min	-0,013	-0,003	-0,010	-0,005	-0,001	-0,004
Aceleração (m/s ²)	X	max	0,8	0,8	0,6	0,4	0,2	14,2
		min	-1,1	-1,0	-0,8	-0,6	-0,2	-21,9
	Z	max	26,1	39,5	17,2	4,3	18,5	3,0
		min	-16,5	-37,2	-26,6	-6,3	-13,9	-1,9
Aceleração Angular (rad/s ²)		max	4,640	2,044	3,680	1,631	1,104	1,622
		min	-6,452	-1,637	-3,448	-2,912	-1,008	-2,553
Velocidade (m/s)	X	max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8
		min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,7
	Z	max	1,2	2,1	1,2	0,2	0,5	0,1
		min	-1,1	-1,9	-1,1	-0,2	-0,7	-0,1
Frequência Angular (rad/s)		max	0,286	0,066	0,179	0,099	0,029	0,098
		min	-0,314	-0,065	-0,152	-0,095	-0,021	-0,079

Tirantes	1	2	3	4	5	6
Fmax (kN)	1	259	222	16	120	328

Tabela 4.28 - Ponte em lamelado-colado da Tipologia 3 após passagem de maratona

4.4.4 Conclusões

Analisando os resultados obtidos nas tabelas anteriores podemos chegar a algumas conclusões:

- As pontes em aço tendem a melhorar o seu comportamento à medida que o seu vão diminui;
- Pelo contrário, as pontes de lamelado-colado sofrem do efeito inverso, sendo o seu comportamento afectado pela diminuição do vão. Isto deve-se principalmente à diminuição das secções da ponte que se verificam com a diminuição do vão;
- A diminuição das secções da ponte de lamelado-colado leva a que haja uma diminuição do peso da ponte. Se a isso juntarmos o baixo módulo de elasticidade que o lamelado-colado apresenta chegamos ao porquê da maior susceptibilidade às acções dinâmicas que estas pontes apresentam;

- O facto de as pontes em lamelado-colado apresentarem maiores tensões nos tirantes dever-se-á presumivelmente aos deslocamentos sentidos nos pontos de ancoragem, os quais por seu lado se devem ao menor módulo de elasticidade que a madeira apresenta;
- Para vãos maiores, que à partida implicam secções maiores de lamelado-colado e portanto maior peso, verifica-se que as pontes em lamelado-colado apresentam menores acelerações e velocidades sentidas no tabuleiro. Este facto torna-as mais confortáveis à passagem dos peões.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De um modo geral conclui-se que as pontes pedonais em aço apresentam uma solução melhor estática e dinamicamente do que as pontes em lamelado-colado.

Quando dimensionadas para as mesmas cargas estáticas, as pontes de aço apresentam esforços, deslocamentos e custos mais reduzidos que as pontes em lamelado-colado. Uma das principais explicações deve-se às maiores dimensões que as secções de lamelado-colado apresentam, o que atribui um peso mais elevado a estas relativamente às pontes de aço. Também nos tirantes se reflecte o aumento de tensão nas pontes de lamelado-colado.

Este estudo revela que a tipologia do tabuleiro usada para este caso não será a mais apropriada. No caso das pontes em aço, o tabuleiro mostra-se demasiadamente pesado para a ponte, representando 67%, 76% e 82% do peso, do volume e do custo destas com o aumento do vão, respectivamente Tipologia 1, Tipologia 2 e Tipologia 3. O contrário passa-se com as pontes em lamelado-colado, no qual o tabuleiro apenas representa 11%, 19% e 26%, respectivamente.

Ao solicitar as pontes a cargas dinâmicas, nomeadamente cargas devidas a uma maratona, conclui-se que ambos os materiais apresentam comportamentos diferentes com o aumento ou diminuição de vão. Enquanto as pontes de aço mostram uma melhoria do comportamento com a diminuição de vão, as pontes em lamelado-colado apresentam uma redução das suas características com a diminuição do vão.

Este mau comportamento das pontes em lamelado-colado quando sujeitas a cargas dinâmicas deve-se principalmente devido ao seu baixo peso e módulo de elasticidade. Isto comprova-se pois com o aumentar de vão e de secções a ponte torna-se mais pesada, o que a torna menos susceptível às cargas dinâmicas e até mesmo mais confortável que as pontes em aço, apresentando velocidades e acelerações no tabuleiro mais reduzidas.

No âmbito do estudo efectuado nesta dissertação poderia ser feita uma optimização das secções tendo em vista uma solução de custo mínimo para o tabuleiro, tirantes e torre. Num estudo futuro sugere-se a utilização de outros materiais. Em particular a utilização de um tabuleiro em secção mista, designadamente madeira-aço ou betão suportado por longarinas metálicas.

Como complemento à análise dinâmica efectuada, poderia ser efectuada o estudo do modelo tridimensional da ponte de modo a verificar o comportamento de ambos os materiais também na direcção lateral da ponte. A definição deste comportamento deverá complementar os resultados obtidos neste estudo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ABREU, Bruno Godofredo Silva – Estudo do Comportamento Dinâmico de Pontes Pedonais. Porto: [s.n.], 2008. Tese de Mestrado.
- [2] CALADO, Carlos Miguel Cabeçadas – Concepção Estrutural das Pontes de Tirantes. Lisboa: [s.n.], 2011. Tese de Mestrado.
- [3] CEN – Eurocode Nº 3 – Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings - European Standard EN 1993-1-1, Commission of the European Communities, 2004a.
- [4] CEN – Eurocode Nº 5 – Design of Timber Structures. Part 1-1: General - Common Rules and Rules for Buildings - European Standard EN 1995-1-1, Commission of the European Communities, 2004(E).
- [5] CRUZ, João Sérgio, ALMEIDA, João Carlos F. – Análise e Controlo da Fase Construtiva de Pontes Atirantadas. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Lisboa. Série I, nº 49 (2001), p. 9-28.
- [6] FERREIRA, Fernando L. S., SIMÕES, Luís M. C. – Optimização de pontes pedonais com tirantes activos. Coimbra: Congresso CMNE, 2011.
- [7] FREIRE, António M. S.; NEGRÃO, João H. O.; LOPES, Adelino V. (2006) - Estudo Comparativo de Efeitos Geometricamente Não-Lineares em Pontes Atirantadas.
- [8] GRABOW, Marko Justus – Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges. Hamburg: [s.n.], 2004. Tese de Mestrado.
- [9] ITO, Manabu, et al. – Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their future. Amesterdão: Elsevier Science Publishers B.V., 1991. 0444890556.
- [10] NEGRÃO, João Henrique Jorge de Oliveira – Análise de sensibilidades e optimização de pontes atirantadas metálicas. Coimbra: 1996. Tese de Douturamento.
- [11] NEGRÃO, João H. O., SIMÕES, Luís M. C. – Optimização com critérios probabilísticos de pontes pedonais atirantadas de madeira. Espanha: Métodos Numéricos en Ingeniería V, 2002.
- [12] PODOLNY, Walter, SCALZI, John B. – Construction and Design of Cable-Stayed Bridges. 2ª edição. EUA: John Wiley & Sons, 1986.
- [13] RENTE, Carlos Jorge Trindade da Silva – Análise Estática e Dinâmica Geometricamente Não-Linear de Estruturas Atirantadas [texto policopiado]. Porto: [s.n.], 1994. Tese de Mestrado.
- [14] RIGUEIRO, Constança S., NEGRÃO, João H.O., REBELO, Carlos A. S. – Comportamento Dinâmico de Pontes Pedonais de Madeira.
- [15] ROSIGNOLI, Marco – Bridge Launching. Parma: Thomas Telford, 2002. 0727731467.

