

AJUSTE DE MODELO NUMÉRICO DE CIMBRE BASEADO EM RESULTADOS DE MONITORIZAÇÃO

JASMIM FREITAS MATTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

Orientador: Professor Doutor Filipe Manuel Rodrigues Leite de Magalhães

JULHO DE 2020

MESTRADO EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1440

✉ mestec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A minha família

*Quando é mar a maré
E quando já não dá pé
Não me revolto ou me queixo*

*E tal qual um barco solto
Salvo do alto mar revolto
Volto firme pro meu eixo*

Lenine

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto SMART_OPS - Sistema de monitorização inteligente para equipamentos de grande dimensão usados na construção pontes, com referência NORTE-01-0247-FEDER-033511, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Regional do Norte (NORTE2020), no âmbito do PORTUGAL 2020.

Ao apresentar esta dissertação de conclusão do Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto sob a orientação do Professor Doutor Filipe Magalhães, desejo expressar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para que fosse possível a sua realização, em especial:

Ao Professor Filipe Magalhães pela atenção e orientação apresentada, por toda paciência demonstrada durante os momentos difíceis e excepcionais em que a nossa sociedade se encontra e por todos os ensinamentos transmitidos ao longo da realização deste trabalho e em sala de aula.

Ao Engenheiro André Resende, em conjunto com a BERD, por toda paciência demonstrada, por toda disponibilidade apresentada, pelos ensinamentos transmitidos, pela partilha dos modelos numéricos e resultados experimentais, assim como, pelo tempo dispendido para a coorientação deste trabalho.

Aos professores da FEUP, com quem tive o privilégio de presenciar aulas de excelente qualidade durante todo o Mestrado de Estruturas, por todo o conhecimento transmitido ao longo destes dois anos de curso.

A minha família, sobretudo aos meus pais, que sempre me apoiaram em toda minha vida, por sempre priorizarem a minha educação, por me incentivarem a ir em busca dos meus sonhos e a nunca desistir perante as dificuldades encontradas. Sem vocês este trabalho não seria possível.

Aos amigos do Brasil, que apesar da distância física, nunca deixaram de estar presente em minha vida, por sempre torcerem pelo meu sucesso, pelos conselhos, pelo carinho e pelas visitas.

Por fim, gostaria de agradecer aos amigos do Mestrado e as amigas que construí neste período morando na cidade do Porto. Vocês me apoiaram em momentos difíceis, foram a minha segunda família quando a saudade era extrema, foram companheiros de estudos e acima de tudo o meu sistema de apoio. Vocês foram fundamentais por toda a experiência positiva vivenciada e guardo comigo os momentos maravilhosos que passamos juntos.

RESUMO

As deformações impostas às estruturas e equipamentos auxiliares, utilizados na construção de tabuleiros *in situ* de pontes e viadutos, se destacam como um dos principais fatores limitadores na produtividade e nos vãos máximo da obra. No segmento da construção de tabuleiros betonados *in situ* vão a vão, o método construtivo utilizando o cimbra autolançável é muito eficiente e competitivo, porém, apresenta diversas limitações principalmente devido ao seu custo elevado de operação e ao seu peso que influencia diretamente no dimensionamento das estruturas de pontes. A integridade estrutural do equipamento também se apresenta como ponto crítico em sua utilização.

Diversos estudos vêm sendo realizados, baseados na monitorização da estrutura, para desenvolver novas soluções tecnológicas e analisar os efeitos das cargas significativas presentes no âmbito da construção de pontes e viadutos. A tecnologia do pré-esforço orgânico (OPS) é uma das soluções desenvolvidas para o controle das deformações a meio vão de equipamentos como o cimbra autolançável. Esta solução consiste em um sistema de monitorização de deformações no qual o algoritmo de controle automaticamente regula as forças de pré-esforço aplicadas nas ancoragens ativas de acordo com a carga atuante. Na continuidade do desenvolvimento desta tecnologia, o projeto denominado SMART OPS visa aprofundar o sistema OPS e desenvolver sistemas mais avançados de monitorização inteligente com o intuito aprimorar diversos aspectos inerentes a estes equipamentos de grandes proporções.

Portanto, este trabalho está ambientado no Projeto SMART OPS e utiliza os dados experimentais provenientes de extensômetros distribuídos no cimbra autolançável M1-70-S com OPS, em operação na construção da ponte sobre o Rio Danúbio na Bratislava. O objetivo é avaliar possíveis ajustes ao modelo numérico do cimbra desenvolvido pela BERD, através da compatibilização dos resultados experimentais e numéricos, com o intuito de obter um modelo com o comportamento mais fidedigno.

A partir da compatibilização dos dados, identificou-se os pontos mais discrepantes entre as curvas gráficas das tensões e avaliaram-se quatro possíveis ajustes ao modelo numérico: variação da força OPS; variação da carga de betonagem; deslocamento longitudinal do pórtico do pilar na fase de betonagem; assentamento do pórtico do pilar durante todo o ciclo de operação.

Com a base de dados experimentais é possível obter uma maior aproximação do modelo numérico ao comportamento real da estrutura e possibilita-se uma análise mais legítima do desenvolvimento das tensões na estrutura durante o ciclo de operação, com isso, aumenta-se a fiabilidade do equipamento.

Sendo assim, a monitorização inteligente se torna um fator fundamental para obtenção dos parâmetros do comportamento dinâmico e estático da estrutura durante a sua operação de forma a maximizar a segurança e minimizar os riscos associados às construções desta magnitude.

PALAVRAS-CHAVE: Cimbra autolançável, Ajuste do modelo numérico, Pré-esforço orgânico (OPS), Monitorização, Construção de pontes.

ABSTRACT

The deformations imposed on structures and auxiliary equipment, used in the construction of in-situ bridges and viaducts decks, stand out as one of the main limiting factors in productivity and in the maximum span. In the segment of in-situ concreted decks, the construction method using the movable scaffolding system (MSS) is very efficient and competitive, however, it presents several limitations mainly due to its high cost operation and its weight that directly influences the design of the structures of bridges. The structural integrity of the equipment is also critical point in its use.

Several studies have been carried out based on the monitoring of the structure to develop new technological solutions and to analyze the effects of significant loads present in the scope of the construction of bridges and viaducts. The technology of organic prestressing (OPS) is one of the solutions developed for the control of deformations in the middle span of equipment such as the MSS. This solution consists of a deformation monitoring system in which the control algorithm automatically regulates the prestress forces applied to the active anchorages according to the acting load. Continuing the development of this technology, the project called SMART_OPS aims to deepen the OPS system and develop more advanced systems of intelligent monitoring in order to improve several aspects inherent to this large equipment.

Therefore, this work is set in the SMART_OPS Project and uses its experimental data from strain gauges distributed in the movable scaffolding system M1-70-S integrated with OPS, in operation at the construction of the bridge over the Danube River in Bratislava. The objective is to evaluate possible adjustments to the numerical model of the MSS developed by BERD, through the compatibility of the experimental and numerical results, in order to obtain a model with the most reliable behavior.

From the compatibility of the data, the most discrepant points between the graphical curves of the stresses were identified and four possible adjustments to the numerical model were evaluated: variation of the OPS force; variation of concreting load; longitudinal displacement of the pier frame during the concreting phase; settlement of the pier frame during the entire operation cycle.

With the experimental database it is possible to obtain a greater approximation of the numerical model to the real behavior of the structure and allows a more legitimate analysis of the development of stresses in the structure during the operation cycle, thereby increasing the equipment's reliability.

Therefore, intelligent monitoring becomes a fundamental factor to obtain the parameters of the dynamic and static behavior of the structure during its operation in order to maximize safety and minimize the risks associated with constructions of this magnitude.

KEYWORDS: Movable Scaffolding System, Adjustment of numerical model, Organic prestressed system (OPS), Monitoring, Bridge construction.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM) 3

2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. CIMBRE NA CONSTRUÇÃO DE VÃOS TRAMO A TRAMO	3
2.3. TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM)	6
2.3.1. PRIMEIRA APLICAÇÃO DO OPS – PONTE DO RIO SOUSA	8
2.3.2. NOVAS POSSIBILIDADES COM A IMPLEMENTAÇÃO DO SISTEMA OPS	13
2.5. CASO DE ESTUDO - CIMBRE AUTOLANÇÁVEL MSS M1-70-S COM OPS	17
2.5.1 CONTEXTO DA CONSTRUÇÃO	17
2.5.2. CICLO DE OPERAÇÃO DO CIMBRE	19
2.5.3. COMPONENTES DA ESTRUTURA DO CIMBRE	23
2.5.3.1. Viga principal	23
2.5.3.2. Estrutura transversal	24
2.5.3.3. Apoios	25

3. DESCRIÇÃO DA CAMPANHA EXPERIMENTAL 29

3.1. PROJETO SMART OPS	29
3.2. ANEMOMETRIA	30
3.3. ACELEROMETRIA	31
3.4. EXTENSOMETRIA	32
3.5. PROCESSAMENTO DOS DADOS	34

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	38
4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO NUMÉRICO	38
4.2. ANÁLISE DO MODELO DE BETONAGEM	41
4.3. ANÁLISE DO MODELO DE LANÇAMENTO	42
4.4. RESULTADOS OBTIDOS	45
5. RESULTADOS NUMÉRICOS VS EXPERIMENTAL	48
5.1. COMPARAÇÃO INICIAL DOS RESULTADOS	48
5.2. AJUSTE DO MODELO NUMÉRICO	50
6. CONCLUSÃO	56
6.1. CONCLUSÕES	56
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Cimbra ao solo [7].	4
Fig. 2.2 - Cimbra autolanzável MSS M45-S (www.berd.eu)	5
Fig. 2.3 – Cimbra autolanzável inferior MSS M35-I (www.berd.eu)	5
Fig. 2.4 – Componentes do sistema OPS [9].	7
Fig. 2.5 – Primeira aplicação do OPS [10].	8
Fig. 2.6 – Elementos do sistema de controle [13].	9
Fig. 2.7 – Ancoragem ativa [10].	9
Fig. 2.8 – Ancoragem passiva [10].	10
Fig. 2.9 – a) Escoras de desvio b) Sela de desvio [10].	11
Fig. 2.10 – Diagrama dos esforços na viga durante a betonagem [13].	12
Fig. 2.11 – Fecho da ponte Rio Sousa [13].	13
Fig. 2.12 – Sistema OPS em um cimbra autolanzável superior do tipo <i>Bowstring</i> [10].	14
Fig. 2.13 – Cabos do sistema OPS na viga principal [14].	14
Fig. 2.14 – Cimbra superior duplo com sistema OPS [10].	15
Fig. 2.15 – Diagrama de momentos fletores: a) Sem o OPS b) Com o OPS [10].	16
Fig. 2.16 – Lançadeira LG 50/100 com tecnologia OPS – Ponte Anita Garibaldi [16]	17
Fig. 2.17 – Fases da lançadeira híbrida [16]	17
Fig. 2.18 - Cimbra autolanzável MSS M1-70-S – Construção do Viaduto Oeste [11].	18
Fig. 2.19 – Configuração do sistema OPS no cimbra M1-70-S [12].	19
Fig. 2.20 – Posicionamento dos pórticos durante a betonagem.	20
Fig. 2.21 – Corte A-A.	20
Fig. 2.22 – Corte B-B.	20
Fig. 2.23 – Sequência do despejo do betão	21
Fig. 2.24 – Primeira etapa do lançamento.	21
Fig. 2.25 – Segunda etapa do lançamento.	22
Fig. 2.26 – Terceira etapa do lançamento.	22
Fig. 2.27 – Alçado da viga principal.	24
Fig. 2.28 – Corte da seção da viga principal.	24
Fig. 2.29 – Estrutura transversal - Fase de betonagem.	25
Fig. 2.30 – Estrutura transversal – Fase de lançamento.	25
Fig. 2.31 – Pórticos de apoio de lançamento (LF) e do pilar (PF).	26
Fig. 2.32 – Modelo 3D do pórtico do pilar.	26
Fig. 2.33 – Modelo 3D do pórtico de lançamento.	27

Fig. 2. 34 – Pórtico de betonagem (esquerda roxo) e pórtico do pilar (direita).....	27
Fig. 2. 35 – Modelo 3D do pórtico de betonagem	27
Fig. 3.1 – Localização dos elementos de anemometria na estrutura [19].....	31
Fig. 3.2 – Localização dos elementos de acelerometria na estrutura [19].	31
Fig. 3.3 – Localização dos elementos de extensometria na estrutura [19].	32
Fig. 3.4 – Faseamento da instalação dos sensores no cimbra: a) Colagem dos extensómetros na superfície preparada b) Colagem dos sensores de temperatura RTD c) Proteção mecânica dos sensores [19].	33
Fig. 3.5 a) Extensómetro Roseta 45° b) Extensómetro Linear [19].	33
Fig. 3.6 – Gráficos dos dados experimentais da extensometria e localização dos sensores.	36
Fig. 4.1 – Perspectiva da estrutura principal do modelo numérico.....	38
Fig. 4.2 – Alçado da estrutura principal do modelo numérico.	39
Fig.4.3 – Seções transversais dos perfis metálicos não comerciais.	40
Fig. 4.4 – Apoios do Modelo Numérico de Betonagem.	41
Fig. 4.5 – Apoios na Fase de Lançamento – Posição Inicial.	42
Fig. 4.6 – Detalhamento da estrutura dos Bogies do apoio.	43
Fig. 4.7 – Modelo antes do ajuste.....	44
Fig. 4.8 – Modelo após o ajuste.....	44
Fig. 4.9 – Gráficos dos esforços axiais do modelo numérico e localização dos sensores.	46
Fig. 5.1 – Resultados numéricos e experimentais compatibilizados e localização dos sensores.....	49
Fig. 5.2 – Resultados do ajuste no OPS e localização dos sensores.	52
Fig. 5.3 – Resultados do ajuste na carga do betão e localização dos sensores.	53
Fig. 5.4 – Resultados do ajuste do deslocamento longitudinal do pórtico do pilar e localização dos sensores.	54
Fig. 5.5 – Resultados do ajuste do assentamento do pórtico do pilar e localização dos sensores.	55

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas dos elementos do cimbra M1-70-S.....	23
Tabela 2 – Objetivo principal de monitorização dos extensómetros.....	34
Tabela 3 – Características do Aço S355	39
Tabela 4 – Perfis metálicos da estrutura.....	40
Tabela 5 – Cargas atuantes na fase de betonagem	41
Tabela 6 – Casos de carga na fase de betonagem.....	42
Tabela 7 – Cargas atuantes na fase de lançamento	43
Tabela 8 – Casos de carga na fase de lançamento.....	44

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Durante muitos anos o segmento da construção de tabuleiros de pontes apresentou restrições em relação aos possíveis métodos construtivos para a realização de vãos que compreendessem entre 70 e 100 m. Entende-se que esta gama de vãos exige a necessidade de soluções altamente industrializadas que apresentam custos de operação muito altos e, portanto, não se tornam atrativas.

Para as dimensões menores que 60 m o método de elementos pré-fabricados é muito usual e eficiente, assim como, para dimensões maiores que 100 m ao utilizar técnicas como içamento de vigas pré-fabricadas ou lançamentos sucessivos.

Em alternativa às soluções com elementos pré-fabricados, o método construtivo de tabuleiros pré-esforçados *in situ* utilizando cimbres autolanzáveis para vãos entre 30 m e 70 m apresenta-se como uma técnica amplamente adotada em muitos países. Porém, a utilização destes equipamentos também apresenta limitações no alcance de grandes vãos que podem ser caracterizadas por diversos fatores, entre eles, destaca-se as deformações excessivas, o seu peso próprio elevado, seu comportamento perante a ação do vento e a sua produtividade [9].

Com isso, surge a necessidade do desenvolvimento de soluções tecnológicas para ampliar as soluções construtivas referentes à esta gama em deficiência e possibilitar a minimização das limitações inerentes aos cimbres autolanzáveis, aumentar a sua produtividade mantendo a qualidade e, se possível, reduzir o custo de produção.

A evolução no âmbito computacional e o desenvolvimento de metodologias de análise experimental vêm auxiliando no aumento da precisão dimensional e no desenvolvimento de estruturas mais leves e eficientes. A utilização de modelos numéricos permite avaliar os desenvolvimentos dos esforços em diversas situações de carregamento e, com isso, obter parâmetros estáticos e dinâmicos da estrutura para a melhor compreensão do comportamento estrutural. A maior precisão do modelo numérico ao comportamento real da estrutura permite aumentar a fiabilidade e eficiência destes equipamentos.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como principal objetivo o ajuste do modelo numérico baseado em resultados experimentais da extensometria no cimbra autolanzável M1-70-S.

Com o desenvolvimento e implementação da monitorização remota e inteligente no cimbra obtém-se as características do comportamento estático da estrutura. Sensores do tipo extensómetros são aplicados

no equipamento, distribuídos em pontos específicos e estratégicos para a análise do comportamento dos elementos estruturais críticos. Esta análise experimental das extensões baseia-se na linearidade dos materiais e, a partir das características geométricas das seções, obtém-se as tensões ocasionadas pelas cargas impostas na estrutura.

Com este trabalho pretende-se compatibilizar os resultados da análise experimental com os resultados do modelo numérico do cimbra autolanzável, identificar os momentos mais discrepantes do desenvolvimento das tensões e admitir ajustes para serem realizados no modelo.

Ao realizar os ajustes deseja-se alcançar um modelo numérico mais próximo possível da realidade, isto é, aproximar o modelo numérico ao comportamento real da estrutura, possibilitando a melhor compreensão do seu comportamento perante as diferentes situações de carregamento.

Com a realização deste trabalho busca-se também aprofundar os conhecimentos sobre o processo construtivo de pontes, desenvolver conhecimentos práticos com a modelação de estruturas complexas utilizando o software *Robot Structural Analysis*, ganhar percepção sobre análise e técnicas de processamento de dados através do Excel e Matlab e familiarização com o processo de monitorização de estruturas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A fim de se alcançar os objetivos descritos, esta dissertação foi desenvolvida com a estrutura apresentada a seguir.

No segundo capítulo são apresentadas as principais características e diferentes tipos do Cimbra, assim como suas principais vantagens e desvantagens. A seguir descreve-se a tecnologia do sistema de pré-esforço orgânico (OPS), a sua metodologia e os elementos constituintes. Após, é exposto o primeiro estudo de caso em escala real da aplicação do sistema OPS em um cimbra autolanzável, os critérios de dimensionamento e analisa-se os efeitos nos esforços e deformações do cimbra com a implementação do sistema e posteriormente é exposto as novas soluções possibilitadas pela implementação do sistema OPS. Por fim, é apresentado o cimbra M1-70-S em estudo neste trabalho. Detalha-se o contexto da sua utilização, o sistema de monitorização OPS, o seu ciclo de operação e os componentes da sua estrutura.

No terceiro capítulo é realizado a descrição experimental do projeto denominado SMART OPS. É caracterizado os objetivos da monitorização inteligente, a metodologia e o procedimento das análises de anemometria, acelerometria e extensometria. Por fim apresenta-se os resultados obtidos da leitura dos extensómetros implementados no cimbra durante o seu ciclo de operação.

No quarto capítulo é apresentado o modelo numérico do cimbra autolanzável M1-70-S desenvolvido no software *AutoDesk Robot Structural Analysis*. Descreve-se os parâmetros considerados na modelação, as características dos materiais presentes, as cargas atuantes e combinações consideradas nas diferentes fases de operação do cimbra. Por fim expõe-se os resultados dos esforços axiais obtidos na análise do modelo numérico durante o ciclo de operação do cimbra.

No quinto capítulo apresenta-se a metodologia utilizada para a compatibilização dos resultados experimentais com os resultados do modelo numérico. Em seguida, descreve-se os ajustes realizados no modelo numérico e expõe-se os resultados obtidos.

No sexto capítulo é realizada a análise dos resultados dos ajustes do modelo numérico e o comparativo com os resultados experimentais. Por fim expõe-se as conclusões do estudo realizado e apontam-se algumas possíveis direções para desenvolvimento futuro acerca do tema.

2

CIMBRE AUTOLANÇÁVEL REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM)

2.1. INTRODUÇÃO

Durante a história da humanidade, a engenharia de pontes sofreu diversas transformações devido ao desenvolvimento socioeconómico, tecnológico e científico de acordo com o contexto histórico em que a sociedade se encontrava. Nos últimos tempos um dos principais motivos impulsionadores para essas mudanças foi a reestruturação do sistema de transporte Europeu no início do século XVIII. A revolução industrial elevou a necessidade da expansão de vias comunicantes, como pontes ferroviárias, entre territórios europeus e a zona costeira. Com isso, os aspectos económicos, durabilidade e tempo de construção se tornam fatores de grande importância na construção de pontes e viadutos, assim como, o desenvolvimento de novos materiais e técnicas construtivas [1].

Além disso, as limitações impostas pelas condições ambientais tornam-se elementos fundamentais na concepção estrutural do projeto e no método construtivo adotado. A necessidade de construir viadutos e pontes que ultrapassassem as dificuldades de acesso, como vales extensos a grande altura, rios correntes, ou ainda desnivelamentos urbanos fez com desenvolvesse a construção tramo a tramo utilizando cimbres autoportantes e autolançáveis [2].

O método construtivo de tabuleiros de pontes e viadutos de múltiplos vãos utilizando o cimbra autolançável é muito eficiente e competitivo. Essa solução é utilizada geralmente em vãos de 40 a 60m. Porém, nos últimos tempos, novas experiências foram adquiridas e novas soluções foram desenvolvidas para possibilitar a sua utilização em vãos de 70 a 90 m. Neste caso, apesar do seu alto custo de implementação, é possível obter resultados económicos satisfatórios se a dimensão e o número de vãos a serem betonados forem extensos, devido a sua alta taxa de produtividade [3].