- [16] SÉTRA – Footbridges: Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading. França: AFGC, 2006.
- [17] STRAUPE, Verners, PAEGLITIS, Ainars – Analysis of Geometrical And Mechanical Properties of Cable-Stayed Bridge. Elsevier Science Publishers: Procedia Engineering, nº57, 2013, p. 1086-1093.
- [18] TANG, Man-Chung – Cable-Stayed Bridges. In Bridge Engineering Handbook. EUA: CRC Press LLC, 2000. ISN 0-8493-7434-0. Cap. 19.
- [19] VIRLOGEUX, Michel – Recent evolution of cable-stayed bridges. Elsevier Science Publishers: Engineering Structures, nº21, 1999, p. 737-755.
- [20] WANG, Pao-Hsii et al. – Analysis of Cable-Stayed Bridges During Construction by Cantilever Methods. Computer & Structures. UK. ISN 0045-7949. Nº82 (2004), p. 329-346.
- [21] WANG, Pao-Hsii, LIN, Hung-Ta, TANG, Tzu-Yang – Study on nonlinear analysis of a highly redundant cable-stayed bridge. Elsevier Science Publishers: Computers and Structures, nº80, 2002, p. 165-182.
- [22] ZIVANOVIC, Stana, PAVIC, Aleksandar, REYNOLDS, Paul - Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. Journal of Sound and Vibration, vol. 279, nº 1-2, p. 1-74.