2.2. CIMBRE NA CONSTRUÇÃO DE VÃOS TRAMO A TRAMO

Dentro do contexto da construção de vãos tramo a tramo, o método de betonagem de tabuleiros “*in situ*” com aplicação de pré-esforço possui uma grande variedade de possíveis procedimentos para a sua realização. Desde equipamentos mais artesanais até os altamente industrializados. Contudo, todas as possibilidades são caracterizadas pela presença da cofragem que molda a seção geométrica do tabuleiro e a estrutura do cimbra que a sustenta em sua posição [6].

O cimbra, por sua vez, também apresenta diversas variações de modo a se adequar às necessidades da construção em que se insere. A maior distinção dessa variedade é caracterizada pelo modo que o equipamento se apoia, sendo assim, podem ser classificados em cimbra ao solo ou cimbra autoportantes.

O cimbra ao solo tem como principal característica o apoio da sua estrutura diretamente ao solo. A sua estrutura pode ser composta de tubos metálicos ou de madeira e a sua disposição varia dependendo da altura do tabuleiro a ser betonado, sendo 20m o máximo de altura alcançável. Além da limitação da altura do equipamento ao solo, outra desvantagem é que este tipo de cimbra não pode ser instalado em áreas que seja necessário assegurar uma zona de passagem através do mesmo ou em terrenos com fortes inclinações onde seja necessário proceder a escavações ou aterros para construção do viaduto [7].

A aplicação do pré-esforço no tabuleiro faz com que a cofragem externa fique suspensa e assim seja possível a sua desmontagem e montagem para o próximo vão. Apesar de ser um processo mais lento e trabalhoso este método não requer investimentos económicos muito altos, portanto, é muito utilizado na construção de viadutos pequenos em países emergentes [8].



Fig. 2.1 – Cimbra ao solo [7].

De outro modo, o cimbra autolançável é definido como uma estrutura autoportante que tem como objetivo suportar temporariamente outra estrutura enquanto ela está sendo executada. Portanto, uma cofragem autolançável que possui a capacidade de passar de uma posição a outra por seus próprios meios [5].

É o procedimento mais sofisticado de construção de pontes *in situ* e caracteriza-se pela automatização das operações de cofragem, nivelamento, ajuste e desmontagem da cofragem. Também tem a grande vantagem de eliminar a influência do solo da construção, por ser autoportante a sua estrutura apresenta pouca perturbação do seu entorno, não sendo necessário a paralização de vias de tráfego. No entanto, envolve um investimento muito alto, o que o torna adequado apenas para pontes muito longas, maiores que 600 m ou várias pontes de comprimentos mais curtos [6].



Fig. 2.2 - Cimbra autolançável MSS M45-S (www.berd.eu)

Quando comparado a outros métodos, apesar do alto custo, a transferência do módulo de betonagem para o próximo vão é reduzido de semanas para um intervalo de horas. A produção é otimizada e a mobilização de outros equipamentos auxiliares, como guias e guindastes, é minimizada [8]. A construção do tabuleiro é realizada em apenas uma direção com as juntas de betonagem localizadas ao quinto do vão devido ao valor teórico nulo dos momentos fletores presente nesta seção. Em alguns casos por decisões de projeto é possível que a construção ocorra utilizando dois cimbres distintos em extremidades opostas de forma a otimizar mais ainda o processo construtivo da ponte.

Este método também apresenta a vantagem de ser versátil no que diz respeito ao tipo de seção transversal a adotar. O tipo de seção não se torna um fator condicionante e as soluções de seções usualmente adotadas são do tipo “PI” para vão normalmente até 45 m e seções em caixão para vãos com dimensões entre 45 e 70 m [18].

Dentre as desvantagens destaca-se o investimento necessário para a mobilização, transporte e importação, alto nível tecnológico e a necessidade de ser betonado no local impossibilitando qualquer utilização de peças pré-fabricadas. O seu peso elevado também se apresenta como um fator limitante no alcance de grandes vãos devido as deformações excessivas que podem ocorrer.

A utilização do cimbra pode ser caracterizada em duas situações distintas, diferenciando-se no que diz respeito à posição da estrutura metálica portante em relação à cofragem. Com isso dividem-se em cimbres autolançáveis superiores (Figura 2.2) e cimbres autolançáveis inferiores (Figura 2.3)



Fig. 2.3 – Cimbra autolançável inferior MSS M35-I (www.berd.eu).

A escolha do tipo de sistema a ser adotado depende principalmente de fatores como as características geométricas da ponte, a composição e disposição dos pilares, raio de curvatura em planta, variação do comprimento dos vãos como também a preferência por parte dos construtores [18].

Nos dois casos os pilares são pontos fundamentais a serem analisados pelo fato do cimbra e a cofragem se apoiarem neles e devido a efetivação do lançamento passando pelos pilares. Neste contexto, o cimbra superior apresenta-se como mais versátil pois a forma do tabuleiro e dos pilares é mais livre. Porém, a manobra para o lançamento é mais lenta devido à necessidade das estruturas transversais realizarem o movimento rotacional de abertura para passagem pelos pilares, enquanto no cimbra inferior, é realizado apenas uma abertura parcial correspondente aos painéis de fundo das vigas [2].

Nas últimas décadas, este equipamento tem se tornado uma estrutura complexa e industrializada, ampliando o alcance de vãos mais extensos, ultrapassando as dificuldades impostas do seu entorno, incorporando equipamentos de monitorização e aumentando a sua eficiência. A tendência atualmente é consolidar a ideia da reutilização da sua estrutura independente da localidade geográfica e condições ambientais [4].

2.3. TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM)

O aumento da disseminação de soluções industrializadas fez com que a produtividade se tornasse o principal fator no processo construtivo de pontes. Diversas técnicas mostram-se eficientes. A escolha da mais adequada não é linear e depende de diversos fatores de diferentes naturezas. Além do custo benefício, deve-se considerar a geometria da ponte, seção do tabuleiro, logística da operação, características locais, tamanho do vão, experiência do construtor e cronograma geral [9].

Devido a sua alta eficiência e produtividade, um dos métodos mais utilizados na construção de pontes é o tramo a tramo utilizando cimbra autolancável. A implementação da tecnologia do pré-esforço orgânico em equipamentos na construção de pontes levou ao desenvolvimento de uma nova geração de sistema de cimbres autolancáveis [10].

O OPS (*Organic Prestressing System*) é um sistema de pré-esforço automatizado que possui a capacidade de regular as forças de pré-esforço de acordo com a carga atuante, como o peso próprio do betão durante a betonagem do tabuleiro da ponte.

Como muitas outras soluções já vistas no âmbito da construção, esse sistema inspira-se no comportamento da natureza para desenvolver soluções mais funcionais e eficientes. Neste caso, o sistema OPS comporta-se como um músculo do corpo humano que ajusta automaticamente a sua tensão em função da força que é aplicada. Ao aplicar exatamente a tensão necessária para suportar a carga o sistema torna-se energeticamente eficiente, sendo este, um fator essencial na engenharia.

Portanto, a partir de sensores e um sistema de controle, o OPS aplica as tensões necessárias aos monocordões de pré-esforço de forma a minimizar os efeitos das ações a estrutura, como deformações e tensões.

O conceito do pré-esforço orgânico foi desenvolvido em um projeto de investigação iniciado na FEUP no final da década de 90. Após os primeiros resultados experimentais foi identificado que a aplicação deste sistema seria essencialmente eficaz em equipamentos utilizados na construção de pontes de grande escala devido à influência das cargas e deformações nessas estruturas [14].

O OPS permite um pré-esforço eficiente através da redução de tensões indesejadas e diminuição da perda do pré-esforço com o tempo. Além disso, o OPS possibilita o dimensionamento de estruturas mais

leves com seções mais esbeltas. Esta solução adequa-se particularmente bem em situações que apresentam sobrecargas significantes em relação as cargas permanentes, como é o caso dos cimbres autolanzáveis na construção de tabuleiros de pontes [15].

Um sistema de controle eficaz foi desenvolvido utilizando a deformação a meio vão do cimbra autolanzável como a principal variável de controle, por ser viável, simples e também possibilitar controlar indiretamente as forças internas [14].

Os principais componentes do sistema OPS estão identificados na Figura 2.4 aplicados a um cimbra autolanzável inferior, posicionado sob o tabuleiro da ponte a construir. Sendo:

1. Atuador e a respetiva ancoragem ativa;
2. Os monocordões de pré-esforço;
3. Os sensores;
4. Controlador eletrónico e a unidade de controle;
5. A ancoragem passiva;
6. As escoras de desvio.

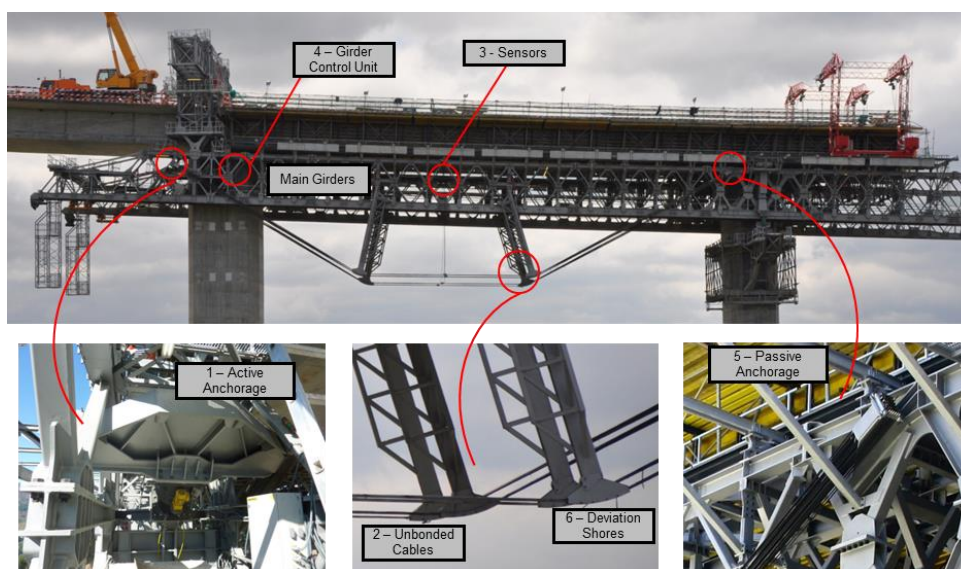


Fig. 2.4 – Componentes do sistema OPS [9].

O sistema de controle do OPS baseia-se em um algoritmo que utiliza a deformação a meio vão como dado de entrada. Transdutores de pressão monitorizam a deformação e transmitem constantemente um sinal a unidade de controle para a análise e ajustes necessários das tensões dos cabos de pré-esforço.

A tensão nos cabos de pré-esforço é realizada pelo ajuste dos cilindros hidráulicos do OPS baseado no valor médio da deformação a meio vão de forma a filtrar as variações devidas a fatores externos como vibração e ruídos no sinal.

Diversos sensores são implementados no OPS para a comparação de medições e garantir que as decisões de atuação do algoritmo sejam baseadas em informações confiáveis e precisas. Além disso, o sistema conta com um sistema de segurança através da programação de alarmes sonoros e luminosos em caso de alguma incoerência seja detectada para que o operador tome as medidas cabíveis e evite situações de

risco. Este fator é muito importante para garantir a segurança da operação e preservar a integridade do equipamento [9].

Após trabalhos de investigação e estudos experimentais confirmarem a viabilidade técnica da aplicação do sistema OPS, a primeira aplicação do pré-esforço orgânico em cimbres autolanzáveis foi realizada na construção de uma ponte em 2005 no norte de Portugal. A seguir será apresentado as particularidades da primeira aplicação do sistema e a sua evolução que permitiu o desenvolvimento de novas soluções para o cimbra autolanzável.

2.3.1. PRIMEIRA APLICAÇÃO DO OPS – PONTE DO RIO SOUSA

A ponte sobre o Rio Sousa construída em 2005 localiza-se nas proximidades de Lousada, região norte de Portugal. A ponte é caracterizada por dois tabuleiros independentes de 15 vãos de 30 m, totalizando 450 m de comprimento.

O cimbra autolanzável inferior utilizado neste projeto foi construído especificamente para a implementação do sistema OPS. O cimbra é constituído por quatro vigas caixão de treliças metálicas que se apoiam em consolas laterais localizadas nos pilares circulares de 1.50 m de diâmetro [13]. As vigas possuem um comprimento total de 64 m com seção transversal de 1.25 x 2.00 m e foram dimensionadas para garantir a facilidade no transporte e na montagem no local da obra [10].



Fig. 2.5 – Primeira aplicação do OPS [10].

O sistema de controle é essencialmente composto pelos elementos apresentados na figura 2.6. As tensões nos cabos de pré-esforço são ajustadas em função da flecha a meio vão medida por transdutores de pressão.

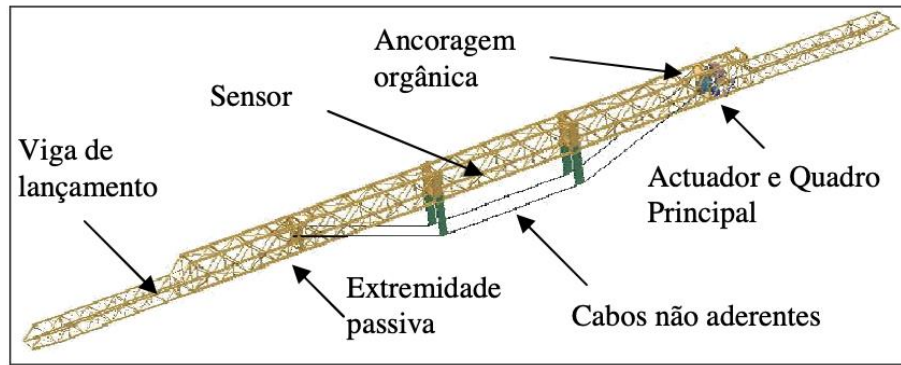


Fig. 2.6 – Elementos do sistema de controle [13].

Neste projeto especificamente, em cada viga foram instalados dois cabos de pré-esforço com doze monocordões em planos verticais externos às vigas. As ancoragens são localizadas próximas às seções dos apoios e apresentam uma viga transversal que possibilita o tensionamento simultâneo dos dois cabos de pré-esforço utilizando apenas um cilindro hidráulico. Os cabos são ancorados através de blocos de extrusões localizadas na extremidade das ancoragens [13].



Fig. 2.7 Ancoragem ativa [10].



Fig. 2.8 Ancoragem passiva [10].

Para garantir a segurança do sistema, o curso máximo do cilindro hidráulico é limitado fisicamente através de válvulas de alívio de pressão e também por códigos implementados no software de controle. No caso de o sistema de controle apresentar alguma falha, principalmente durante a fase de betonagem, um conjunto de parafusos garante a estabilidade da viga transversal localizada nas ancoragens e evita a diminuição da força de pré-esforço nos cabos. Além disso, o sistema foi implementado com códigos para emitir avisos e alarmes em situações risco ou em alguma situação em que a estrutura apresente um comportamento divergente do previsto [10].

Cada viga possui uma unidade de controle que se conecta à uma interface e permite o operador escolher o modo operacional do sistema de acordo com a fase de operação da construção. A interface é essencial para que o operador possa obter informações sobre as condições do equipamento e parâmetros como as deformações da viga.

Os cabos de pré-esforço apresentam uma configuração tri-linear por meio de duas escoras de desvio localizadas nos terços do vão. As escoras são perfis tubulares de seção retangular que possuem a finalidade desviar os cabos de pré-esforço e transmitir a força de desvio para a estrutura metálica. Em sua extremidade encontram-se selas de desvios revestidas com PTFE (Politetrafluoretileno). O revestimento apropriado previne o desgaste das bainhas dos cordões devido ao contato e atrito dos cabos com as escoras [10].

As escoras também desempenham um papel importante na estabilização da estrutura. Para garantir a estabilidade global por efeito de bambeamento devido ao pré-esforço dos cabos, as escoras de desvio são conectadas às vigas com o intuito de absorver as possíveis ações transversais [13].

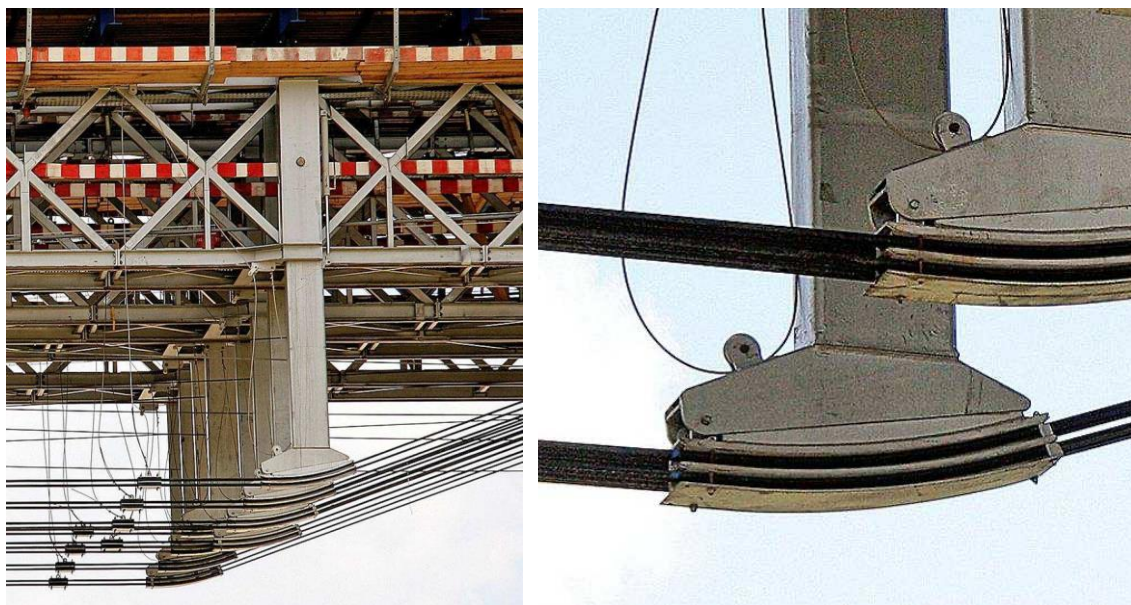


Fig. 2.9 a) Escoras de desvio b) Sela de desvio [10].

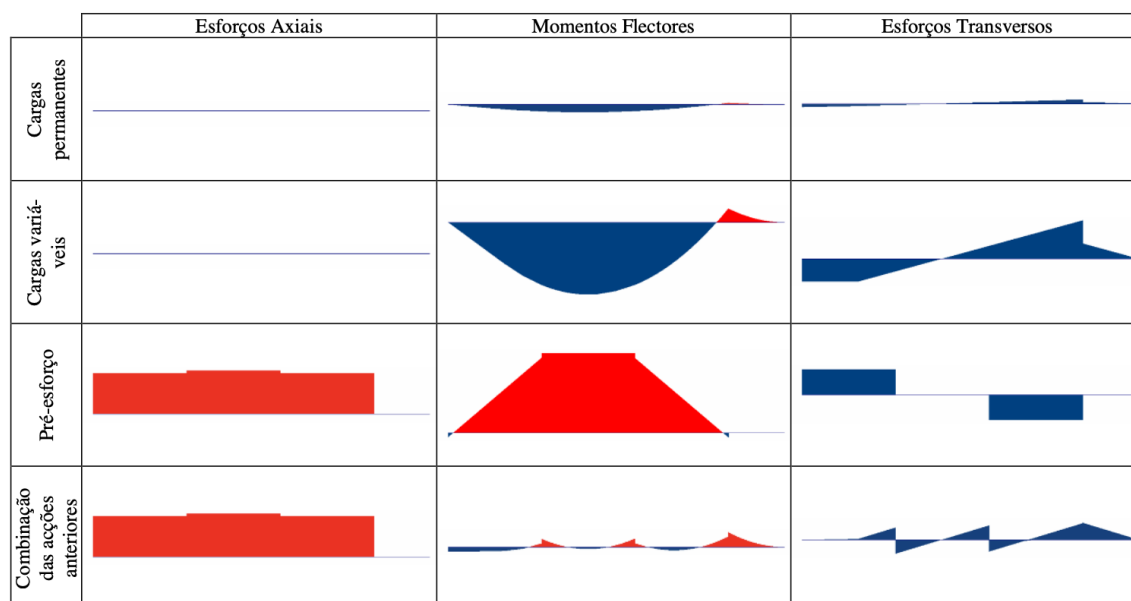
Um dos aspetos particulares da concepção deste modelo piloto foi o dimensionamento do cimbra em conjunto com o dimensionamento do sistema OPS. Este procedimento de cálculo não é muito recorrente, porém, foi essencial para obter o melhor aproveitamento do sistema e a rentabilidade da estrutura.

No dimensionamento estrutural adotaram-se critérios conservativos justificáveis ao considerar a inexistência de regulamentos para este tipo de sistema. Foram impostas limitações para o pré-esforço aplicado pelo sistema OPS, de modo que, se eventualmente as cargas atuantes ultrapassarem o valor previsto, o sistema OPS limita-se à aplicação de 125% da força de pré-esforço esperada em serviço. Além disso, para verificar a fiabilidade do equipamento e sistema, foram realizados ensaios de carga com cerca de 50 000 litros de água previamente a primeira betonagem [13].

Na concepção da geometria da estrutura do cimbra consideram-se as diferentes situações de apoio nas diferentes fases de carregamento, isto é, as fases de betonagem e lançamento são analisadas em conjunto para que a melhor otimização da estrutura seja alcançada.

Em geral, os resultados desta primeira aplicação do sistema OPS mostraram-se satisfatórios na redução dos esforços na estrutura, redução do material utilizado e no tempo de execução da construção.

Na figura 2.10 pode-se observar os diagramas dos esforços atuantes no cimbra na fase de betonagem. Ao analisar o diagrama nota-se que a zona da consola, correspondente ao 1/5 do vão seguinte, não dispõe do sistema OPS devido ao fato dos esforços atuantes não serem condicionantes e por apresentar deformações reduzidas.

Fig. 2.10 – Diagrama dos esforços na viga durante a betonagem [13].¹

As forças verticais são transmitidas diretamente pelas escoras de desvio para as vigas. Este fenómeno faz com que as vigas apresentem esforços semelhantes a uma viga contínua com três vãos de 10m. Sendo assim, as escoras podem ser consideradas como dois apoios que reduzem cerca de 60% os esforços transversos e em 80% os momentos flectores.

Contudo, as reduções dos esforços não podem ser analisadas isoladamente visto que o esforço axial de cada viga é consideravelmente elevado pela força do pré-esforço. Em compensação, ao analisar as tensões resultantes, constatarem-se a redução de 60% das tensões de compressão das cordas superiores e de 40% no valor absoluto das tensões nas cordas inferiores, que passaram a estar comprimidas [13].

Ao comparar com os cimbres correntes, o cimbra da Ponte do Rio Sousa apresentou vantagens evidentes em relação à vários aspetos. Houve uma redução de cerca de 30% no volume de aço utilizado representando uma redução significativa no peso do equipamento e nos custos de aquisição. O sistema OPS possibilitou a programação da contra flecha e com isso um controle mais eficiente das deformações, sendo que, a máxima deformação à meio vão durante a betonagem foi de 2.5 mm [10].

Mesmo com a ausência de uma regulamentação para o dimensionamento de estruturas com carácter adaptativo, a monitorização contínua da estrutura garantiu maior segurança à operação e a metodologia apresentada nesse projeto atendeu às necessidades de segurança. O método construtivo foi otimizado e com ciclos de operação de 5 dias foi possível finalizar a construção de 23 vãos com um mês de antecedência em relação ao cronograma estipulado [10].

¹ Os diagramas dos esforços transversos apresentados na Figura 2.10 estão com sinais opostos à convenção de Resistência de Materiais.



Fig. 2.11 – Fecho da ponte Rio Sousa [13].

A implementação do sistema OPS permite desenvolver estruturas mais funcionais e leves. Maximizando o potencial do cimbra autolançável foi possível expandir os caminhos para novas soluções, e assim, desenvolvem-se novos tipo e configurações para essa estrutura.

A seguir serão apresentadas as novas possibilidades geradas pela implementação da tecnologia do pré-esforço orgânico no cimbra autolançável.

2.3.2. NOVAS POSSIBILIDADES COM A IMPLEMENTAÇÃO DO SISTEMA OPS

A aplicação do sistema OPS permitiu o desenvolvimento de estruturas mais leves e eficientes. Para maximizar o seu potencial, novas soluções de design foram estabelecidas com o intuito de agregar as vantagens estruturais com as necessidades construtivas.

Após a primeira aplicação do conceito do pré-esforço orgânico em um cimbra autolançável inferior, a sua implementação foi ampliada para os cimbres superiores utilizando os mesmos conceitos de controle de deformações. Os cimbres superiores apresentam vantagens importantes quando comparados aos inferiores, entre elas destaca-se a facilidade de montagem e acesso, maior estabilidade durante o lançamento e maior compatibilidade na construção de tabuleiros com inclinações [10]. Sendo assim, a implementação de um sistema OPS nestes equipamentos permite potencializar a sua utilização na construção de pontes e viadutos.

Uma das soluções desenvolvidas para o cimbra autolançável superior foi o tipo *Bowstring* composta por uma corda superior em arco e uma corda inferior controlada pelo sistema OPS durante a fase de betonagem. Na Figura 2.12 está representado o sistema OPS implementado em um cimbra autolançável superior composto por treliças modulares com seção transversal de 4.0 x 3.0 m e um comprimento total de 60 m para a construção de tabuleiros *in situ* com um vão máximo de 50 m.

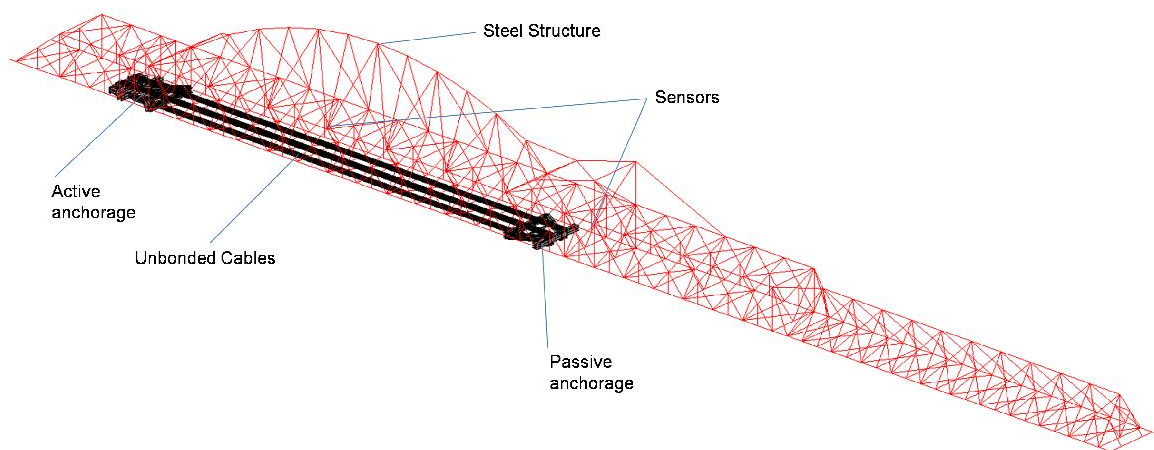


Fig. 2.12 – Sistema OPS em um cimbra autolanzável superior do tipo *Bowstring* [10].

O conceito do *Bowstring* é concretizado pela implementação do sistema OPS na corda inferior da viga principal, isto é, ao aplicar esforços nos cabos de pré-esforço o sistema impede o deslocamento dos nós nos encontros do arco com a viga principal e consequentemente garante a estabilidade do arco quando a estrutura é submetida ao peso do betão, permitindo assim a estrutura apresentar um comportamento do tipo *Bowstring* durante a fase de betonagem.



Fig. 2.13 – Cabos do sistema OPS na viga principal [14].

Além disso, o sistema implementado na corda inferior em conjunto com o arco, permite a redução significativa das deformações a meio vão da estrutura durante o despejo do betão, apresentando flecha máxima inferior à $L/2000$, ou neste caso, aproximadamente 2.5 cm [10].

A seção em consola, referente ao comprimento de 1/5 do vão seguinte, não possui o sistema de pré-esforço implementado, portanto, são incluídas duas barras superiores próximos aos eixos dos apoios dos pilares para garantir a rigidez necessária para o controle da deformação da estrutura em consola.

A estratégia de controle do OPS opera conforme a sua primeira aplicação na Ponte do Rio Sousa. A partir das medições dos sensores distribuídos ao longo da viga principal, utiliza-se as deformações como variáveis de controle. O sistema opera durante a fase de betonagem e as decisões são baseadas nos limites impostos ao algoritmo de controle que automaticamente regula as forças impostas nos cilindros hidráulicos. O tensionamento dos cabos de pré-esforço é realizado pelas ancoragens ativas (*Active Anchorage*) conforme representado na Figura 2.12.

Posteriormente, o sistema OPS foi desenvolvido baseado na solução estrutural das pontes estaiadas para a sua implementação em cimbres para a betonagem de vãos duplos. Neste caso, a fase de betonagem do cimbra é realizada simultaneamente em dois vãos sucessivos garantindo um carregamento simétrico da estrutura e permitindo o funcionamento adequado da solução do sistema OPS do tipo estaiado [14].

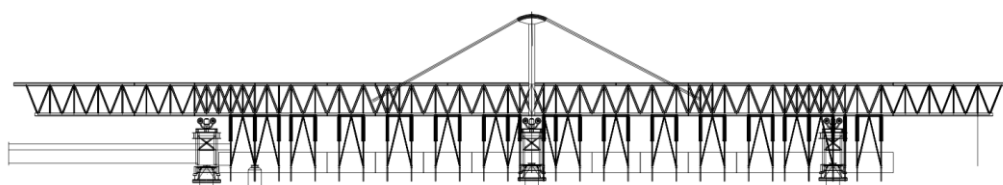


Fig. 2.14 – Cimbra superior duplo com sistema OPS [10]

O modelo do cimbra representado na Figura 2.14 possui o comprimento total de 83 m e apresenta a vantagem da possibilidade de betonagem de dois vãos de 25 m em um mesmo ciclo de operação, sem a necessidade da utilização de dois equipamentos independentes ou duas frentes de trabalho.

Neste caso, o sistema OPS é constituído por dois cabos superiores desviados por um elemento vertical localizado na parte central do equipamento e pelas ancoragens, ativa e passiva, localizadas na viga principal na seção de meio vão. Durante a fase de betonagem os cabos de pré-esforço são tensionados e o elemento vertical comporta-se como um apoio fictício para a viga principal [10]. Nota-se que este fenómeno é similar ao efeito das escoras no cimbra inferior apresentado anteriormente.

Sendo assim, além da redução das deformações a meio vão, a implementação do sistema OPS permitiu uma redução de cerca de 75% dos momentos fletores na fase de betonagem como pode-se observar na Figura 2.15. As tensões também sofreram reduções devido aos esforços axiais ocasionados pela aplicação do pré-esforço nos cabos, e assim, possibilitando o dimensionamento de seções mais esbeltas e uma estrutura mais leve [10].

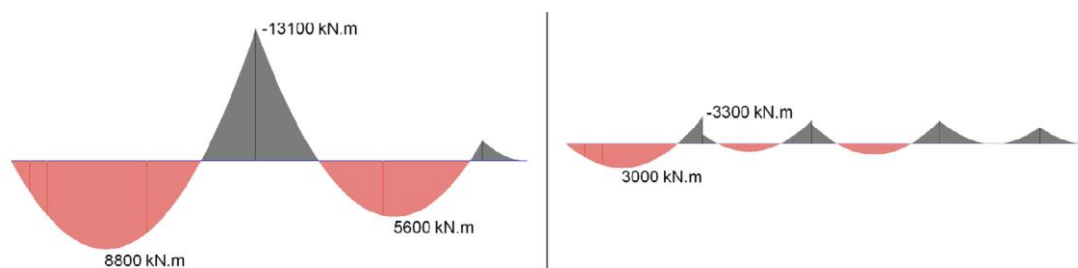


Fig. 2.15 – Diagrama de momentos fletores: a) Sem o OPS b) Com o OPS [10].

O sistema OPS opera de maneira similar ao apresentado anteriormente no cimbra de vão único. Neste caso, as decisões realizadas pelo algoritmo de controle são baseadas nas deformações a meio vão dos dois tramos compreendidos pelo cimbra. Esta diferença implica a necessidade de um sistema mais preciso no controle das deformações e em um sistema de alarmes mais rigoroso para a análise de resultados inesperados [10].

No contexto dos equipamentos utilizados na construção de tabuleiros de pontes com elementos pré-fabricado, o controle de deformações nestas vigas também é considerado como um fator essencial no impacto da produtividade deste equipamento. Ao contrário dos cimbres autolanzáveis, as vigas de lançamento não são constituídas com um sistema de cofragens tornando o equipamento mais leve. Com isso, as dificuldades no controle das deformações nestes equipamentos na construção de tabuleiros de grandes vãos utilizando o sistema OPS são mais simplificadas [14].

Apesar de serem estruturas mais leves, estes equipamentos, quando utilizados no método construtivo de aduelas pré-fabricadas, limitam-se a vãos com dimensões de cerca de 50 m. Para vãos além disto, este método apresenta um custo elevado devido à complexidade da montagem do equipamento projetado para sustentar o peso de toda uma extensão de segmentos [15].

A implementação da tecnologia do pré-esforço orgânico nas lançadeiras possibilitou novas soluções para a construção utilizando o método aduelas pré-fabricadas. Em 2013, em Santa Catarina no Brasil, a primeira viga com a tecnologia OPS foi utilizada na construção da Ponte Anita Garibaldi utilizando o método construtivo de aduelas pré-fabricadas.

A ponte Anita Garibaldi é uma ponte de concreto estaiada com um comprimento total de 2830 m, sendo a primeira ponte estaiada construída no Brasil com curvatura de planta. A ponte está inserida na BR-101, a principal via de transporte terrestre entre o Brasil e outros países do sul da América. A estrada existente estava visivelmente subdimensionada para o tráfego atual. A necessidade de acelerar a abertura da ponte levou à escolha do processo de construção com diferentes segmentos. Uma lançadeira com tecnologia OPS foi escolhido para a construção do Viaduto Leste e também do Viaduto Oeste, após um processo de desmontagem, transporte e remontagem [14]. Nos dois viadutos, foram construídos 43 vãos de 50 m com esta tecnologia e um ciclo de operação de uma semana. Este equipamento denominado LG 50/100 (Figura 2.16) foi desenvolvido pela empresa BERD, especificamente para a construção desta ponte, e demonstrou resultados satisfatórios em relação a produtividade [16].

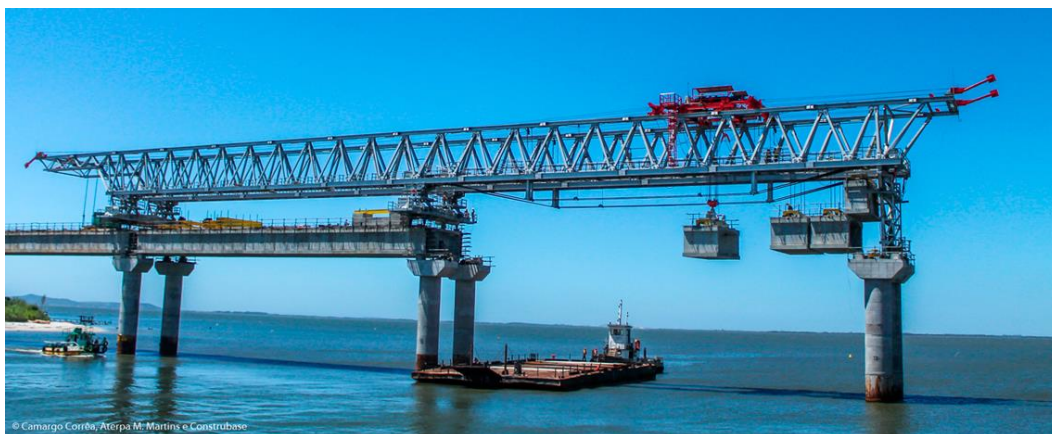


Fig. 2.16 – Lançadeira LG 50/100 com tecnologia OPS – Ponte Anita Garibaldi [16]

Atualmente diversos estudos estão sendo realizados para expandir o alcance das lançadeiras de aduelas pré-fabricadas implementadas com o sistema OPS para construção de tabuleiros de pontes e viadutos de grandes vãos, entre 70 m e 120 m.

A superação das limitações impostas pelas deformações no âmbito da construção utilizando aduelas pré-moldadas permite novos limites construtivos e o desenvolvimento de outras soluções criativas, como o caso da lançadeira híbrida. Este método construtivo, em desenvolvimento patenteado pela BERD, baseia-se na construção de tabuleiros com o recurso de aduelas pré-fabricadas em duas fases. A primeira fase consiste na elevação e pré-esforço da seção do tabuleiro simétrica relativamente ao pilar frontal que representa metade do comprimento de um vão. Em seguida, realiza-se a segunda fase com a elevação, fecho e pré-esforço do restante do tabuleiro [16].

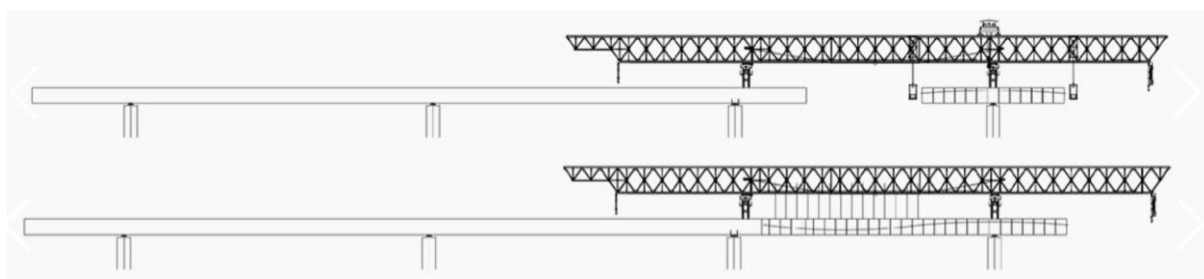


Fig. 2.17 – Fases da lançadeira híbrida [16].

2.5. CASO DE ESTUDO - CIMBRE AUTOLÁNCÁVEL MSS M1-70-S COM OPS

2.5.1 CONTEXTO DA CONSTRUÇÃO

Durante a realização da presente dissertação, o cimbra M1-70-S esteve em operação na construção de uma ponte rodoviária localizada na Bratislava. A ponte (*Bratislava Bypass*) é caracterizada por um comprimento total de 2,934.5m sendo um trecho localizado parcialmente sobre o Rio Danúbio.



Fig. 2.18 - Cimbra autolanzável MSS M1-70-S – Construção do Viaduto Oeste [11].

Dentre os aspectos estruturais, o projeto consta com dois viadutos de acesso, Leste e Oeste, e a ponte central com 900 m de comprimento. O viaduto Oeste é constituído por dez vãos de 67.5 m e dois de 53 m, enquanto o viaduto Leste é constituído por dezesseis vãos de 70 m, um de 62.5 m e um de 65 m. A largura do tabuleiro é de 14.3 m, em seção caixão betonada inteiramente em uma fase [12].

Como o maior vão dimensionado possui o comprimento de 70 m foi determinado a utilização do cimbra autolanzável M1-70-S devido a sua capacidade de betonagem de tabuleiros de ponte dessa magnitude. A classe M1 representa os equipamentos utilizados na construção de tabuleiros de grandes vãos compreendidos entre 70 m e 100 m [11], porém, neste projeto específico o cimbra limita-se na betonagem do vão até 70 m.

Um dos desafios deste projeto é a exigência de um resultado com qualidade em um curto período de tempo para sua finalização. Portanto, com o intuito de simplificar o processo construtivo, a superestrutura da ponte foi construída em duas fases, isto é, a viga central e as asas do tabuleiro foram construídas em fases distintas e utilizando diferentes equipamentos.

A viga central dos viadutos foi construída como um vão único contínuo utilizando o cimbra autolanzável enquanto a viga central da ponte foi construída utilizando o método do balanço sucessivo por aduelas. Para ambas as vigas, as lajes laterais do tabuleiro foram betonadas em uma segunda fase com equipamentos auxiliares. Deste modo o ciclo de operação do cimbra é otimizado [12].

Outra particularidade deste projeto é a proximidade do tabuleiro com o solo na passagem pelo dique no acesso Oeste. Com uma altura livre de cerca de 3 m, a utilização do cimbra superior foi essencial para realizar essa passagem com mínima interferência do solo [11].

O cimbra M1-70-S utilizado neste projeto conta com a implementação da tecnologia OPS de pré-esforço orgânico para a monitorização e compensação das deformações a meio vão das vigas do tabuleiro. A partir dos transdutores de pressão é possível identificar o momento que a flecha máxima é atingida para que o algoritmo do sistema ajuste automaticamente os cilindros hidráulicos do pré-esforço e realize a compensação da deformação. Sensores de pressão localizados nos apoios são utilizados como referência para a obtenção da deformação média. Neste projeto, a flecha de controle da betonagem foi de 10 mm.

Os componentes do sistema OPS implementado no cimbra M1-70-S estão indicados na Figura 2.19:

1. Ancoragem ativa;
2. Cilindro hidráulico;
3. Cordões de pré-esforço;
4. Unidade de controle e transdutores de pressão traseiro;
5. Transdutores de pressão a meio vão;

6. Transdutores de pressão frontal;
7. Ancoragem passiva.

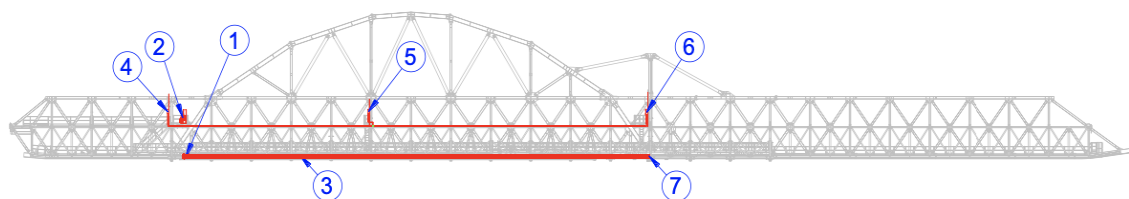


Fig. 2.19 – Configuração do sistema OPS no cimbra M1-70-S [12].

Além do sistema de monitorização do OPS, o cimbra utilizado na construção de doze vãos do viaduto Oeste apresenta um sistema de monitorização complementar composto por um conjunto de sensores como anemómetros, extensómetros e acelerómetros.

O sistema complementar faz parte do projeto de monitorização inteligente denominado SMART OPS que visa caracterizar o comportamento dinâmico e estático da estrutura quando submetida a diferentes esforços. O intuito do projeto é desenvolver ainda mais a capacidade de monitorização do sistema OPS. No capítulo 3 apresenta-se o detalhamento e características do projeto SMART OPS.

Sendo assim, a utilização do cimbra autolanzável valorizou as exigências de um ciclo rápido de construção e minimização da interferência com o solo. Nos subcapítulos a seguir, detalha-se o faseamento construtivo para a betonagem de um vão, assim como, os elementos estruturais que compõe o M1-70-S.

2.5.2. CICLO DE OPERAÇÃO DO CIMBRE

O cimbra autolanzável é caracterizado pelo seu ciclo de operação e divide-se em duas fases distintas, uma de lançamento da estrutura e outra para a betonagem do tabuleiro.