ANEXOS

ANEXO A – ESFORÇOS ULS

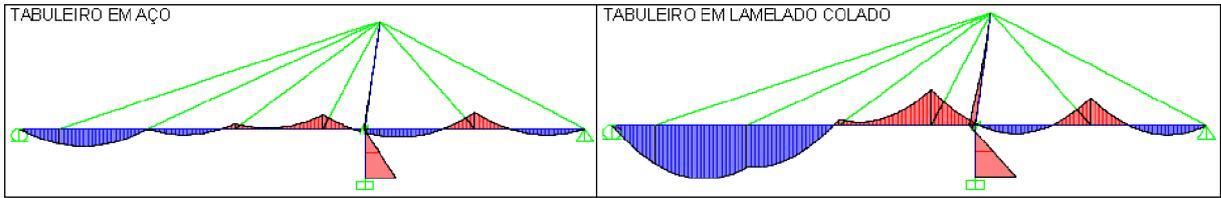


Figura A-1 - Diagramas de momentos flectores - Tipologia 1

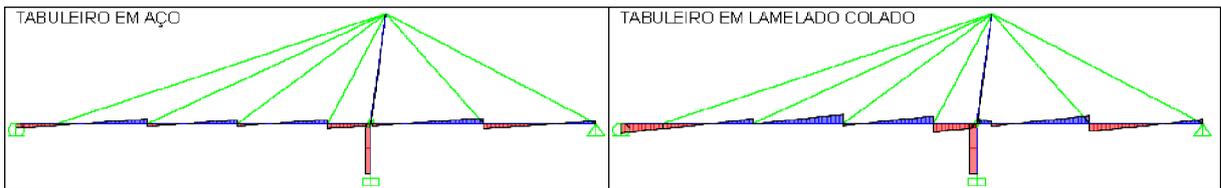


Figura A-2 - Diagramas de esforços transversos - Tipologia 1

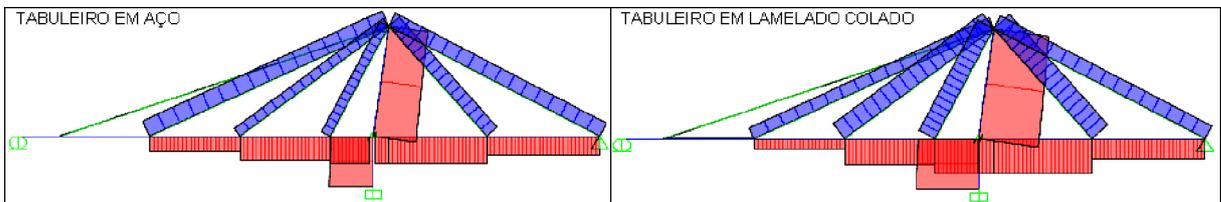


Figura A-3 - Diagramas de esforços axiais - Tipologia 1

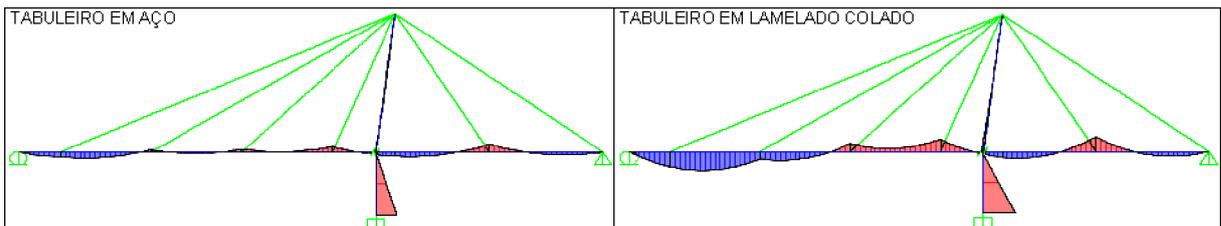


Figura A-4 - Diagramas de momentos flectores - Tipologia 2

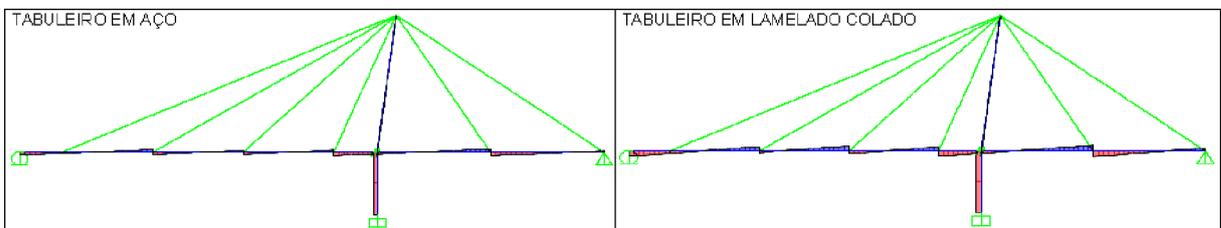


Figura A-5 - Diagramas de esforços transversos - Tipologia 2

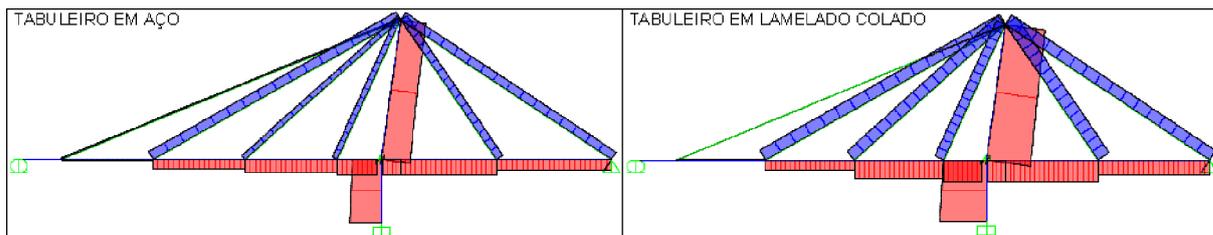