Durante a fase de betonagem, cilindros hidráulicos são acionados para o posicionamento da cofragem na cota desejada. A estrutura apoia-se sobre o pórtico de betonagem e do pilar. O pórtico de lançamento é posicionado próximo ao apoio de betonagem em preparação para a fase de lançamento. Na Figura 2.20 pode-se observar o pórtico do pilar apoiado sobre o segundo pilar, o pórtico de betonagem (Seção A-A) apoiado sobre a consola do vão betonado anteriormente e o pórtico de lançamento posicionado logo em seguida.

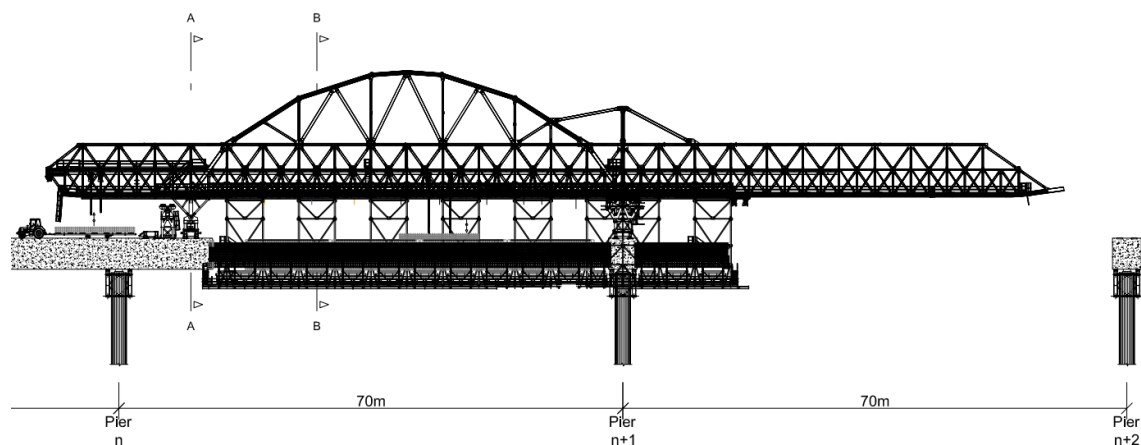


Fig. 2.20 – Posicionamento dos pórticos durante a betonagem.

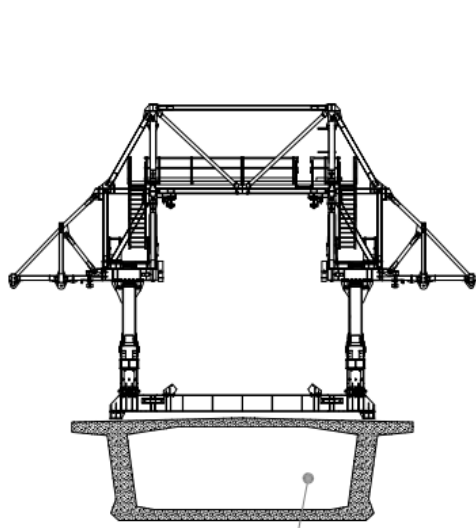


Fig. 2.21 – Corte A-A

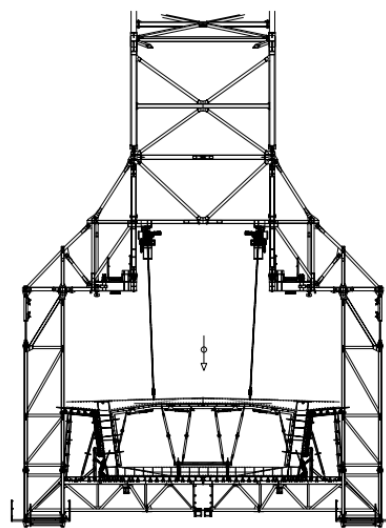


Fig. 2.22 Corte B-B

Com a estrutura posicionada, inicia-se a montagem da armadura do tabuleiro pela laje inferior, em seguida é posicionada a cofragem interna para então prosseguir com a montagem da armadura da laje superior. Com isso, a estrutura transversal é conectada à viga principal por meio de cabos de aço de forma a sustentar a cofragem e garantir a transmissão das forças para a viga principal (Figura 2.22).

Com a montagem da armadura do tabuleiro finalizada a betonagem é realizada em apenas uma fase. O despejo do betão é iniciado na seção do pilar e segue até a ponta da consola dianteira e simetricamente o equivalente para trás do pilar, e assim, prossegue até a junção do tabuleiro do vão anterior como indicado na Figura 2.23.

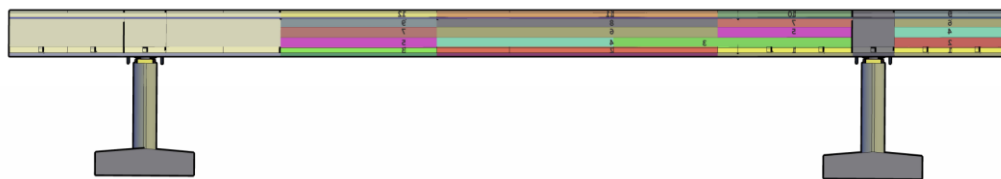


Fig. 2.23 – Sequência do despojo do betão

O sistema OPS é ativado automaticamente controlando as deformações devido ao peso do betão. Uma vez que o betão tenha alcançado a resistência necessária, o pré-esforço do tabuleiro é realizado e a estrutura transversal é desconectada da viga principal. Em seguida, os cilindros hidráulicos são ativados para que a cofragem externa seja deslocada verticalmente e desprendida do tabuleiro betonado.

Com isso, o pórtico de lançamento é ativado por meio de cilindros hidráulicos. Em seguida o apoio de betonagem é desativado e as estruturas transversais realizam um movimento rotacional de modo que possibilite a passagem do cimbra pela zona dos pilares. E assim, inicia-se a fase de lançamento.

O lançamento é concluído quando o cimbra percorre o vão de 67,5m até o próximo apoio do pilar. Esta fase ocorre em três etapas para a realização da troca de apoios necessárias para a estabilização apropriada da estrutura. A seguir descreve-se as etapas desta fase:

- Na primeira etapa ocorre um avanço de 12,5 m referentes à distância necessária para o nariz da estrutura apoiar-se sobre o pórtico do pilar seguinte:

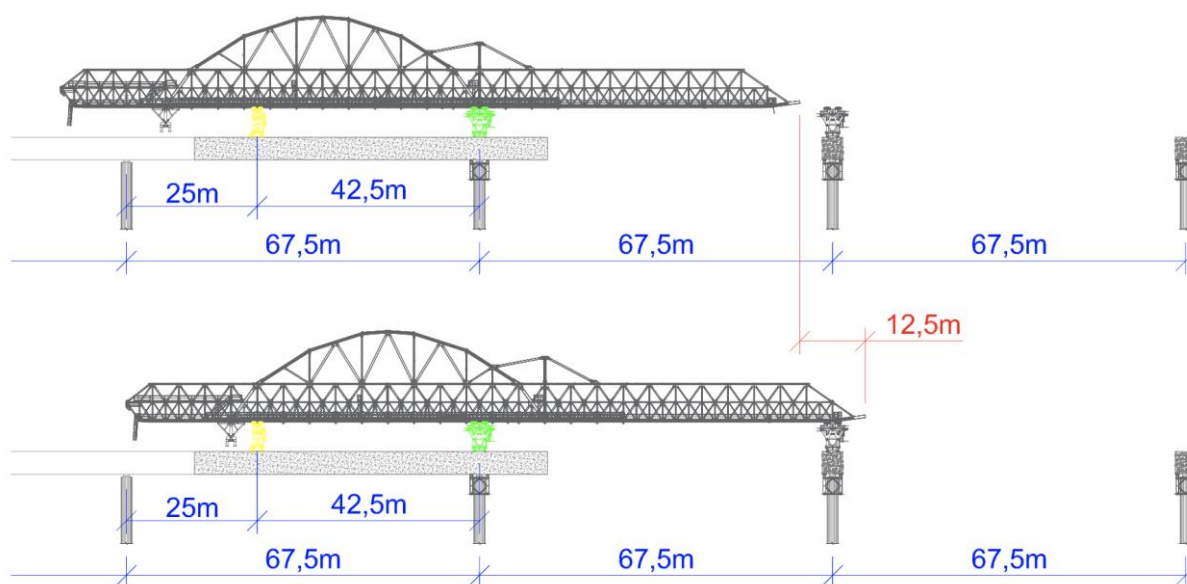


Fig. 2.24 – Primeira etapa do lançamento.

- Na segunda etapa ocorre um avanço de 20 m sobre três apoios. Ao final desta etapa o apoio de lançamento, agora localizado no nariz traseiro, é desativado:

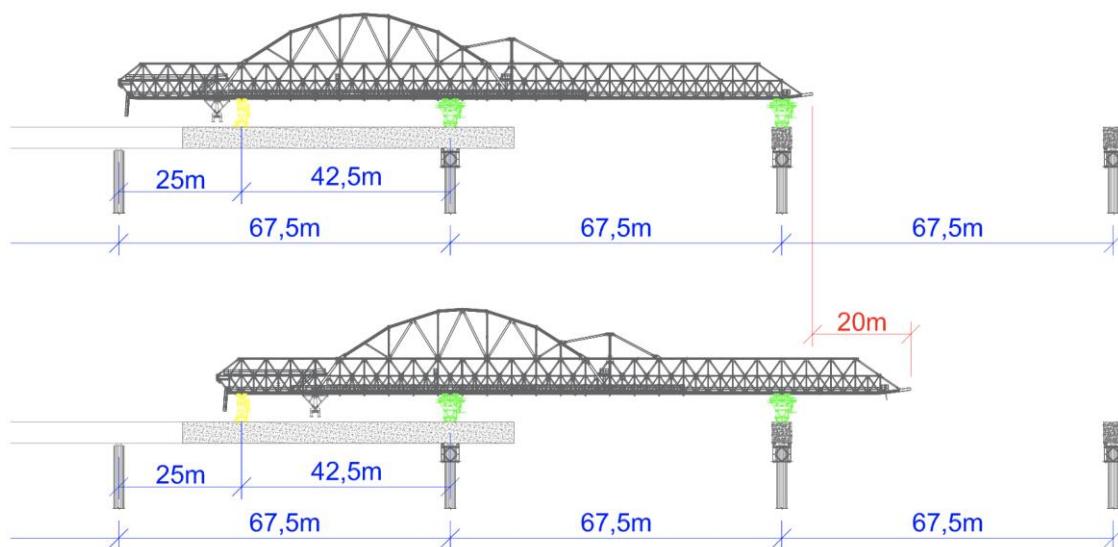


Fig. 2.25 – Segunda etapa do lançamento.

- Na terceira etapa ocorre o avanço final de 35m. A fase de lançamento é concluída com o posicionamento do cimbra sobre o apoio de betão:

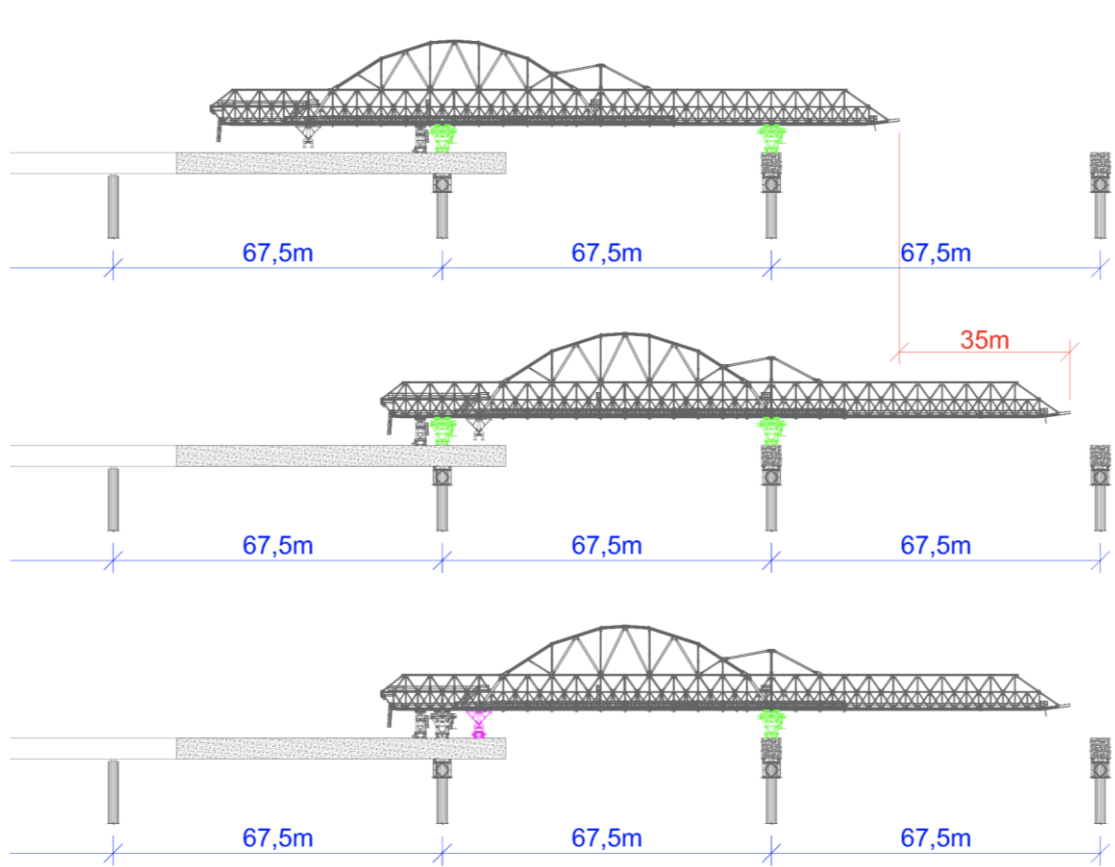


Fig. 2.26 – Terceira etapa do lançamento.

2.5.3. COMPONENTES DA ESTRUTURA DO CIMBRE

A estrutura do cimbra autolanzável é basicamente composta pela viga principal, estruturas transversais e pelo sistema de apoios. A seguir será detalhado os aspectos de cada elemento que compõe o MSS M1-70-S. Na Tabela 1 estão indicados os pesos próprios destes elementos e de outros componentes relevantes à estrutura.

Tabela 1 – Cargas dos elementos do cimbra M1-70-S

Peso Próprio	Fz (kN)	Fz (ton)
Viga Principal	6352	648
Estruturas Transversais	2023	206
Plataformas	516	53
Pórtico Dianteiro	893	91
Pórtico de Avanço	196.2	20
Cofragem Exterior	1442	147
Cofragem Interior	870	89
Betão	26545	2707
Armadura do Tabuleiro	2035	208

2.5.3.1. Viga principal

A viga principal do cimbra M1-70-S é caracterizada como sendo o principal elemento estrutural deste sistema. A viga possui a geometria de uma seção em caixa de treliça metálica com formato retangular e altura variável.

Na parte central superior é constituída por uma corda em arco que em conjunto com os cabos de pré-esforço forma uma solução do tipo “bowstring”. Conforme a necessidade, o tirante inferior é tracionado de forma a compensar as deformações principalmente durante a betonagem devido ao peso do betão fresco.

A viga principal é equipada com o sistema de pré-esforço OPS (*Organic Prestressing System*). O pré-esforço é ativado automaticamente conforme as cargas externas são aplicadas, sendo assim, o sistema é ativado apenas durante a fase de betonagem e pré-esforço do tabuleiro.

O lançamento da estrutura é garantido pela composição do nariz frontal e traseiro. O nariz traseiro consiste no prolongamento da viga principal formada por duas treliças verticais que permitem a montagem do pórtico de betonagem e do pórtico de lançamento quando necessário. Por outro lado, o nariz frontal, através do prolongamento da viga principal, possibilita o apoio da estrutura principal no pórtico do pilar por meio de macacos hidráulicos que regularizam o seu posicionamento [10].

O MSS também é equipado com guinchos operacionais que movimentam cargas relevantes ao longo da viga principal.

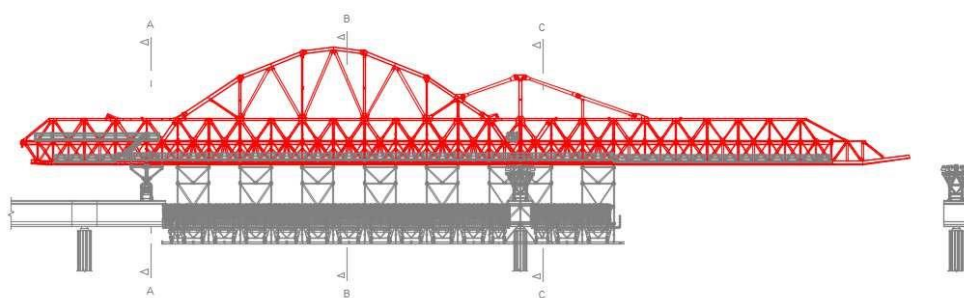


Fig. 2.27 – Alçado da viga principal.

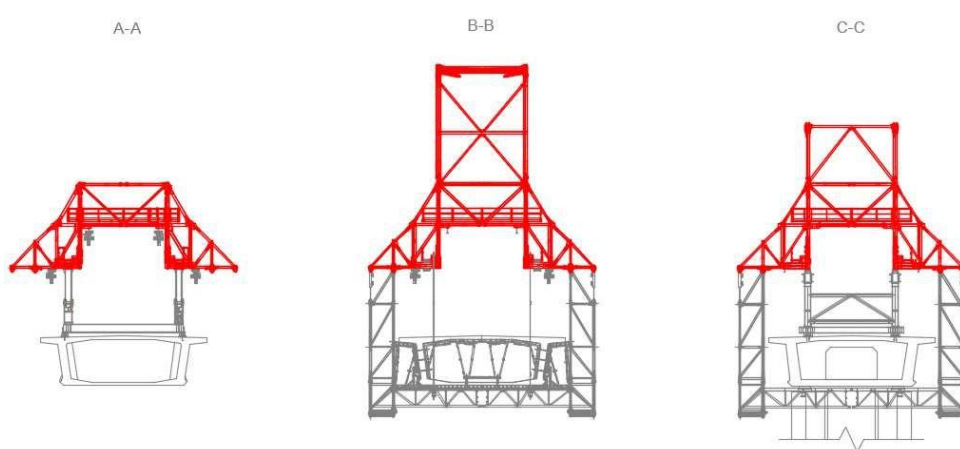


Fig. 2.28 – Corte da seção da viga principal.

2.5.3.2. Estrutura transversal

A estrutura transversal é constituída por 3 subconjuntos: Asas, Pendurais e Módulos Inferiores. As Asas são estruturas fixas que constituem prolongamentos transversais da viga principal. Os Módulos Inferiores promovem o apoio direto à estrutura da cofragem. Os Pendurais, permitem a ligação entre Asas e Módulos Inferiores e incorporam cilindros hidráulicos que permitem a rotação da estrutura.

No caso do cimbra superior a construção do tabuleiro é realizada sob a estrutura da viga principal e as estruturas transversais sustentam a cofragem e garantem a dimensão necessária para a betonagem do tabuleiro. Durante a fase de betonagem a estrutura transversal é conectada à estrutura principal por meio de cabos de aço de forma a transmitir os esforços devido ao peso do betão e reduzir as deformações da estrutura transversal.

Porém, para realizar o lançamento do cimbra os cabos de aço são desconectados e a estrutura transversal realiza o movimento de rotação através da atuação de cilindros hidráulicos. Este movimento permite a passagem do cimbra sem que a estrutura colida com os pilares. As estruturas transversais também possibilitam a betonagem de tabuleiro com certa inclinação longitudinal [10].

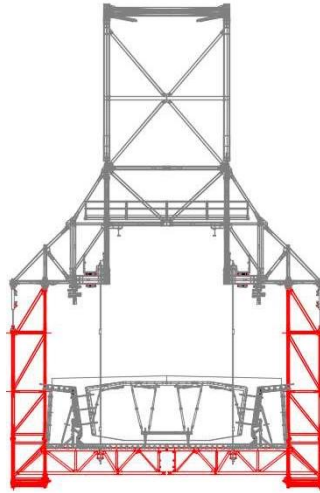


Fig. 2.29 – Estrutura transversal – Fase de betonagem.

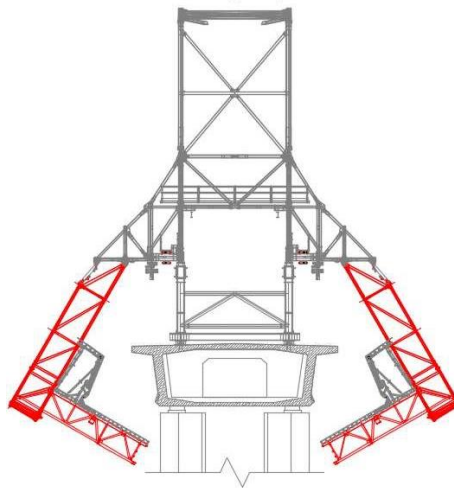


Fig. 2.30 – Estrutura transversal – Fase de lançamento.

2.5.3.3. Apoios

As estruturas de apoio da viga principal são constituídas por conjuntos de pórticos e Bogies. Os Bogies são estruturas de interface entre os pórticos e a viga principal e estão equipados com um sistema de rolamentos que viabilizam a locomoção longitudinal do equipamento.

A condição de apoio da viga principal do cimbra é alterada conforme o seu ciclo de operação. Durante a fase de lançamento a viga é suportada pelos pórticos de lançamento (LF) e do pilar (PF).

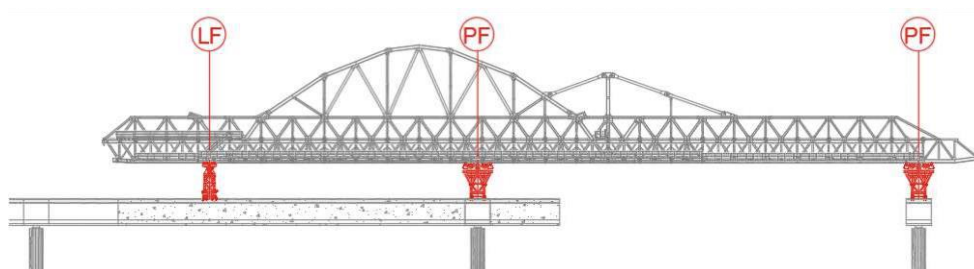


Fig. 2.31 – Pórticos de apoio de lançamento (LF) e do pilar (PF).