Figura A-6 - Diagramas de esforços axiais - Tipologia 2

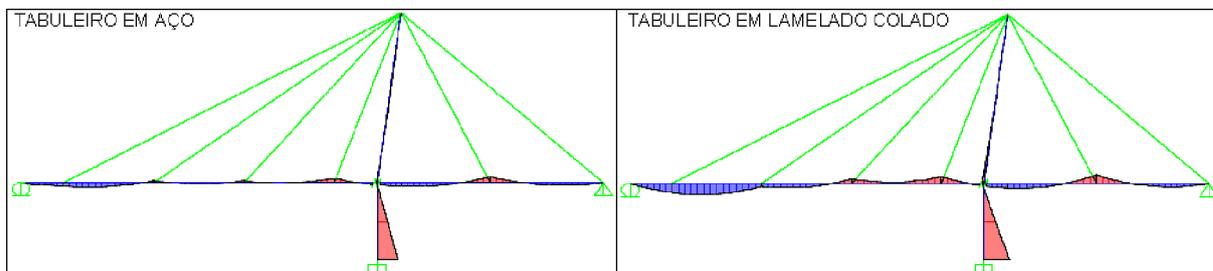


Figura A-7 - Diagramas de momentos flectores - Tipologia 3

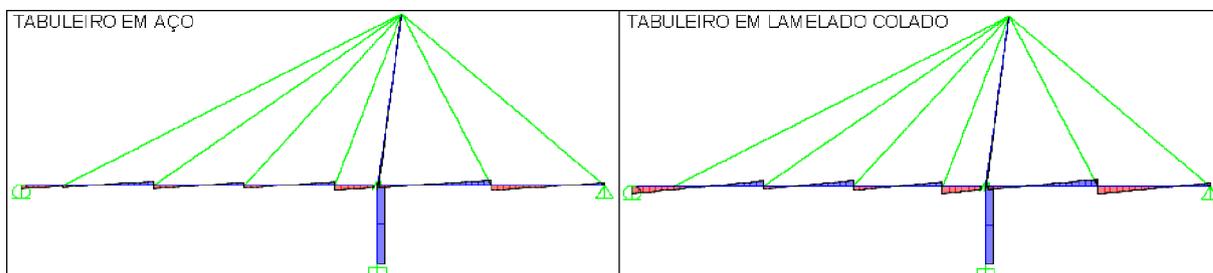


Figura A-8 - Diagramas de esforços transversos - Tipologia 3

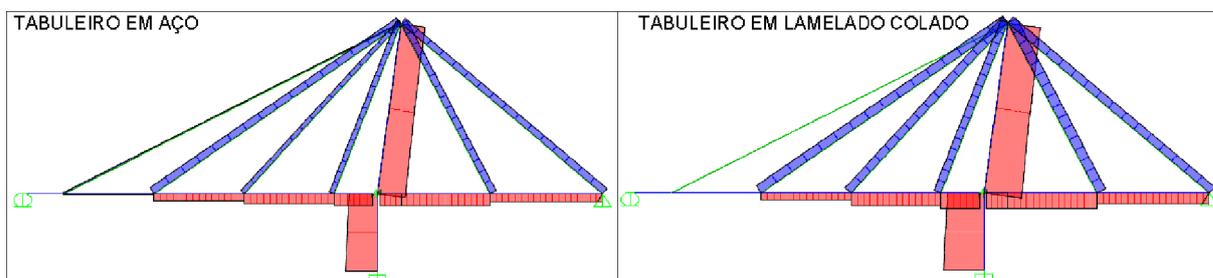


Figura A-9 - Diagramas de esforços axiais - Tipologia 3

ANEXO B – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 1

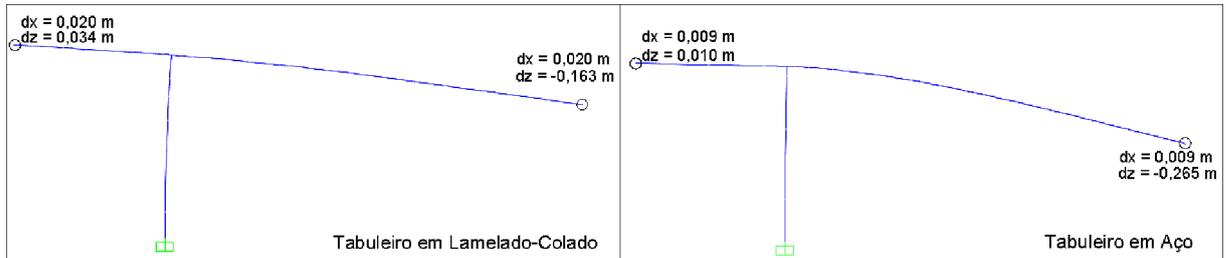


Figura B-1 - Deformadas da 1ª fase construtiva da Tipologia 1

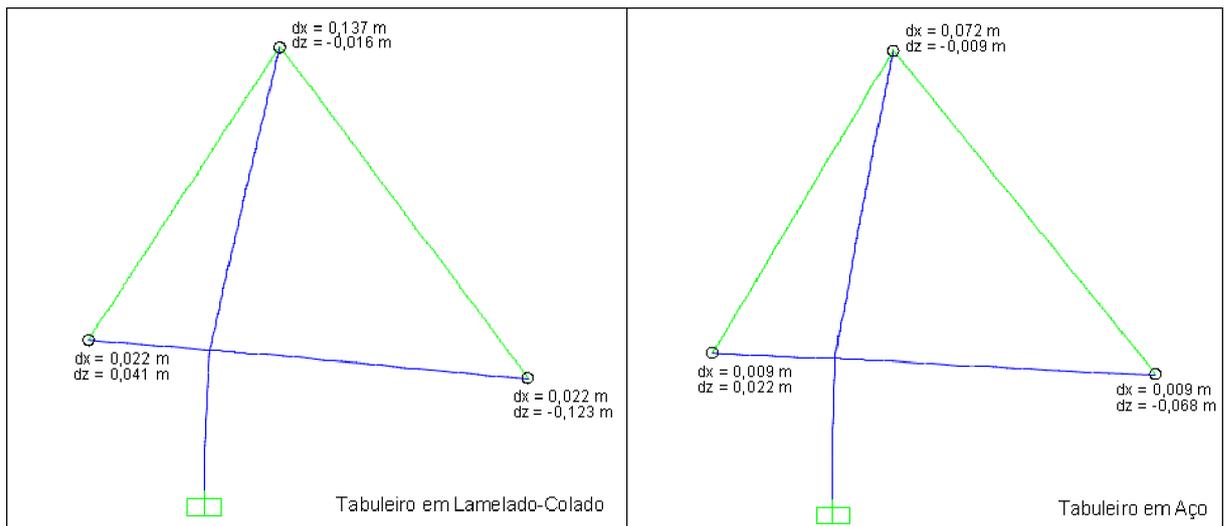


Figura B-2 - Deformadas da 2ª fase construtiva da Tipologia 1

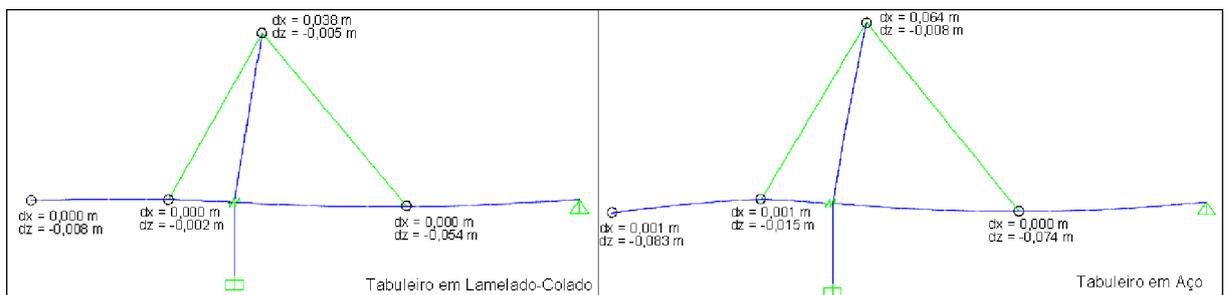


Figura B-3 - Deformadas da 3ª fase construtiva da Tipologia 1

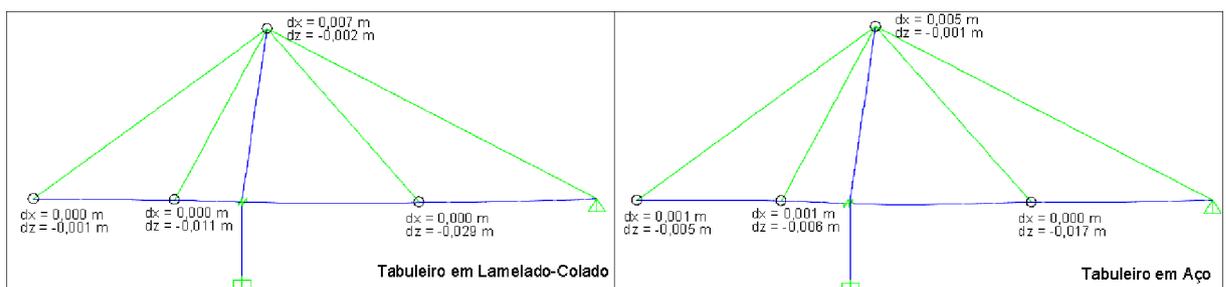


Figura B-4 - Deformadas da 4ª fase construtiva da Tipologia 1

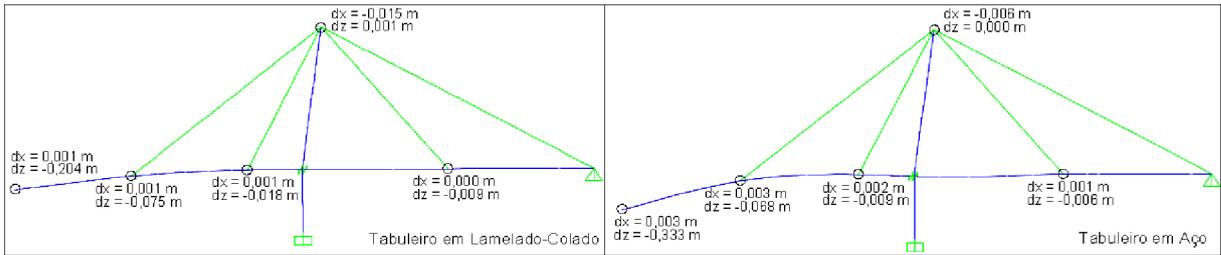


Figura B-5 - Deformadas da 5ª fase construtiva da Tipologia 1

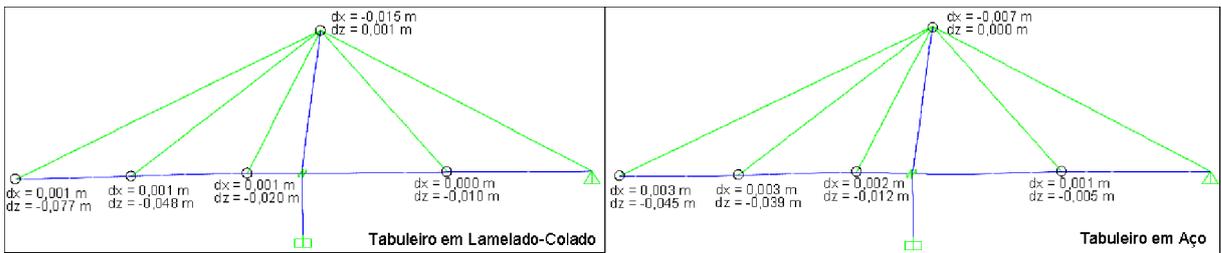


Figura B-6 - Deformadas da 6ª fase construtiva da Tipologia 1

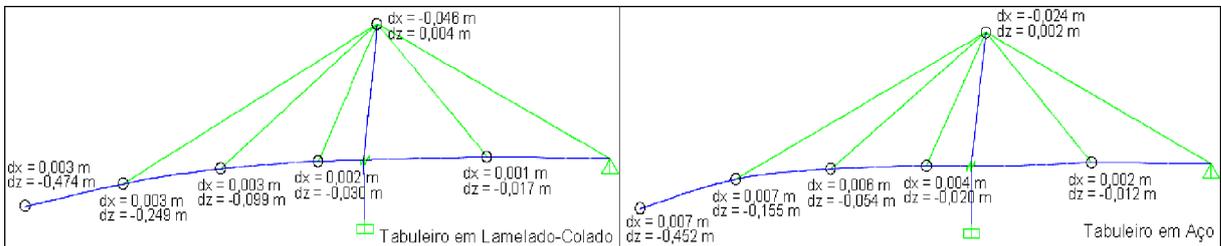


Figura B-7 - Deformadas da 7ª fase construtiva da Tipologia 1

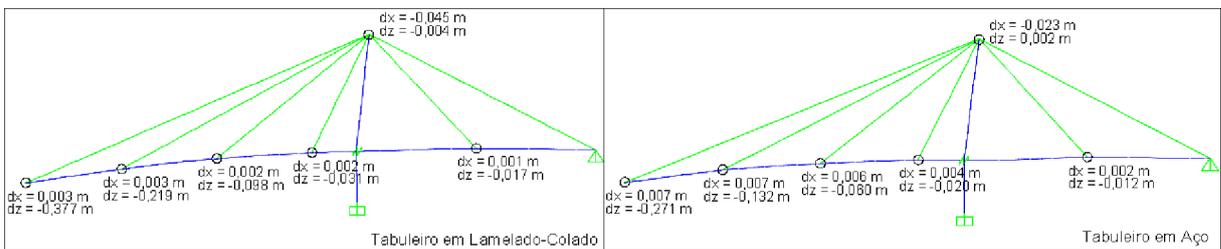


Figura B-8 - Deformadas da 8ª fase construtiva da Tipologia 1