O pórtico do pilar é sempre posicionado sobre os pilares e permite realizar a transmissão das forças verticais da estrutura aos pilares. Além do peso próprio do cimbra e do betão, esses pórticos também são capazes de transmitir forças laterais e longitudinais devido a ação do vento e a locomoção do cimbra durante o lançamento.

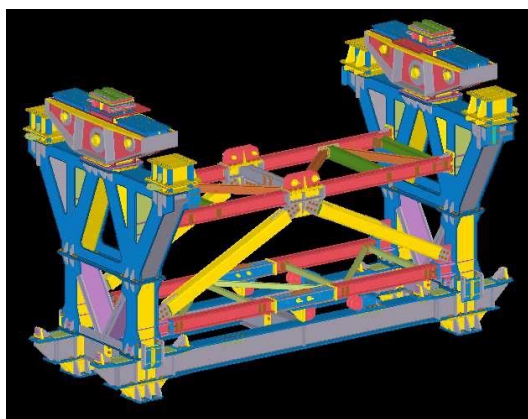


Fig. 2. 32 – Modelo 3D do pórtico do pilar.

O pórtico de lançamento é posicionado no início da fase de lançamento e constitui o apoio da parte traseira do cimbra durante o movimento inicial. Após 35m de movimento longitudinal o pórtico de lançamento é desativado por meio de cilindros hidráulicos e o cimbra passa a ser apoiado por dois pórticos de pilar. A sua função essencial é transmitir o peso da estrutura ao tabuleiro previamente betonado.

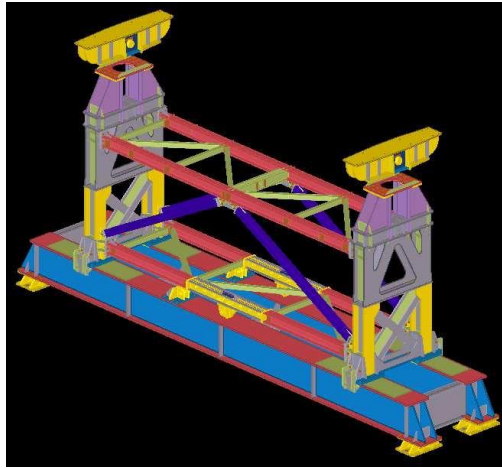


Fig. 2.33 – Modelo 3D do pórtico de lançamento

Durante a fase de betonagem, a viga principal suporta o peso do betão fresco e é submetida a momentos de flexão significativos. Nesta fase a viga principal é simplesmente suportada em 2 seções pelo pórtico de betonagem e pórtico do pilar.

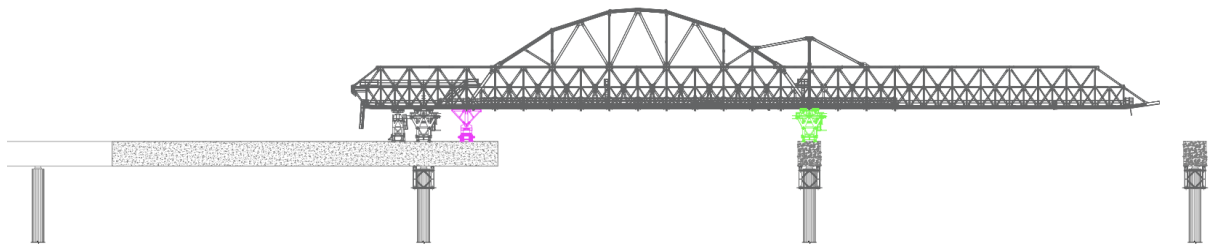


Fig. 2. 34 – Pórtico de betonagem (esquerda roxo) e pórtico do pilar (direita).

O pórtico de betonagem é conectado para fornecer o apoio traseiro à viga principal durante a fase de betonagem. Antes de iniciar o lançamento, o pórtico é desconectado da plataforma de betonagem e permanece inativo durante todo o lançamento.

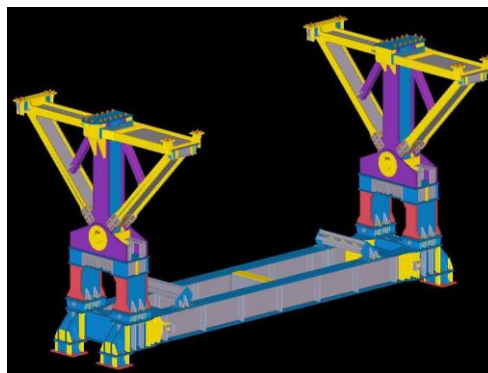


Fig. 2. 35 – Modelo 3D do pórtico de betonagem

3

DESCRIÇÃO DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

3.1. PROJETO SMART_OPS

Os dados experimentais usados no presente trabalho foram recolhidos no contexto do projeto em andamento denominado SMART_OPS. Este projeto contempla uma extensa campanha de monitorização. Contudo, neste trabalho serão avaliados apenas os dados experimentais provenientes da extensometria.

O projeto SMART_OPS tem como objetivo aprofundar e desenvolver soluções de monitorização para equipamentos de grandes dimensões utilizados na engenharia de pontes. Este projeto surge da necessidade de aprimorar diversos aspetos inerentes a estes equipamentos, como um baixo nível de instrumentação, elevados custos operacionais e baixa produtividade. Com isso, cria-se uma nova linha de investigação que busca desenvolver sistemas avançados de monitorização remota e inteligente em equipamentos de grande proporção como o cimbra autolanzável.

Ao implementar o sistema OPS, que dispõe de uma monitorização em tempo real do cimbra, as possibilidades de construção foram aumentadas e originou a nova gama de modelos denominada LMSS (*Large Moving Scaffolding System*). O LMSS tem-se consolidado como uma solução muito eficiente e produtiva na execução de tabuleiros de pontes e viadutos com vãos que variam de 70m à 90m, dimensões que antes não eram possíveis. A intenção é que o projeto possa desenvolver ainda mais a capacidade do sistema OPS através da monitorização inteligente.

Inicialmente a implementação de novos métodos construtivos gera insegurança por não possuir um estudo e conhecimento aprofundado. O setor construtivo ainda demonstra ser muito inflexível para novos métodos devido aos riscos associados ao baixo nível de conhecimento. Além disso, a engenharia de pontes está fortemente ligada ao sistema económico da sociedade e mobiliza consideráveis recursos financeiros. Além do âmbito económico, ela também se insere no âmbito político e social ocasionando um impacto muito expressivo localmente. Com isso, a linha de investigação torna-se essencial para a possibilidade de explorar novas soluções confiáveis e minimizar as incertezas para todas as partes envolvidas.

A recolha de dados da monitorização inteligente permite garantir a fiabilidade do LMSS. A partir da comparação de informação de múltiplos sensores é possível identificar a evolução de parâmetros fundamentais e estabelecer ações para comportamentos específicos de forma a garantir a segurança em momentos críticos.

Atualmente o projeto engloba a análise de diversos sensores, dos quais se destacam os anemômetros para a caracterização do vento atuante, acelerômetros para a identificação das frequências naturais da

estrutura e extensómetros para a avaliação de extensões de determinados elementos da estrutura. Foi realizado um estudo dos sinais, grandezas e parâmetros a recolher no sistema de monitorização tendo em conta o caso de estudo selecionado. O resultado deste estudo permitiu chegar à escolha do tipo de equipamento a usar e, também, à definição da posição dos equipamentos de medição ao longo da estrutura. Apresenta-se de seguida informação mais detalhada por cada subsistema do sistema de monitorização inteligente.

3.2. ANEMOMETRIA

Os anemómetros são utilizados essencialmente para a caracterização do vento atuante na estrutura e estudar o comportamento dinâmico do LMSS sobre a influência de diferentes regimes de vento.

Dado que o mesmo LMSS pode ser utilizado amplamente na construção de diversas pontes sem uma localização específica, como por exemplo, em países ou em até mesmo continentes diferentes, deve-se atentar às ações de dimensionamento que dependem da localização geográfica, como a ação do vento, neve e sismo. Dentre essas ações, o vento sempre estará presente e normalmente será uma das cargas condicionantes no dimensionamento do LMSS [19].

Devido às alterações climáticas que vem ocorrendo mundialmente, torna-se cada vez mais necessário o estudo detalhado das ações e fenômenos ambientais mais extremos independente da localização. Ao analisar o impacto dessas ações no cimbra é possível projetar os ajustes necessários para que o equipamento possa ser utilizado sem restrições de regiões.

Para a generalização da influência ambiental, deve-se avaliar e analisar os efeitos dinâmicos da ação do vento nas estruturas. Nos casos em que essa ação é pouco significativa as simplificações de cálculo normalmente utilizadas podem ser consideradas conservativas. Porém, nos casos em que a ação dinâmica é mais intensa, é necessário adotar processos mais complexos que considerem a sua influência na resposta dinâmica da estrutura [19].

As características geométricas e a resposta dinâmica do sistema estrutural, composto pelo cimbra e a ponte, também devem ser consideradas na caracterização da ação dinâmica. Isto se dá devido à influência mútua da interação do escoamento do ar com a resposta da estrutura.

O melhor entendimento de como as ações dinâmicas se desenvolvem e os seus efeitos na resposta estrutural permite obter parâmetros mais precisos resultando no dimensionamento de equipamentos mais eficientes, de melhor desempenho e consequentemente na redução de custos.

O projeto conta com o uso de 2 anemómetros em duas posições distintas para estabelecer a correlação espaço-tempo das características do vento e também para confirmar a veracidade da medição.

Na figura 3.1 representam-se as posições dos anemómetros na estrutura.

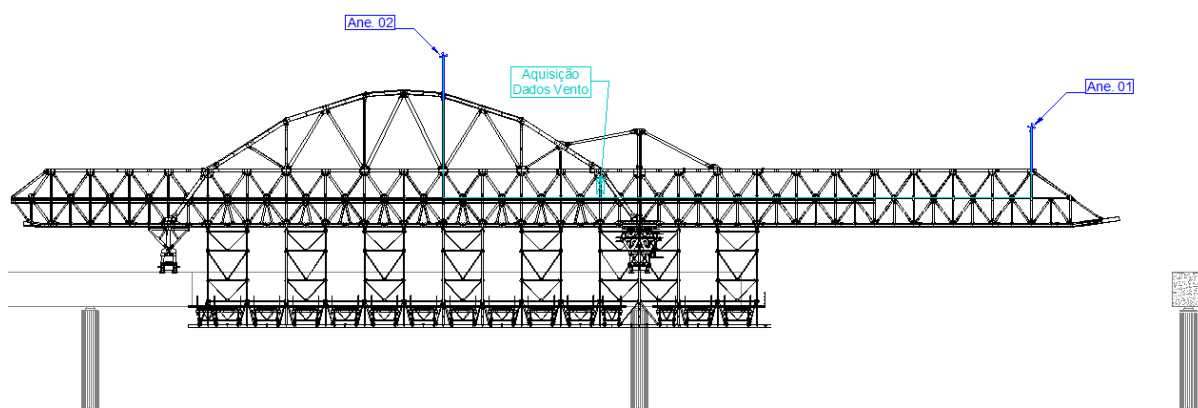


Fig. 3.1 – Localização dos elementos de anemometria na estrutura [19].

3.3. ACELERÓMETRIA

Os acelerómetros podem ser utilizados para a identificação das frequências naturais do sistema estrutural composto pelo cimbra e ponte, permitindo a aferição da condição estrutural em diferentes fases do processo construtivo.

Os efeitos dinâmicos em equipamentos de grandes dimensões são potencializados pelo tamanho do vão, isto é, vãos maiores resultam em estruturas mais flexíveis que conseqüentemente tornam-se mais sensíveis às ações de natureza dinâmica. Sendo assim, é esperado que o LMSS apresente frequências de vibração menores quando comparado ao cimbra MSS.

Portanto, através da utilização de acelerómetros distribuídos ao longo da estrutura obtém-se uma medição contínua da resposta da estrutura às ações dinâmicas. A partir do processamento das séries temporais da aceleração determina-se os parâmetros modais que regem o comportamento dinâmico da estrutura, como as frequências naturais e modos de vibração [19].

O projeto conta com a implementação de 3 acelerómetros triaxiais ao nível da corda intermédia da viga principal como indica na Figura 3.1. Sendo que, os acelerómetros “Ace. 01” e “Ace. 02” possuem posições fixas e o “Ace. 03” apresenta duas possíveis posições e pode ser ajustado conforme a necessidade.

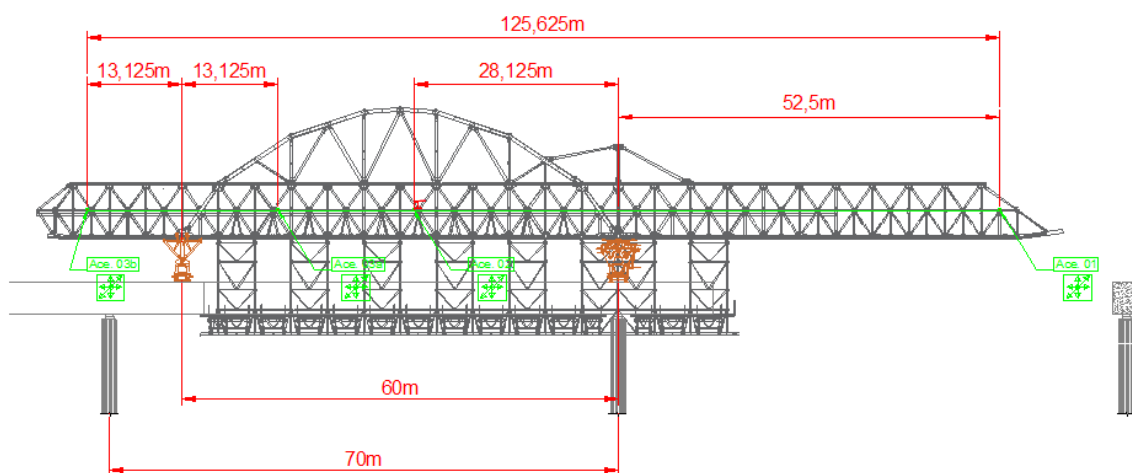


Fig. 3.2 – Localização dos elementos de acelerometria na estrutura [19].

3.4. EXTENSÓMETRIA

Os extensómetros são utilizados para a avaliação de extensões em elementos chave da estrutura. A partir das características geométricas dos perfis metálicos, esta análise também permite determinar os esforços atuantes durante as diversas fases de operação do cimbra.

Portanto, estes extensómetros são implementados em posições estratégicas para possibilitar a comparação das tensões na estrutura real com as estimadas numericamente nos modelos de cálculo.

Os extensómetros serão colocados na estrutura longitudinal da viga principal conforme a figura 3.3. Nas posições identificadas na figura, os extensómetros são de dois tipos:

- Extensómetros lineares nas posições: 1, 3, 4, 5, 6, 8, 9 e 11.
- Extensómetros roseta nas posições 7 e 2.

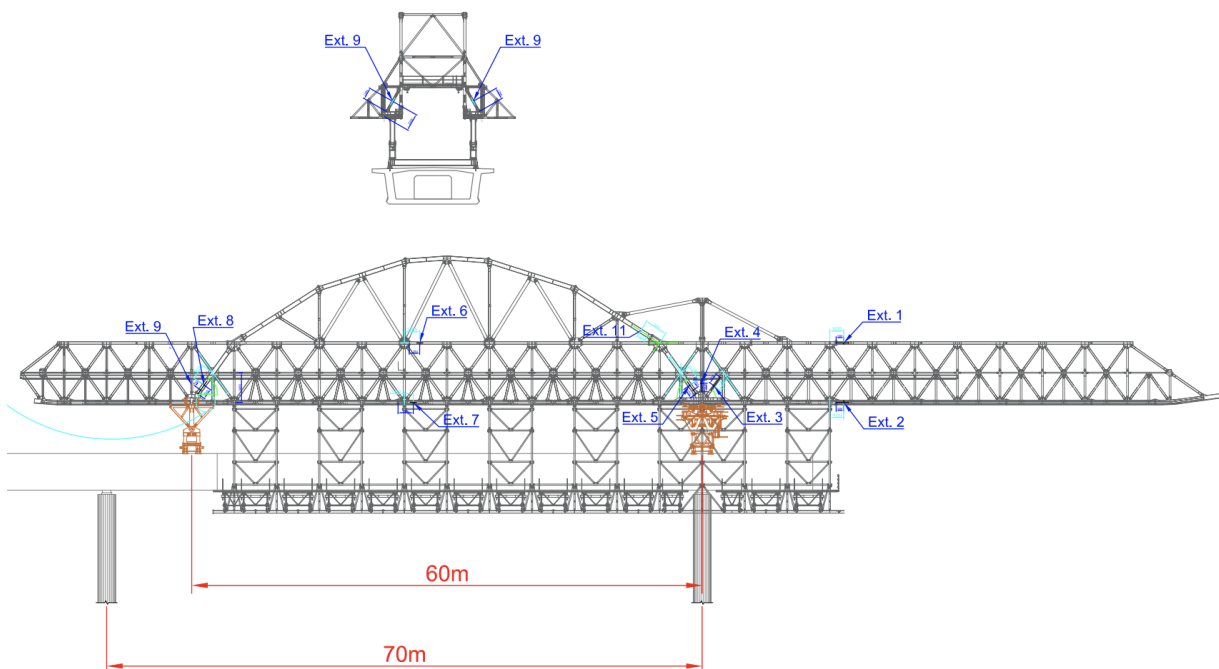


Fig. 3.3 – Localização dos elementos de extensometria na estrutura [19].

Esta distribuição de extensómetros é semelhante em ambos os planos longitudinais da viga principal exceto para os extensómetros 1, 6 e 11, ou seja, totalizando 17 seções instrumentadas.

Devido à influência das variações da temperatura nas extensões, são colocados também transdutores do tipo RTD (*Resistance Temperature Detectors*) em cada seção instrumentada com o objetivo de compensar os efeitos da temperatura e filtrar as extensões devidas à variação de temperatura do perfil metálico [19]. A Figura 3.4 apresenta o processo de instalação dos extensómetros do tipo linear e dos transdutores de temperatura. Primeiramente prepare-se a superfície com a retirada da tinta do perfil metálico e colam-se os extensómetros. Em seguida são colados os sensores de temperatura RTD e por fim implementa-se um isolamento para proteção mecânica do sistema.

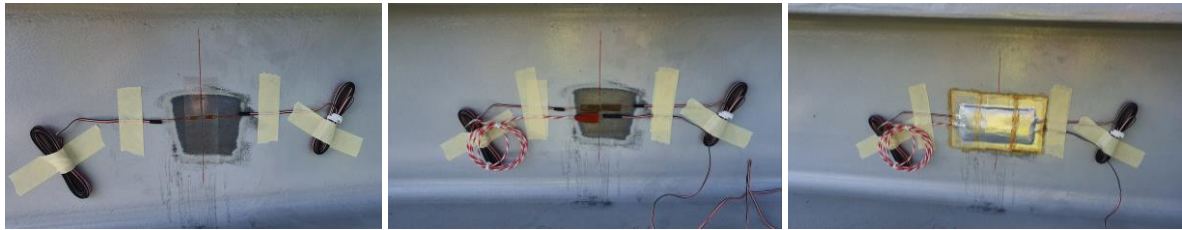


Fig. 3.4 – Faseamento da instalação dos sensores no cimbra: a) Colagem dos extensómetros na superfície preparada b) Colagem dos sensores de temperatura RTD c) Proteção mecânica dos sensores [19].

Os extensómetros e os RTD estão conectados ao equipamento CRIO da N.I. (*National Instruments*) que realiza a conversão do sinal elétrico dos sensores em números e os organiza em ficheiros digitalizados.

Os extensómetros tipo roseta, ao contrário do tipo linear, possibilitam a medição de extensões ao longo de diferentes direções. Este sensor é posicionado estrategicamente na corda inferior para analisar com maior detalhe a evolução das tensões durante a fase de lançamento da estrutura.

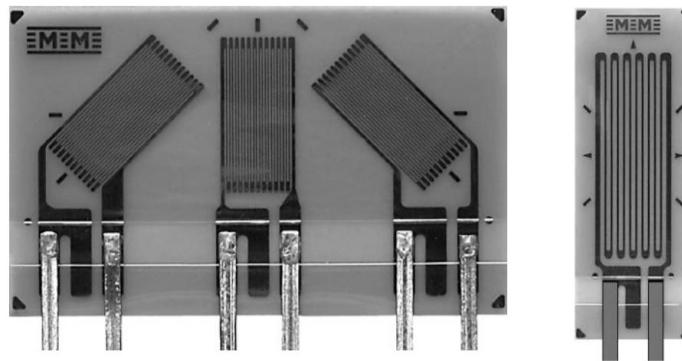


Fig. 3.5 a) Extensómetro Roseta 45° b) Extensómetro Linear [19].

Cada extensómetro possui um objetivo específico de monitorização. A Tabela 2 especifica o objetivo e o elemento estrutural a ser analisado de acordo com o respectivo sensor.

Tabela 2 - Objetivo principal de monitorização dos extensómetros

Extensómetro	Objetivo principal da monitorização
1	Flexão do Nariz em Betonagem e Avanço
2	Flexão do Nariz em Betonagem e Avanço
3	Flexão do nariz em Betonagem
4	Carga Betonagem Apoio Dianteiro
5	Arco em Betonagem e Avanço
6	Meio Vão em Betonagem
7	Meio Vão em Betonagem
8	Arco em Betonagem e Avanço
9	Carga Betonagem Apoio Dianteiro
10	Força OPS em Betonagem
11	Arco em Betonagem e Avanço

As medições da monitorização contínua são realizadas e armazenadas com uma frequência de 1Hz, podendo ser considerada a hipótese de realizar medições com frequência maior em algumas janelas temporais.

3.5. PROCESSAMENTO DOS DADOS

O sistema descrito permite caracterizar indiretamente as cargas atuantes e o comportamento estrutural, sendo que, a resposta estática da estrutura é determinada pela medição de extensões de elementos específicos e a resposta dinâmica é determinada pelos acelerómetros.

A seguir são apresentados os resultados obtidos com a extensometria durante um ciclo de operação do cimbra MS-70. Os dados compreendem as extensões medidas a cada minuto durante 16 dias. Os extensómetros denominados com a letra “D” localizam-se na viga principal localizada no lado direito e os que possuem a letra “E” localizam-se na viga principal no lado esquerdo. Contudo, os extensómetros 1, 6 e 11 foram instrumentados apenas no plano “D” e os resultados experimentais do extensómetro 10 não serão analisados neste trabalho.

Apesar da simetria longitudinal da estrutura, os resultados apresentam algumas diferenças quando comparadas as extensões nos dois eixos. Este fenómeno pode ser justificado pela influência de fatores externos e ambientais na estrutura, como também, pequenas diferenças de nivelamento e calibração dos cilindros hidráulicos dos pórticos de apoio. Também deve-se considerar que a condição de uma simetria perfeita na realidade nunca de fato será alcançada, mas sim, uma situação muito próxima.

Os resultados compreendidos entre os dias 02 de outubro e 14 de outubro são referentes as atividades de preparo da betonagem, como montagem da armadura e cofragem. Com isso, as extensões nas duas primeiras semanas do ciclo de operação apresentam pouca oscilação devido à pequena variação das cargas impostas na estrutura. No dia 14 de outubro foi realizada a betonagem do vão e pode-se observar a ocorrência da variação significativa das extensões ocasionadas pelo despejo do betão principalmente nos extensómetros 3 ao 11. Os extensómetros 1 e 2 são mais sensíveis aos esforços ocasionados pela

fase de lançamento, portanto, não apresentam variações de extensões significativas até o início do lançamento no dia 17 de outubro.

Nota-se também a ocorrência de variações diárias das extensões nos elementos da estrutura motivadas pela variação da temperatura. Contudo, neste trabalho a influência da temperatura não será minimizada visto que os efeitos das ações de betonagem e lançamento se apresentam como altamente superiores.

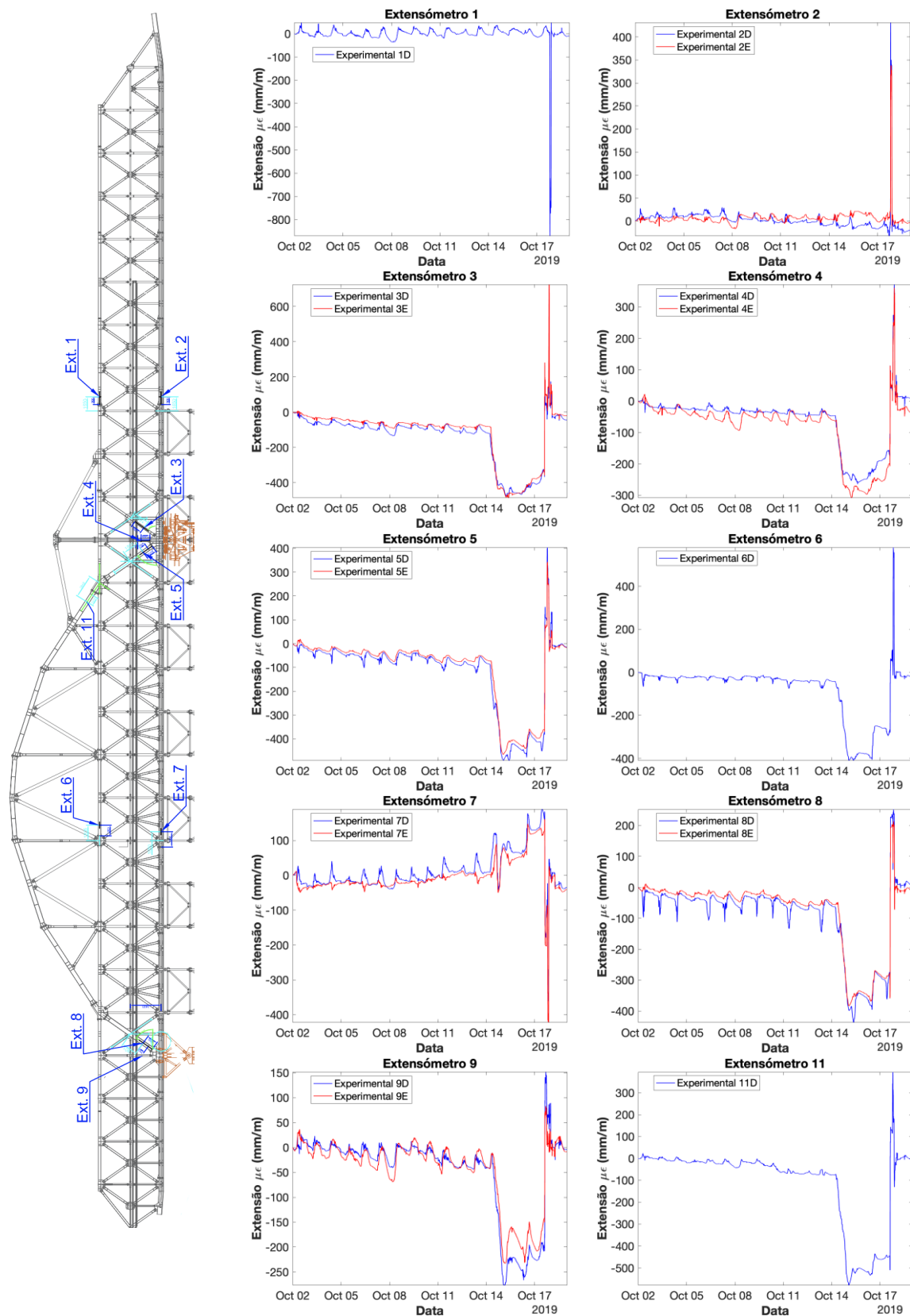


Fig. 3.6 – Gráficos dos dados experimentais da extensometria e localização dos sensores.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO NUMÉRICO

A modelação numérica do cimbra autolanzável em estudo foi desenvolvida utilizando o software *AutoDesk Robot Structural Analysis Professional 2018* e disponibilizada pela empresa BERD.

Dentro de um ciclo de operação, o cimbra possui duas fases distintas: a betonagem do tabuleiro e o lançamento da estrutura para o próximo tramo. Durante a fase de betonagem a estrutura principal é suportada em duas seções, enquanto na fase de lançamento, dependendo da posição do lançamento, a estrutura principal é suportada em duas ou três seções. Portanto, foram disponibilizados dois modelos numéricos para a melhor representação das características individuais de cada fase, sendo que, a estrutura principal (Figura 4.1 e Figura 4.2) mantém-se igual mas com sistemas dos apoios distintos.

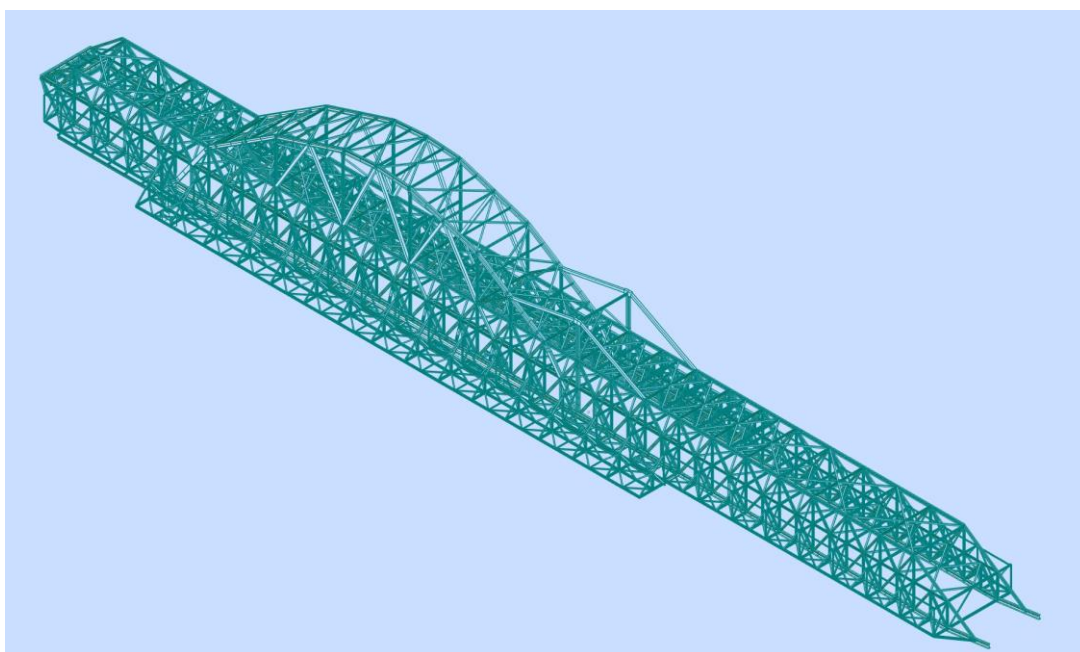


Fig. 4.1 - Perspectiva da estrutura principal do modelo numérico.

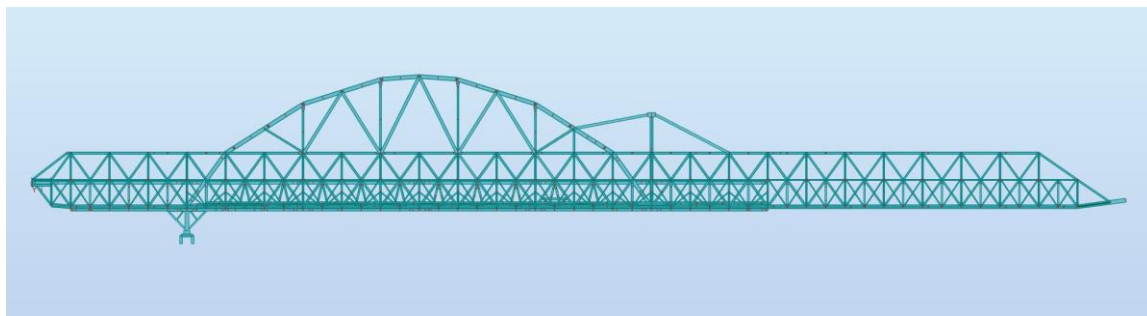


Fig. 4.2 - Alçado da estrutura principal do modelo numérico.

Os modelos em estudo são de carácter tridimensional compostos por elementos de barra com 6 graus de liberdade por nó. Durante a análise admite-se a linearidade das propriedades dos materiais e da geometria das secções, ou seja, considera-se que o comportamento dos materiais em termos de deformações face a tensão aplicada respeita a lei de Hooke nunca entrando em regime não linear. Na construção dos modelos numéricos foi utilizado o aço S 355 com as seguintes características:

Tabela 3 – Características do Aço S355

Aço S355	
Características	Valor utilizado
E (MPa)	210000
ν	0.3
G (MPa)	81000
Densidade (kN/m^3)	77.01
F_y (MPa)	355

Na análise dos modelos numéricos deseja-se obter os esforços nas barras que correspondem aos extensómetros instalados no címbre em operação. Criam-se pequenas barras de 10 mm no modelo numérico para representar cada sensor, a partir do posicionamento indicado na Figura 3.3 e assim obter a melhor estimativa das tensões locais. Em obra nem todos os sensores foram implementados dos dois lados, mas na modelação numérica para efeito de comparação dos resultados foram considerados 10 sensores na viga do lado direito e 10 sensores na viga do lado esquerdo.

Para o intuito desta análise de tensões será considerado apenas cargas verticais no nós da estrutura. Portanto, no cálculo das tensões normais os efeitos dos momentos flectores são desconsiderados devido ao fato das ações horizontais, como o vento, não serem analisadas. Além disso, os sensores localizam-se muito próximos ao eixo neutro do perfil metálico em que se encontram, resultando em tensões motivadas por eventuais momentos flectores muito pequenas e irrelevantes nesta análise.

Os pesos próprios considerados estão listados a seguir:

- Estrutura principal;
- Estrutura transversal;
- Cofragem;
- Plataforma e equipamentos;
- Betão da plataforma;
- Armadura suspensa no lançamento;
- Armadura do tabuleiro;
- Betão do tabuleiro;
- Trilho de movimentação.

A Tabela 4 indica os perfis metálicos da estrutura de acordo com o extensómetro associado.

Tabela 4 – Perfis metálicos da estrutura

Extensómetro	Perfil Metálico
E1, E6	MG SC HEB 300
E2	MG IC 30_45_2,5
E3	MG VD HEB 260
E4	MG MV CROSS
E5	MG VD WP 44_30_23_3_3_1,5
E7	MG IC 35_44_3_3
E8	MG VD WP 44_30_24_3_3_1
E9	MG IBT HEB 220
E11	ARCH IP 30_44_3_3

Os extensómetros 2, 4, 5, 7 e 8 estão instrumentados em perfis metálicos não comerciais. Na Figura 4.3 estão representadas as secções transversais destes perfis não comerciais presentes no cimbra em análise.

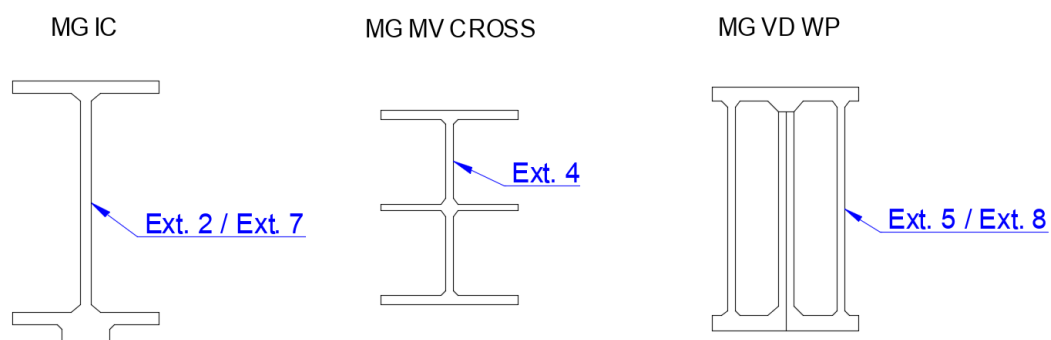


Fig.4.3 – Secções transversais dos perfis metálicos não comerciais.

4.2. ANÁLISE DO MODELO DE BETONAGEM

Durante a fase de betonagem os apoios da estrutura principal estão representados na Figura 4.4:



Fig. 4.4 - Apoios do Modelo Numérico de Betonagem.

O modelo disponibilizado continha ações de dimensionamento para um vão de 70 m. Porém, o cimbra a ser analisado neste trabalho foi utilizado para a betonagem de um vão de 67.5 m. Sendo assim, foi necessário ajustar as ações para um vão referente a 67.5 m para obter uma estimativa mais aproximada das tensões durante a fase de betonagem.

Para a análise desta fase foram consideradas cinco operações. As cargas atuantes em cada operação foram adotadas conforme a Tabela 5. As operações e os respectivos casos de carga no estado de serviço estão indicados na Tabela 6.

Tabela 5 – Cargas atuantes na fase de betonagem

Peso Próprio	Operação				
	Montagem da armadura	Início da betonagem	Fim da betonagem	Cura do betão	Descofragem
Estrutura principal	x	x	x	x	x
Estrutura transversal	x	x	x	x	x
Cofragem externa	x	x	x	x	x
Cofragem interna		x	x	x	
Plataforma e equipamentos	x	x	x	x	x
Armadura suspensa durante lançamento	x				x
Betão nas plataformas	x	x	x	x	x
Trilho de movimentação	x	x	x	x	x
Armadura do tabuleiro		x	x	x	
Betão do tabuleiro			x	x	

Tabela 6 – Casos de carga na fase de betonagem

Operação	Caso de Carga
Montagem da Armadura	201: SLS Positioning POS
Início da Betonagem	202: SLS Steel Reinforcement SR
Fim da Betonagem	203: SLS Concreting CONC
Cura do betão	203: SLS Concreting CONC
Descofragem	201: SLS Positioning POS

Após a obtenção dos esforços axiais (N), para comparação com os resultados dos extensómetros, calcula-se as tensões normais (σ) e as extensões (ε) referentes a cada extensómetro a partir da área (A) da seção do perfil metálico correspondente, onde:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2)$$

4.3. ANÁLISE DO MODELO DE LANÇAMENTO

Durante a análise da fase de lançamento diversos modelos numéricos serão utilizados com o intuito de simular os diferentes efeitos provocados na estrutura principal devido a sua movimentação longitudinal. Os apoios da estrutura principal estão representados na Figura 4.5 a seguir:

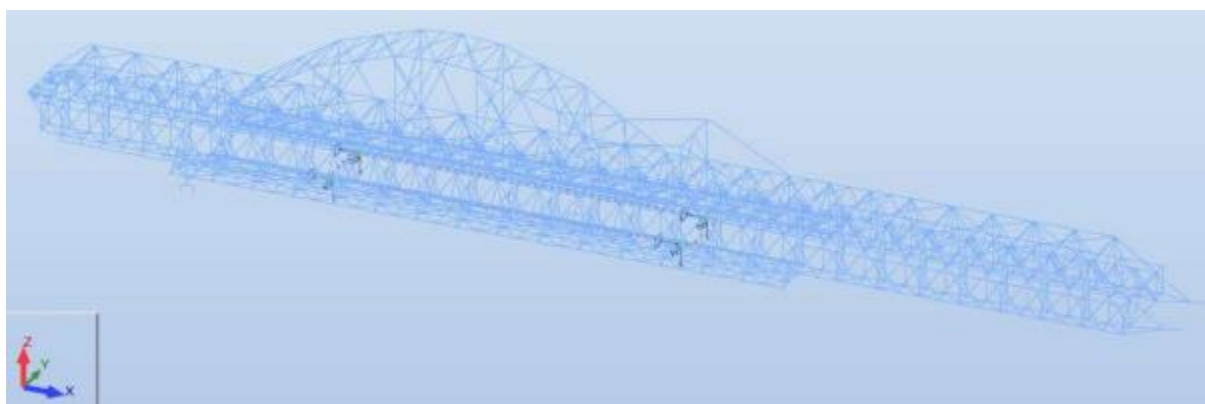


Fig. 4.5 - Apoios na Fase de Lançamento – Posição Inicial.

Os apoios durante esta fase são Bogies simulados através da modelação de barras como mostra a Figura 4.6.

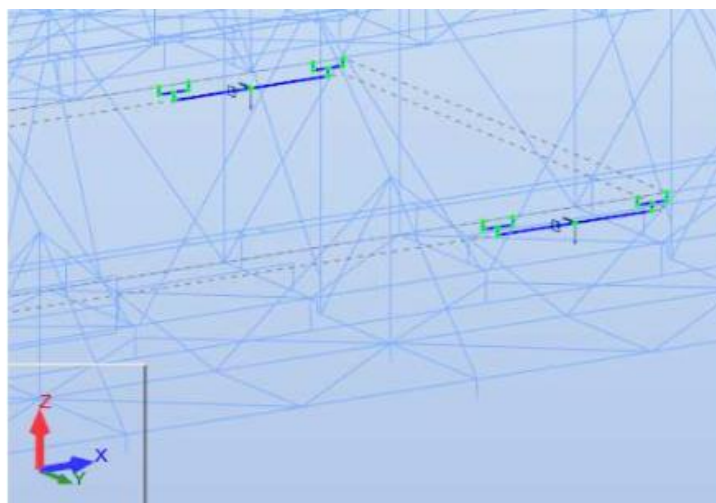


Fig. 4.6 - Detalhamento da estrutura dos Bogies do apoio.

O lançamento é concluído quando o cimbra percorre o vão de 67.5 m até o próximo apoio do pilar. Esta fase ocorre em três etapas para a realização da troca de apoios necessárias para a estabilização apropriada da estrutura.

Portanto, para a análise mais aproximada dos esforços durante todo o lançamento foi gerado um modelo numérico para cada 1 m de avanço realizado, assim como, no início e final de cada etapa para a caracterização da troca de apoios. Sendo assim, no total foram gerados 73 modelos numéricos para a fase de lançamento.

Para a análise desta fase foram consideradas três operações. As cargas atuantes em cada operação foram adotadas conforme a Tabela 7 e os respectivos casos de carga estão indicados na Tabela 8.

Tabela 7 – Cargas atuantes na fase de lançamento

Peso Próprio	Operação		
	Abertura da estrutura transversal	Avanço posição 0...i	Fecho da estrutura transversal
Estrutura principal	x	x	x
Estrutura transversal	x	x	x
Cofragem externa	x	x	x
Cofragem interna			
Plataforma e equipamentos	x	x	x
Armadura suspensa durante lançamento	x	x	x
Betão nas plataformas			
Trilho de movimentação		x	
Armadura do tabuleiro			
Betão do tabuleiro			

Tabela 8 – Casos de carga na fase de lançamento

Operação	Caso de Carga
Abertura das estruturas transversais	103: Aux_MSS DW - Transversal Structures TS Opening
Avanço 0...i	301: SLS LAUNC – NoWind
Fecho das estruturas transversais	103: Aux_MSS DW - Transversal Structures TS Opening

Em certas posições do avanço a estrutura do apoio do pilar não estava totalmente em contato com a estrutura do cimbra (Figura 4.7) ocasionando uma incoerência na verificação das reações de apoio. Esta ocorrência deve-se ao fato de que a estrutura do apoio, modelada como barras, apresentar uma dimensão distante da estrutura real. Sendo assim, foi necessário ajustar a angulação da corda inferior próxima ao nariz (Figura 4.8) para que a transferência dos esforços seja efetiva.