ANEXO C – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 2

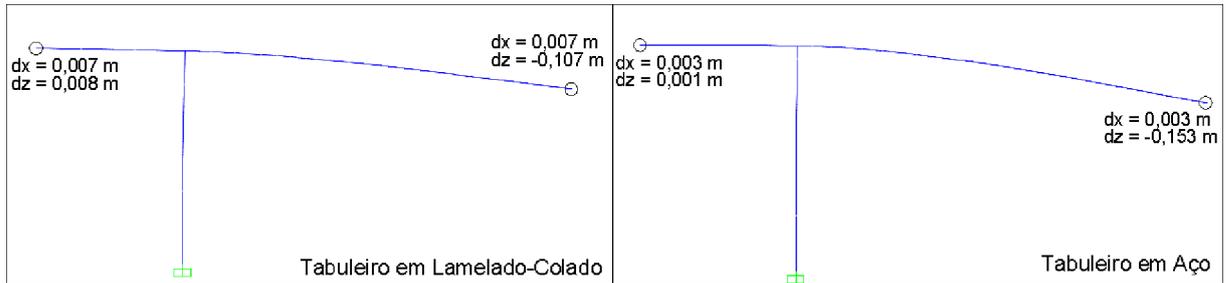


Figura C-1 - Deformadas da 1ª fase construtiva da Tipologia 2

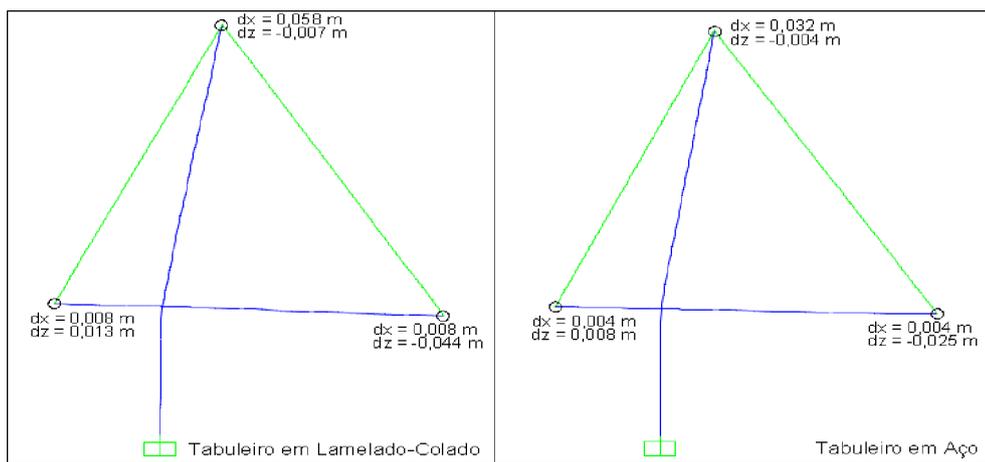


Figura C-2 - Deformadas da 2ª fase construtiva da Tipologia 2

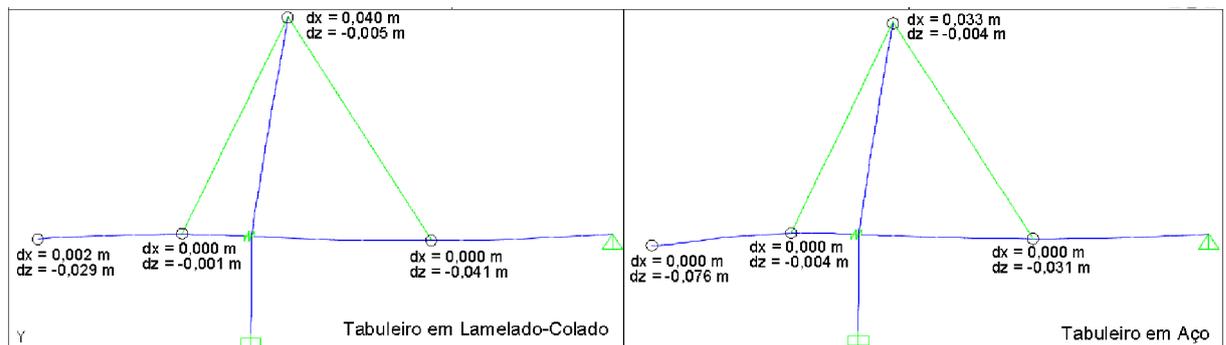


Figura C-3 - Deformadas da 3ª fase construtiva da Tipologia 2

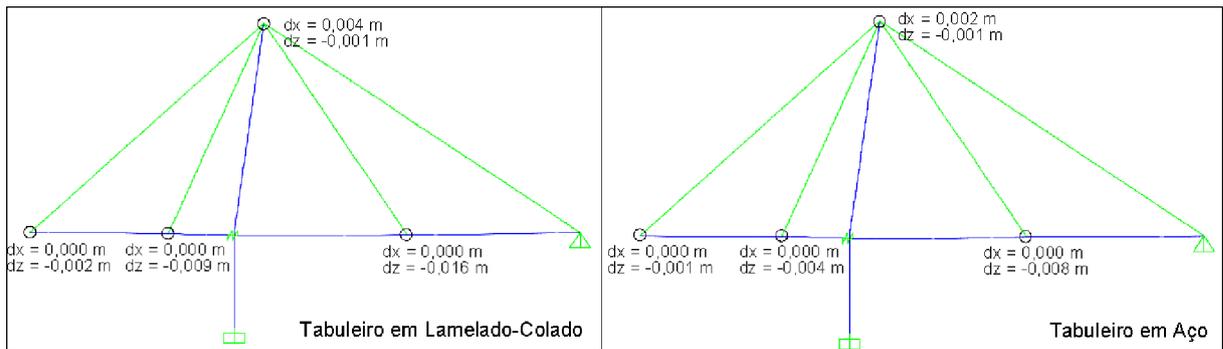


Figura C-4 - Deformadas da 3ª fase construtiva da Tipologia 2

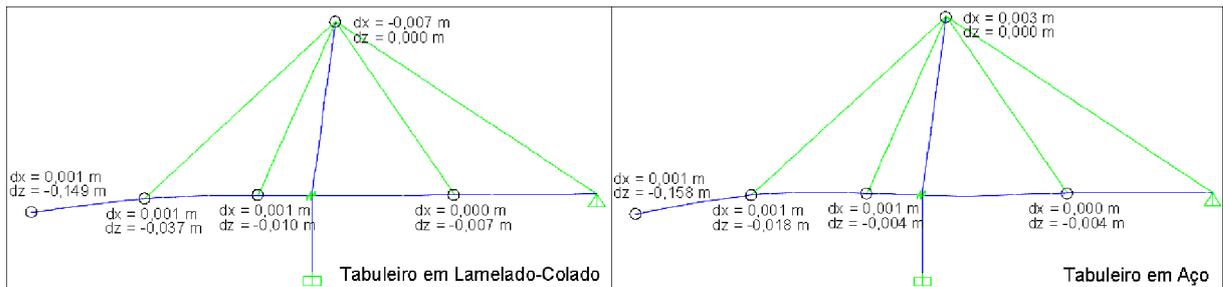


Figura C-5 - Deformadas da 5ª fase construtiva da Tipologia 2