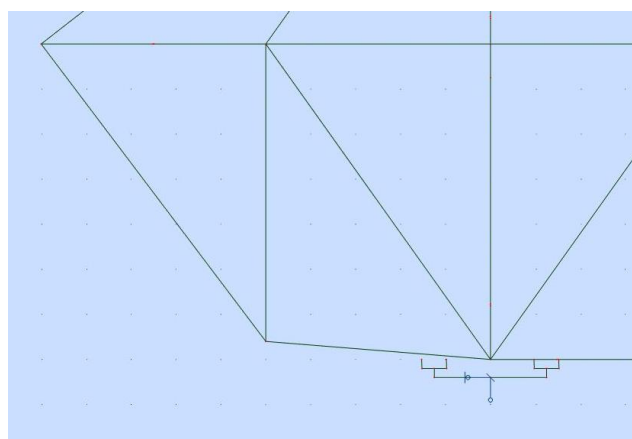


Fig. 4.7 - Modelo antes do ajuste.

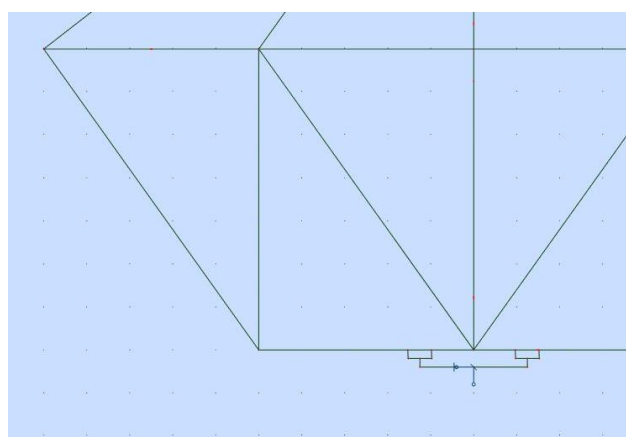


Fig. 4.8 – Modelo após o ajuste.

Após a obtenção dos esforços axiais para cada operação e avanço parcial da estrutura, calcula-se as tensões normais referentes a cada extensómetro conforme descrito previamente no item 4.2. utilizando as equações (1) e (2).

4.4. RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados dos esforços axiais durante um ciclo de operação do cimbra autolanzável. Para o caso do modelo numérico, os resultados em ambos os eixos apresentam valores muito próximos devido a sua simetria no eixo longitudinal, sendo assim, será apresentado apenas uma curva gráfica para cada barra correspondente ao extensómetro representando os dois eixos.

Referente as fases do ciclo analisadas, nota-se que o ciclo do cimbra se inicia na betonagem do vão, com a operação da montagem da armadura, e termina na iminência da betonagem do vão seguinte. O lançamento da estrutura foi segmentado em três etapas para a melhor distinção dos esforços devido a alternância da condição de apoio submetida à estrutura. Sendo assim, ao analisar os gráficos observa-se que em determinadas fases a estrutura é submetida a uma variação de tensões significativas. A análise dos resultados do modelo numérico através de gráficos de evolução de esforços ao longo das etapas de operação permite compreender melhor o comportamento de determinados elementos estruturais do cimbra durante toda a sua operação.

Nos gráficos referentes as barras correspondentes aos extensómetros 1 e 2, é possível observar a ocorrência de variações significativas nos esforços axiais na transição da primeira para a segunda etapa do lançamento da estrutura, mais precisamente entre o final do 1º avanço e início do 2º avanço, assim como, na transição do segundo para o terceiro avanço. Este comportamento é justificado pelo fato de que estes sensores estão localizados no nariz da estrutura que, inicialmente, é caracterizado como uma consola apresentando esforços de tração na corda superior (Ext. 1) e de compressão na corda inferior (Ext. 2). Ao iniciar a segunda etapa do lançamento, o segundo pórtico do pilar é acionado por cilindros hidráulicos e o nariz é apoiado sobre o pórtico, ou seja, esta seção passa a se comportar como uma viga biapoiada e a redistribuição dos esforços é realizada. Na terceira etapa do lançamento o cimbra retorna para a situação de dois apoios e o nariz frontal à condição de consola. Durante a fase de betonagem esta seção corresponde ao 1/5 do vão seguinte que não está implementada com o sistema OPS.

Devido à ocorrência do peso próprio do betão, a fase de betonagem resulta em picos de esforços de compressão na maior parte dos extensómetros. Porém, no extensómetro 7 esta fase resulta em esforços de tração devido ao fato deste sensor estar localizado na corda inferior da viga na seção de meio vão.

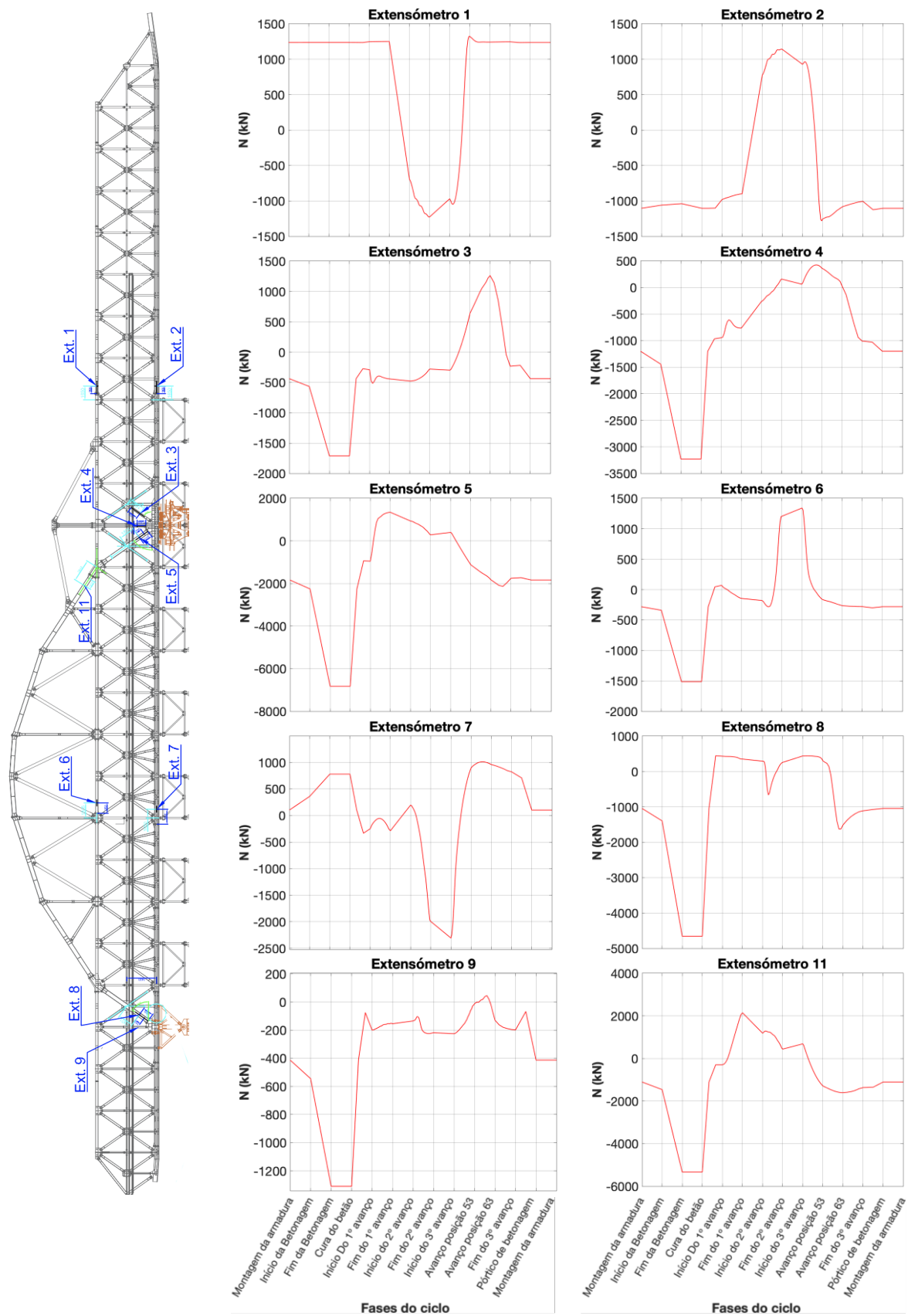


Fig. 4.9 – Gráficos dos esforços axiais do modelo numérico e localização dos sensores.

5

RESULTADOS NUMÉRICOS VS EXPERIMENTAL

5.1. COMPARAÇÃO INICIAL DOS RESULTADOS

A compatibilização dos dados experimentais com os dados do modelo numérico é fundamental para a melhor compreensão e análise dos resultados. A partir da compatibilização é possível comparar os resultados e identificar os pontos críticos que são mais divergentes, para então, realizar os ajustes de modo a alcançar a melhor aproximação entre o modelo numérico e os resultados experimentais.

Inicialmente foi preciso transformar as extensões e forças axiais em tensões para a obtenção de uma variável de análise em comum. Em seguida, utilizando softwares como o Excel e Matlab, foi realizado o ajuste no eixo das ordenadas para uma origem em comum utilizando os dados do modelo numérico como referência. Tal é necessário pois o valor absoluto das medições experimentais não tem significado, pelo fato das extensões existentes na peça quando a aplicação dos extensómetros serem desconhecidas. Deste modo foi possível verificar as amplitudes das curvas e identificar os pontos correspondentes entre os dados experimentais e numéricos no eixo das abcissas. A compatibilização do eixo das abcissas foi realizada através de um processo manual e iterativo de forma a obter a melhor aproximação possível. Tal foi necessário pois não existem registros de data/hora associadas ao início e fim das diferentes etapas que compõem o ciclo de operação do cimbra.

No presente trabalho são utilizados dados experimentais coletados através das medições das extensões em intervalos de um minuto durante 16 dias. Contudo, não é possível obter resultados no modelo numérico utilizando uma escala de tempo real, sendo assim, foi realizado uma segmentação de etapas do ciclo de operação do cimbra considerando os diferentes casos de carga atuantes na estrutura durante cada etapa. Ao compatibilizar os dados, foi identificado que os 14 dias iniciais dos dados experimentais se remetem à fase de betonagem, sendo que, no modelo numérico esta fase está compreendida entre os 4 primeiros pontos. Já o processo de lançamento da estrutura é realizado em um dia, porém no modelo numérico, esta operação foi segmentada em 70 pontos distintos.

Portanto, este método apresenta uma discrepância na quantidade de dados experimentais referentes a cada fase do modelo numérico e isto acarreta que os resultados experimentais, apresentados anteriormente na Figura 3.6, tenham sido compactados ou expandidos ao longo do eixo do x em função do número de leituras associadas a cada fase de operação do cimbra.

Os resultados experimentais e numéricos compatibilizados estão dispostos na Figura 5.1. Verifica-se que para os pontos instrumentados em análise, mesmo sem qualquer ajuste de modelo numérico, apresentam uma boa concordância entre resultados numéricos e experimentais. As discrepâncias mais significativas estão associadas à etapa de betonagem e são observadas nos extensómetros 4 e 9.

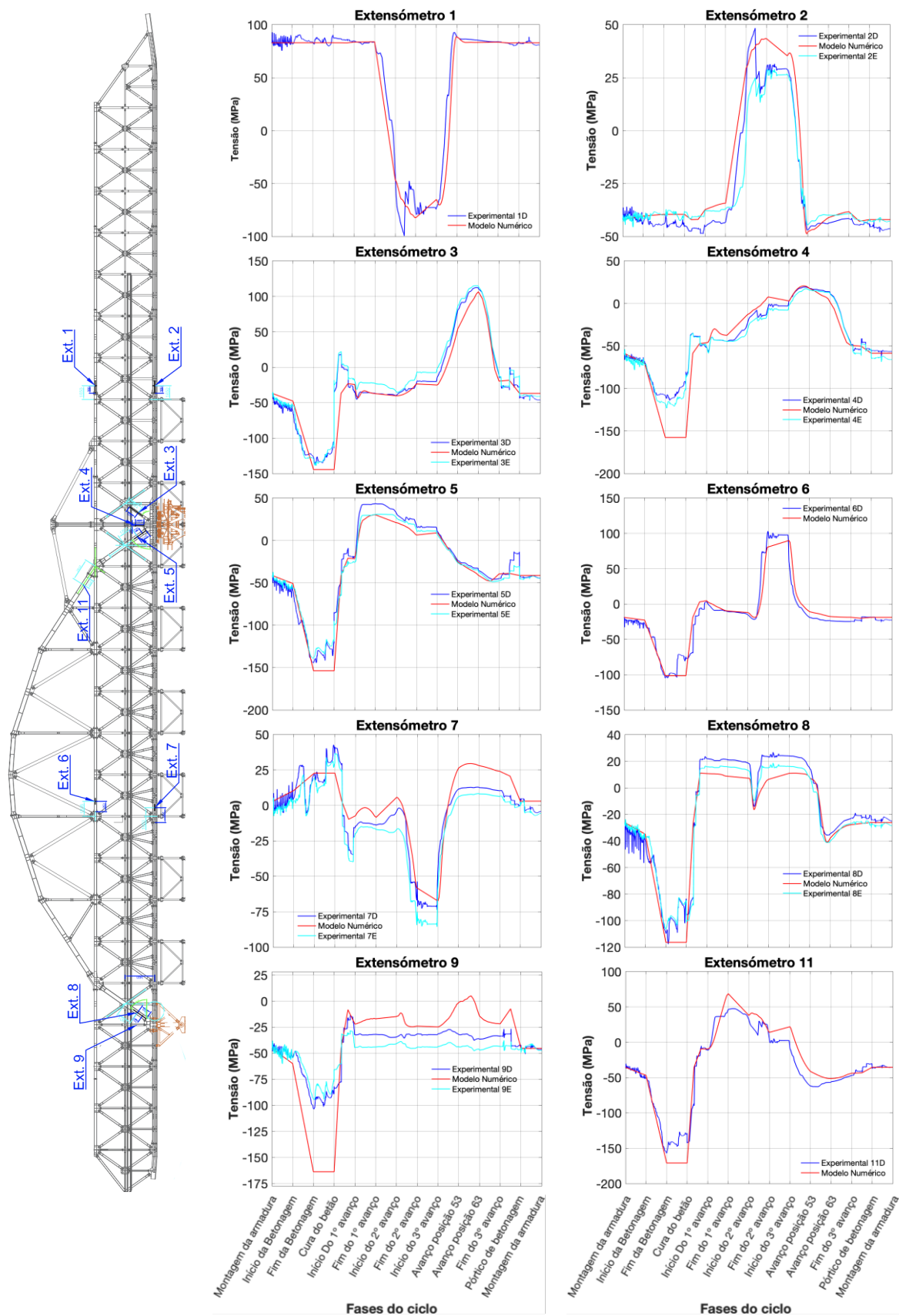


Fig. 5.1 – Resultados numéricos e experimentais compatibilizados e localização dos sensores.

5.2. AJUSTE DO MODELO NUMÉRICO

Após a compatibilização dos dados, identificaram-se os principais momentos em que ocorrem as maiores disparidades entre as tensões avaliadas e os dados da extensometria e em relação aos quais é expectável a existência de divergências entre os valores teóricos e o executado em obra. A partir dos gráficos pode-se observar que a maior disparidade entre as curvas experimentais e numéricas acontece entre o período do fim da betonagem e a cura do betão. Em determinados elementos essa distinção é mais expressiva, como no extensómetro 9, onde a diferença das tensões máximas de compressão entre a curva experimental e numérica é de cerca de 60 MPa.

Além disso, o modelo numérico do cimbra apresenta valores constantes das tensões, entre o fim da betonagem e a cura do betão, diferentemente do retratado pela curva experimental. Este fenómeno pode ser compreendido pelo fato de que o modelo não está considerando os alívios das tensões no cimbra devido ao enrijecimento do betão.

Com isso, determinou-se quatro possibilidades de ajustes para serem realizados no modelo numérico, sendo que três destes ajustes são direcionados ao modelo de betonagem, com o intuito de obter a melhor aproximação da curva experimental.

O primeiro ajuste consiste na variação da força aplicada aos cilindros do sistema OPS. Foi estipulado uma variação de 80%, 90% e 110% da força originalmente dimensionada com valor teórico de 4940 kN. O sistema OPS atua principalmente no controle das deformações a meio vão durante a betonagem, sendo assim, a variação da força no OPS ocasiona mudanças mais significativas no estado de tensões dos extensómetros 6 e 7 pelo fato destes sensores estarem localizados na região do meio vão e especialmente no extensómetro 7 por estar localizado no banzo inferior.

A medição de valor do OPS em obra indica que este deverá ter sido cerca de 90% do valor teórico, nos gráficos do extensómetro 7 parece existir uma melhor concordância ligeiramente superior neste cenário.

O segundo ajuste realizado é a variação da carga do betão em 80%, 90% e 110%. Ao variar o coeficiente da carga do betão no caso de carga da betonagem do modelo numérico observa-se a alteração das tensões na maior parte dos elementos estruturais do cimbra, excetuam-se naturalmente os sensores que estão aplicados na consola dianteira.

A consideração deste cenário justifica-se não só pela possibilidade de existirem variações na massa de betão realmente utilizada, mas também devido à existência de ligações da cofragem ao tramo de tabuleiro anteriormente betonado que permitem uma transmissão direta de carga e à transferência de carga ao longo do novo troço de tabuleiro que vai ganhando rigidez com o endurecimento do betão. Assim, os resultados obtidos confirmam que o ajuste fica melhorado quando se considera uma redução de peso do betão de 10 a 20%.

O terceiro ajuste visa analisar a influência do posicionamento do pórtico do pilar durante a operação de despejo do betão por se considerar que no cenário de obra sejam espectáveis pequenas variações em relação à posição teórica. Sendo assim, admitiu-se o deslocamento longitudinal do apoio do pórtico do pilar em quatro hipóteses. A partir do eixo da posição de origem considerada no dimensionamento, adotou-se as seguintes alterações do apoio no modelo numérico:

- Deslocamento de 20 cm para trás;
- Deslocamento de 10 cm para trás;
- Deslocamento de 10 cm para frente;
- Deslocamento de 20 cm para frente.

Como esperado, este deslocamento longitudinal imposto no apoio dianteiro do cimbra apresentou uma maior influência no comportamento dos elementos estruturais que estão mais próximos ao pórtico deslocado, isto é, as variações mais significativas dispõem-se nos extensómetros 3, 4 e 5. Com o avanço do apoio existe, como seria espectável, uma transferência de esforços da barra instrumentada com o extensómetro 3 para a barra instrumentada com o extensómetros 5. A mudança do posicionamento do apoio influencia diretamente na dimensão livre do vão entre os apoios, sendo assim, a redistribuição dos esforços ocasionada pelo deslocamento também influenciou ligeiramente os elementos ligados ao apoio traseiro como indica o extensómetro 8. Com o atual nível de refinamento não é ainda possível identificar qual destes cenários conduz a um melhor ajuste.

O último ajuste consiste na avaliação do assentamento diferencial do pórtico do pilar durante todo o ciclo de operação do cimbra com o intuito de analisar o efeito de possíveis desnivelamentos que possam ocorrer durante o posicionamento da estrutura e no acionamento dos apoios. O principal objetivo desta análise é perceber se estes poderão justificar as diferenças observadas entre extensómetros colocados nas vigas principais esquerda e direita.

Sendo assim, adotou-se um deslocamento vertical de 50 mm no apoio direito do pórtico do pilar no modelo numérico tanto para a fase de betonagem quanto para a fase de lançamento. Por ser um processo de análise mais extenso, na fase móvel da estrutura foram analisadas as tensões apenas nos pontos inicial, intermediário e final de cada etapa de lançamento para ter uma noção mais generalizada do efeito no comportamento da estrutura ao assentamento.

Verifica-se que este cenário tem uma influência relevante nos extensómetros 2 durante a fase de lançamento e que poderá justificar as assimetrias observadas entre as vigas da esquerda e da direita. O valor real do possível assentamento teria que ser afinado em conjunto com o ajuste dos outros cenários simulados.

Nesta fase do trabalho ainda é prematuro realizar a proposta do modelo ideal para o ajuste otimizado dos resultados experimentais, pois tal implicaria a análise de mais cenários alternativos e avaliação das várias possibilidades de combinação entre si. No entanto, foi já dado um passo importante na comparação dos resultados experimentais e numéricos e na avaliação de eventuais justificações para os desvios observados.