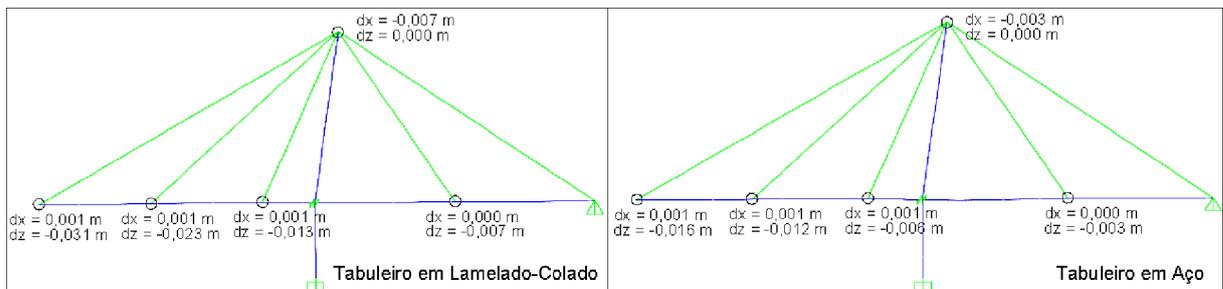


Figura C-6 - Deformadas da 6ª fase construtiva da Tipologia 2

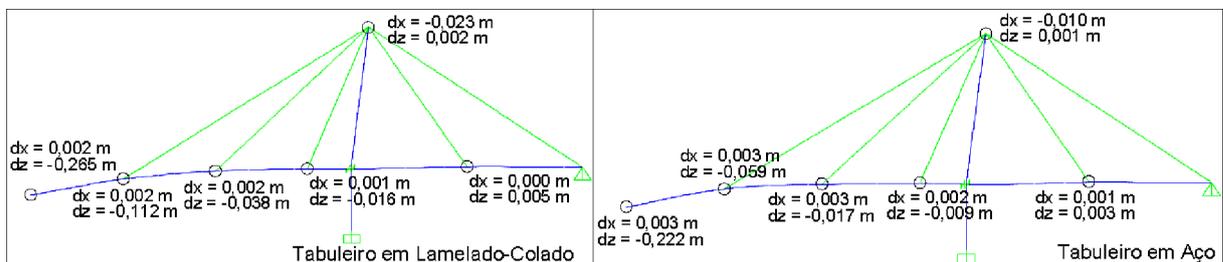


Figura C-7 - Deformadas da 7ª fase construtiva da Tipologia 2

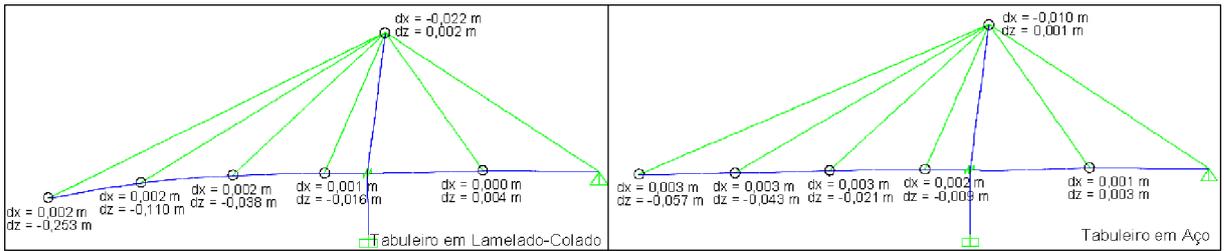


Figura C-8 - Deformadas da 8ª fase construtiva da Tipologia 2

ANEXO D – Esforços na Fase Construtiva – Tipologia 3

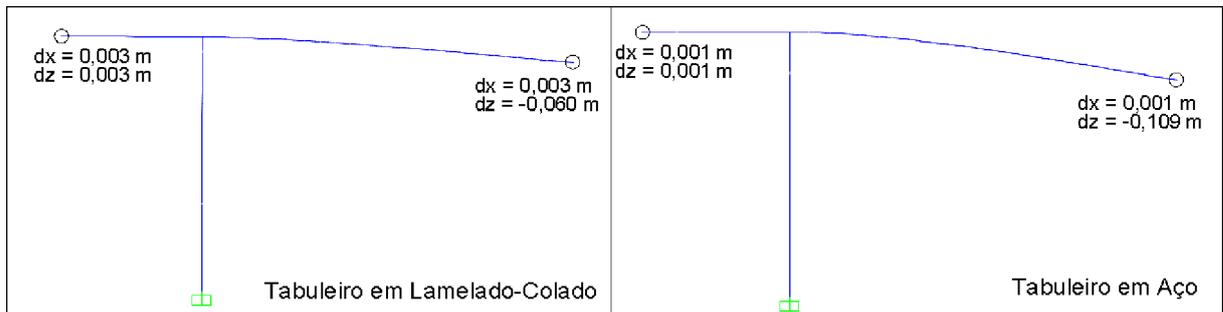


Figura D-1 - Deformadas da 1ª fase construtiva da Tipologia 3

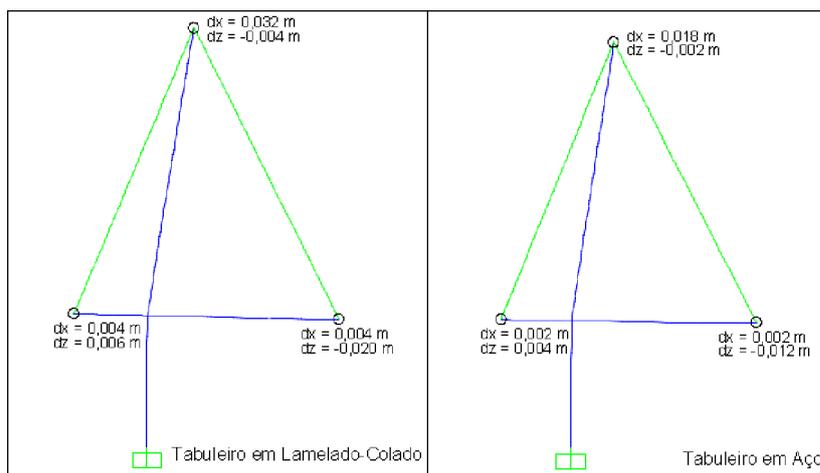


Figura D-2 - Deformadas da 2ª fase construtiva da Tipologia 3

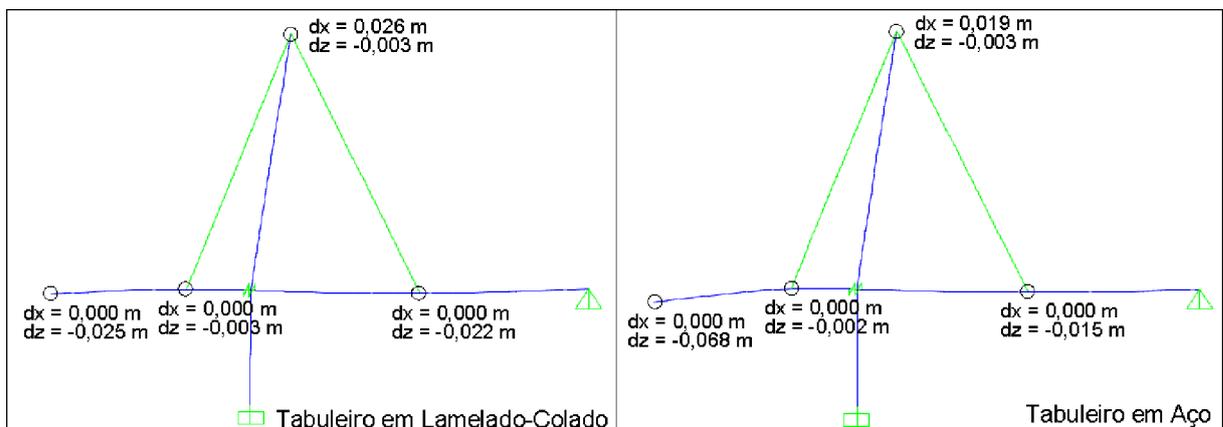


Figura D-3 - Deformadas da 3ª fase construtiva da Tipologia 3

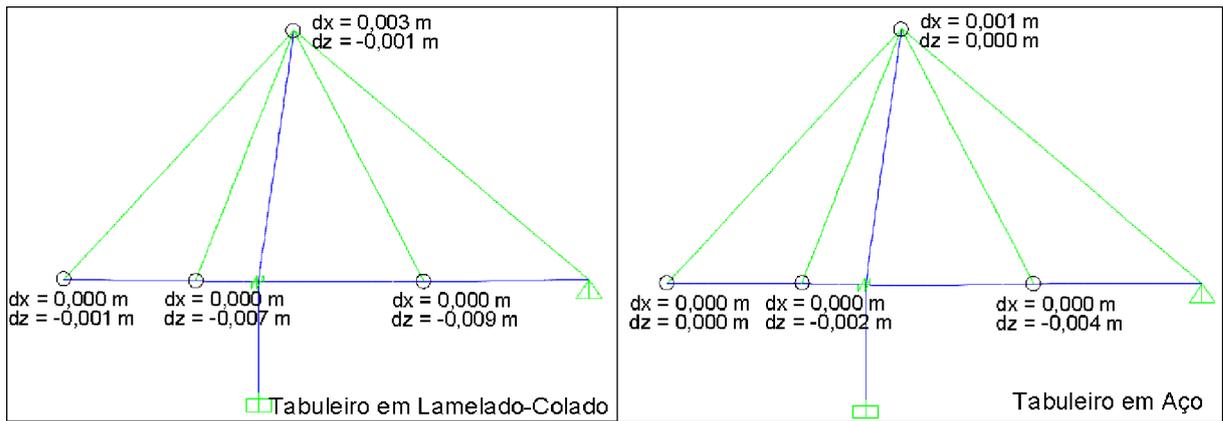


Figura D-4 - Deformadas da 4ª fase construtiva da Tipologia 3

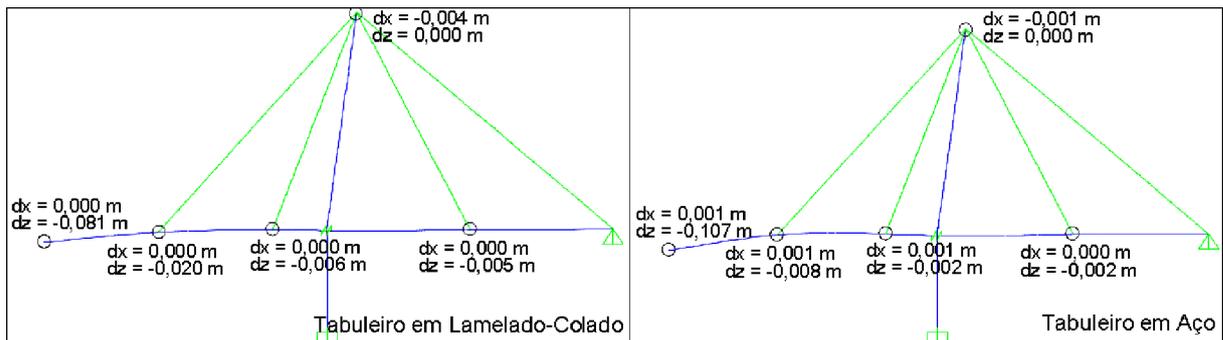


Figura D-5 - Deformadas da 5ª fase construtiva da Tipologia 3

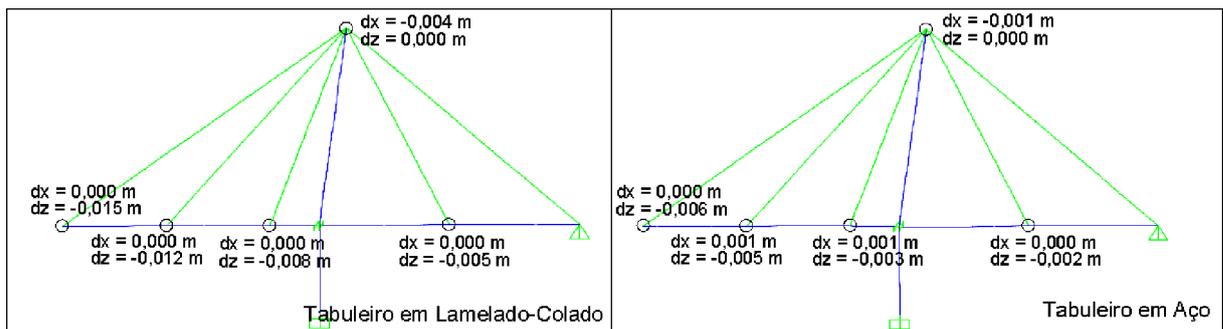


Figura D-6 - Deformadas da 6ª fase construtiva da Tipologia 3

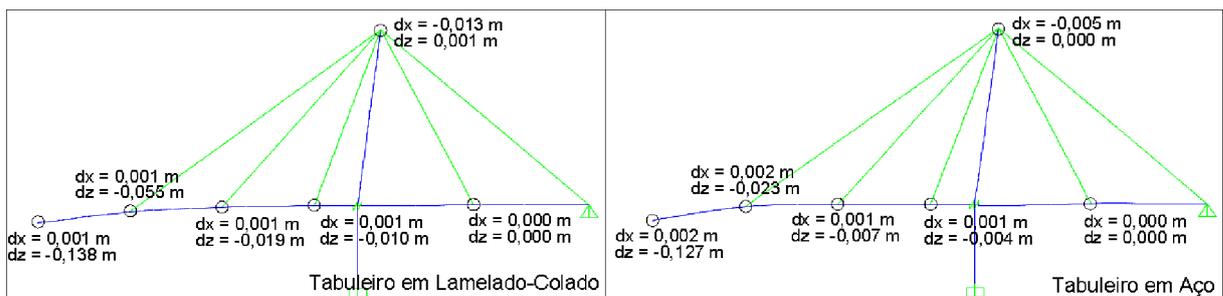


Figura D-7 - Deformadas da 7ª fase construtiva da Tipologia 3

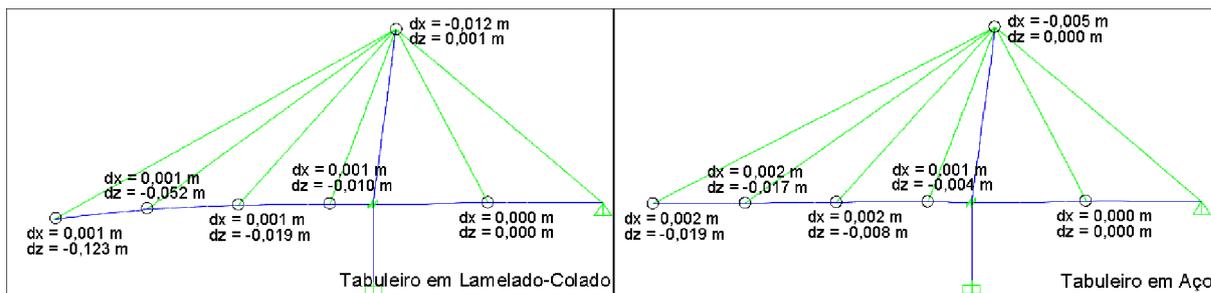


Figura D-8 - Deformadas da 8ª fase construtiva da Tipologia 3