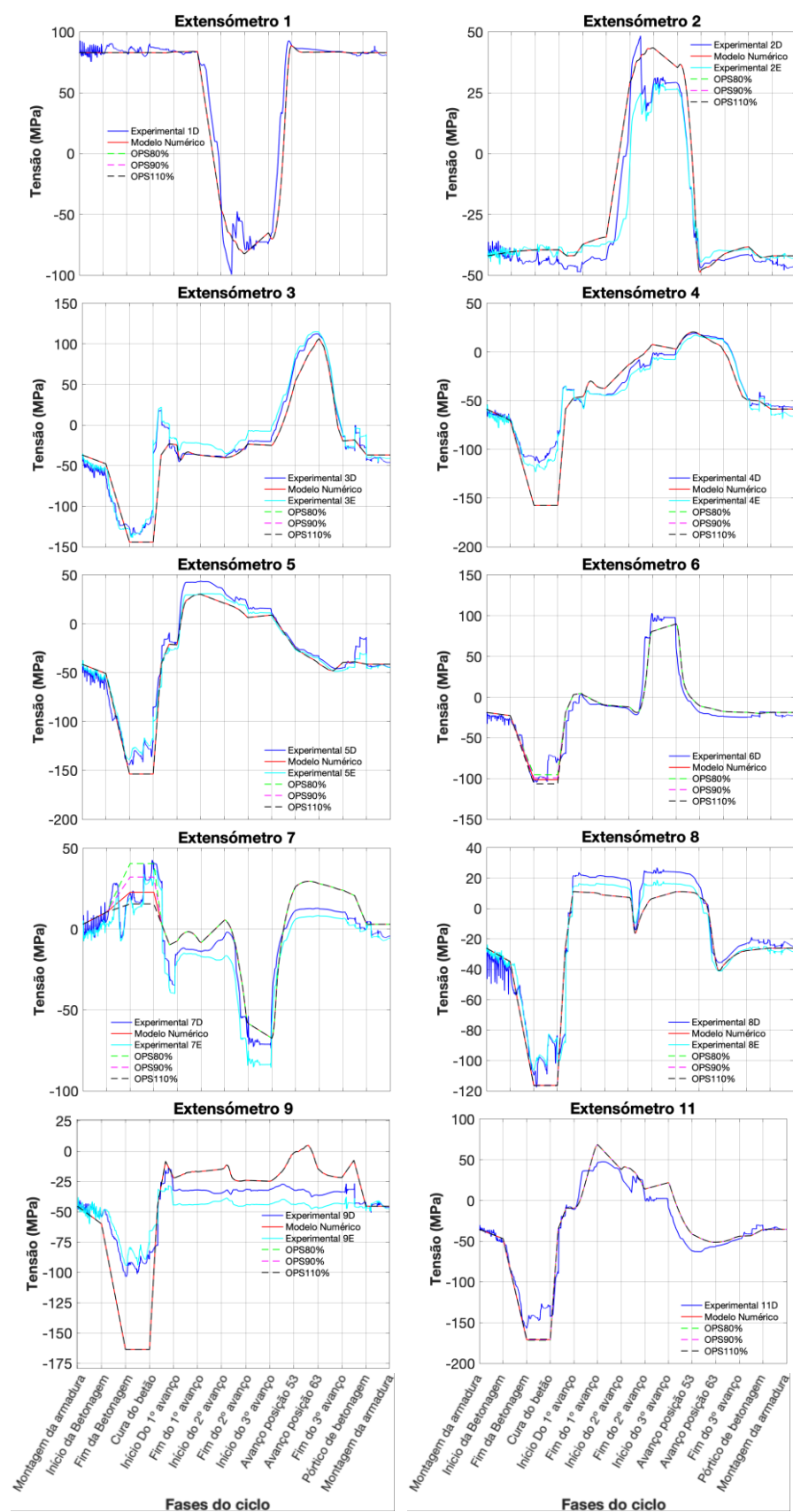


Fig. 5.2 - Resultados do ajuste no OPS e localização dos sensores.

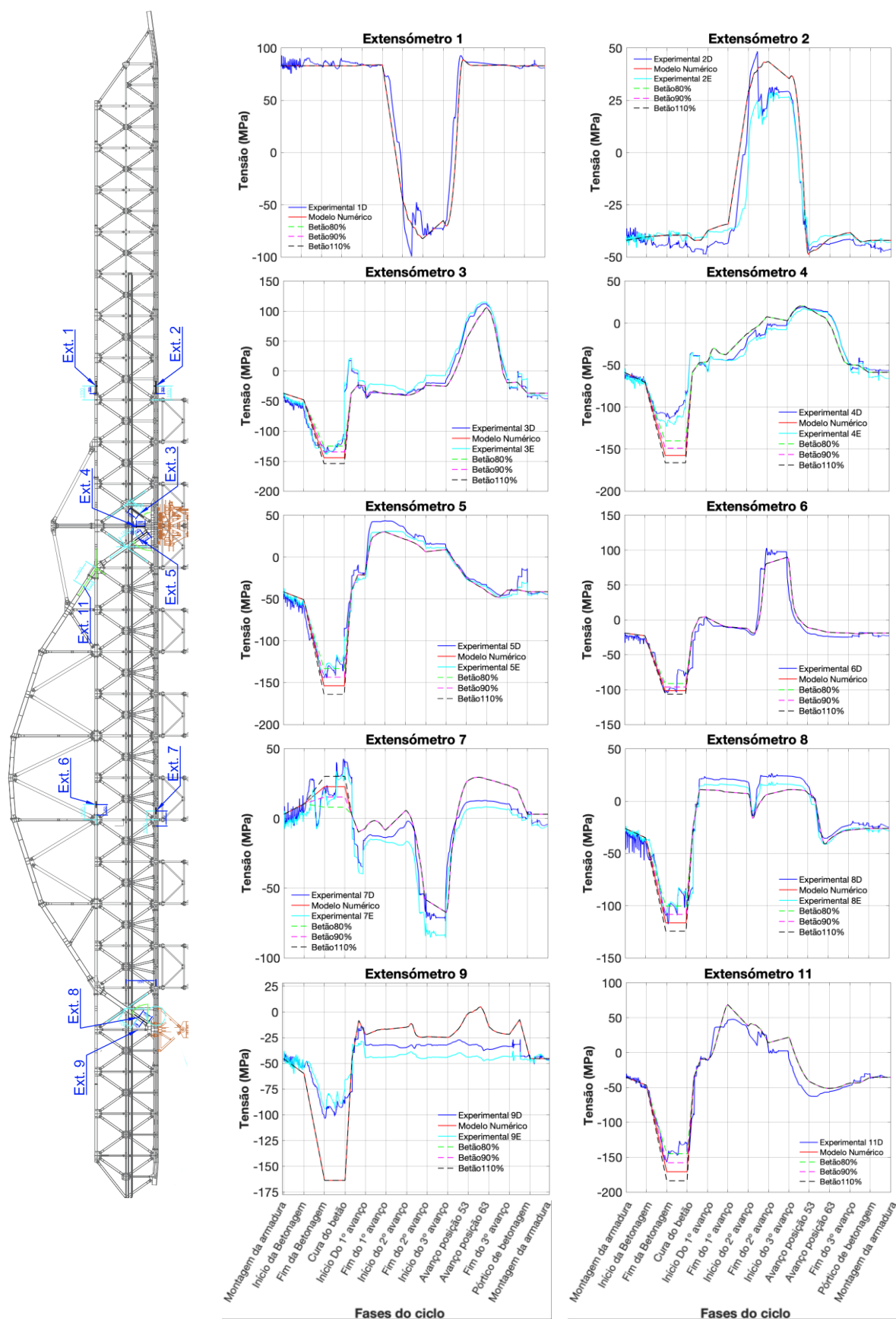


Fig. 5.3 – Resultados do ajuste na carga do betão e localização dos sensores.

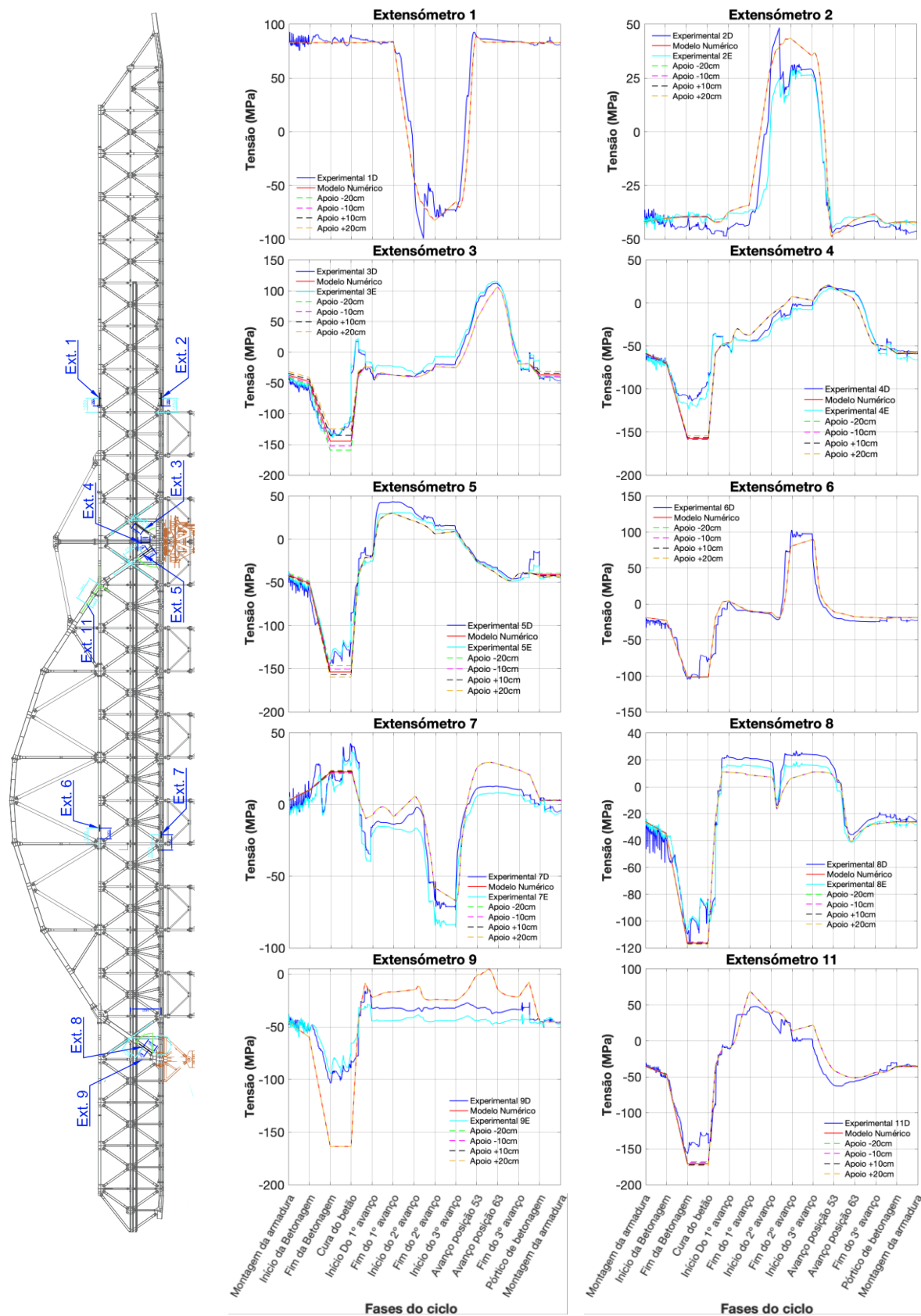


Fig. 5.4 – Resultados do ajuste do deslocamento longitudinal do pórtico do pilar e localização dos sensores.

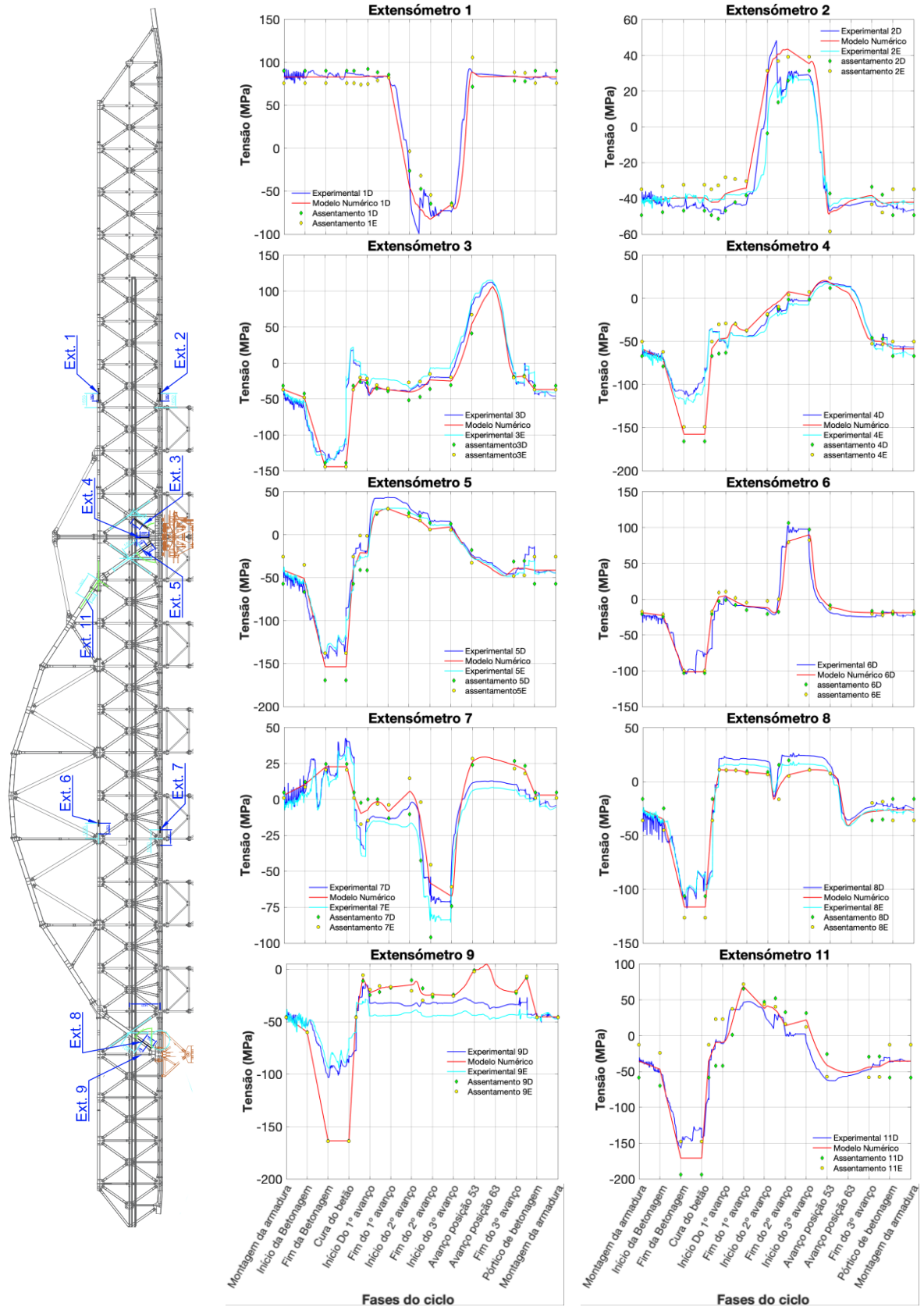


Fig. 5.5 – Resultados do ajuste do assentamento do pórtico do pilar e localização dos sensores.

6

CONCLUSÃO

6.1. CONCLUSÕES

A análise dos resultados do modelo numérico através de gráficos de evolução de esforços ao longo das etapas de operação permite compreender melhor o comportamento de determinados elementos estruturais do cimbra durante toda a sua operação. A obtenção de um modelo numérico que represente de fato o comportamento real da estrutura é tido como o ideal a ser alcançado. Porém, este não é um processo facilmente atingido devido a alta complexidade dos processos construtivos e soluções tecnológicas utilizadas atualmente. Além disso, o dinamismo de fatores externos dificulta a implementação dos seus efeitos nos modelos de análise numérica.

A metodologia da análise experimental através da monitorização inteligente das estruturas visa diminuir as limitações dos modelos numéricos. Esta primeira análise dos resultados experimentais, realizada no presente trabalho, mostra-se de extrema importância para a caracterização comportamental de estruturas que apresentam condições de operação muito diversas e complexas.

Por se tratar de uma estrutura com caráter evolutivo, com diversos casos de cargas adotados e geometria com elevada complexidade, foi fundamental a organização dos resultados de diversos modelos numéricos para obter a compatibilização adequada com os resultados experimentais.

Ao compatibilizar os resultados experimentais e numéricos foi observado que a maior distinção na amplitude das tensões impostas acontece durante a fase de betonagem e em determinados elementos essa distinção é mais expressiva.

Foram realizadas quatro análises de sensibilidade no modelo numérico que provocaram variações no comportamento estrutural do cimbra em diversas fases do ciclo de operação do equipamento.

A força medida do cilindro do OPS aplicada em obra foi de 90% do valor teórico de 4940 kN e os resultados do ajuste do OPS baseados no extensómetro 7 mostram que seria possível obter uma melhor aproximação com uma redução da ordem de 10%.

Já o ajuste que compreende uma redução do peso do betão de 10 a 20% apresentou uma melhor aproximação à curva experimental. Os resultados obtidos com o ajuste da carga do betão verificam a possibilidade de existir variações na massa de betão realmente utilizada e que podem também ser ocasionadas pela transmissão direta da carga devido a existência de ligações da cofragem ao tramo do tabuleiro previamente betonado.

O deslocamento longitudinal do apoio do pórtico do pilar conduziu a variações esperadas devida a transferência de esforços entre as barras que concorrem no nó do apoio, instrumentadas com os extensómetros 3, 4 e 5. Porém, com o atual nível de refinamento ainda não é possível identificar qual o valor do deslocamento que conduz a um melhor ajuste.

A adoção do assentamento diferencial do pórtico de pilar permitiu analisar a sua influência nas assimetrias das tensões observadas entre as vigas da esquerda e direita. Com o deslocamento adotado de 50 mm no apoio direito do pórtico do pilar verificou-se que de fato este cenário apresenta-se como relevante nos extensómetros 2 durante a fase de lançamento. Contudo, o valor real do possível assentamento deve ser afinado em conjunto com os cenários dos outros ajustes simulados.

Nesta fase do trabalho ainda é prematuro realizar a proposta do modelo ideal para o ajuste otimizado dos resultados experimentais, pois tal implicaria a análise de mais cenários alternativos e avaliação das várias possibilidades de combinação entre si. No entanto, foi já dado um passo importante na comparação dos resultados experimentais e numéricos e na avaliação de eventuais justificações para os desvios observados.

A realização deste trabalho foi ainda essencial para o desenvolvimento pessoal em técnicas de processamento de dados utilizando softwares como Excel e Matlab e de modulação numérica, como também o aprofundamento nos conhecimentos dos métodos construtivos de pontes e no ganho da sensibilidade para análise de dados.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Visto que a estrutura se comporta de maneira distinta para cada ajuste realizado, para o desenvolvimento de trabalhos futuros no âmbito do ajuste do modelo numérico sugere-se considerar a análise dos ajustes em concomitância e avaliar os efeitos das diferentes combinações de ajustes.

Na análise do deslocamento longitudinal do pórtico do pilar na fase de betonagem propõe-se considerar a rotação no plano, isto é, um deslocamento longitudinal diferencial entre os apoios do pórtico, entre muitos outros cenários para possíveis melhoramento de ajuste entre resultados experimentais e numéricos.

Outro possível aspecto a ser considerado futuramente é o efeito da temperatura nas variações das extensões. Nos dados experimentais nota-se a variação diária das extensões e com os dados dos transdutores de temperatura seria possível identificar as extensões provocadas pela variação da temperatura e filtrar esses efeitos de modo a minimizar sua influência nas extensões medidas.

Recomenda-se também avaliar os efeitos de eventuais momentos fletores nas barras instrumentadas e explorar os resultados dos extensómetros rosetas para avaliação do desenvolvimento dos esforços cortantes durante o lançamento da estrutura. Principalmente pela passagem dos apoios nas cordas inferiores onde esses efeitos são mais significativos devido a transmissão dos esforços aos apoios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Menn, C., *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhauser Verlag, Basel, 1990
- [2] Baptista, M., *Análise Diferida de Pontes Construídas Tramo a Tramo com Cimbres Autoportantes e Autolançáveis*. Dissertação para Mestrando em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 1995
- [3] Pacheco, P., Coelho, H., Borges, P. and Guerra A. (2011) *Technical challenges of large movable scaffolding systems*. *Structural Engineering International* 21(4): 450–455.
- [4] Pacheco P., Coelho H., Torres A., Moreira, C., Silva R, M. Soares J and Pinto D (2017) *Fatigue Design and Prevention in Movable Scaffolding Systems*.
- [5] Manual de Cimbras Autolanzables. 1a ed., CNC, Madrid, 2007.
- [6] Manterola, J., Construcción de puentes. In *Apuntes Para Su Diseño, Cálculo y Construcción*. 710-713, *Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*, Madrid, 2006
- [7] Maia, M, *Estudo e Avaliação de Sistemas de Cimbres ao Solo Para Um Viaduto*. Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 2011
- [8] Rosignoli, M, *Movable scaffolding systems (MSSs) for in-place span-by-span casting*. In *Bridge Construction Equipment*, ICE, 2015
- [9] Pacheco, P, *High Productivity in Bridge Construction – the OPS effect*. In *Multi-Span Large Bridges conference 2015*, 243-244.
- [10] Pacheco P, Guerra A, Borges P and Coelho H (2007) *A scaffolding system strengthened with organic prestressing – the first of a new generation of structures*. *Structural Engineering International* 17(4): 314–321.
- [11] <https://www.berd.eu/projectos/bratislavabypassd4r7/> 05/2020
- [12] Pacheco, P., Resende, A., Coelho, H., Magalhães, F., *M1-70-S Movable Scaffolding System (MSS) for the D4R7 The Danube Bridge*. e-mosty, 20/03/2020, 37-46, PROF-ENG, República Tcheca.
- [13] Pacheco P, Oliveira R, André A e Guerra A, *Cimbra Autolançável com Pré-esforço Orgânico*, Congresso de Construção Metálica e Mista
- [14] Pacheco, P., *Multi-span large decks – the organic prestressing impact*. In *Multi-Span Large Bridges Conference 2015*
- [15] <https://www.bridgetech-world.com/blogs/the-bridge-club/span-by-span-construction-of-precast-segmental-bridges> 06/20

- [16] <https://www.berd.eu/en/news/berds-first-launching-gantry-operates-in-brazil/> 06/2020
- [17] <https://www.berd.eu/news/m1-70-s-da-berd-a-fazer-historia-na-colombia/> 06/2020
- [18] Correia, L., *Avaliação dos Efeitos da Ação Sísmica e do Vento na Fase Construtiva de Pontes Betonadas In Situ*. Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 2018
- [19] FEUP, BERD, Relatório do primeiro ano do projeto SMART_OPS.