



ESTUDO EXPERIMENTAL DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL EM MODELO REDUZIDO

António Carlos Guerreiro Morgado André

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos professores Pedro Pacheco e António Arêde do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Setembro de 2004

SUMÁRIO

A presente dissertação incide fundamentalmente no estudo experimental de um modelo reduzido de um cimbre autolanzável reforçado com recurso à tecnologia de pré-esforço orgânico.

É apresentado um texto que sistematiza o actual estado do conhecimento de cimbres autolanzáveis. São abrangidas as perspectivas de cálculo, de utilização e funcionamento e ainda as perspectivas de transporte e montagem deste tipo de equipamento.

É também sucintamente descrito o “estado da arte” dos sistemas de controlo em estruturas, realçando-se os sistemas de controlo activo. O pré-esforço orgânico assume-se como um sistema de controlo activo estático.

Descreve-se a concepção e calibração do modelo reduzido do cimbre projectado para o trabalho experimental. Analisam-se os resultados obtidos, verificando-se que os mesmos comprovam que este sistema de controlo confere aos cimbres um significativo aumento da capacidade de carga, reduzindo simultaneamente as flechas de serviço. Confirma-se também a exequibilidade técnica do sistema.

São apontadas directrizes para futuros trabalhos de investigação que deverão contribuir para a fundamentação das primeiras aplicações à escala real desta nova tecnologia.

ABSTRACT

This thesis focuses mainly on an experimental study of a reduced model of a reinforced launching gantry using the organic prestressing technology.

We hereby present a text which systematizes the up-to-date state of knowledge of launching gantries. We include the calculus perspectives in terms of use and functioning as well as the perspectives of transport and setting up this type of equipment.

In a summarized way we describe the “state of the art” of the control systems in structures, pointing out the systems of active control. The organic prestressing is assumed as a static control system.

We describe the conception and calibration of the reduced model of the launching gantry for the experimental work. We analyse the obtained results verifying that these prove that this control system gives the gantries a significant raise in the load capacity, reducing at the same time the service deflection. We also confirm the technical practicability of the system.

We give guidelines for future research works which can contribute for the basis of the first applications at the real scale of this new technology.

RÉSUMÉ

La présente dissertation concerne, fondamentalement, à l'étude expérimental d'un modèle réduit d'une poutre de lancement renforcée à l'aide de la technologie de précontrainte organique.

On présente un texte de systématisation de l'état actuel de la connaissance de poutres de lancement. On embrasse les perspectives de calcul, d'utilisation et de fonctionnement et encore les perspectives de transport et de montage de ce type d'équipement.

On fait aussi la description succincte de l'état actuel des connaissances des systèmes de contrôle des structures, en relevant les systèmes de contrôle actif statique.

On fait la description de la conception et calibrage du modèle réduit de la poutre projetée pour le travail expérimental. On fait l'analyse des résultats obtenus et on vérifie que ces résultats confirment que ce système de contrôle donne aux poutres une expressive augmentation de la capacité de charge, réduisant, à la fois, les flèches de service. On assure aussi la possibilité d'exécution technique du système.

On montre des directives pour des travaux d, investigation à l'avenir qui devront contribuer au fondement des premières applications à l'échelle réelle de cette nouvelle technologie.

Zusammenfassung

Der folgende Vortag fällt gründlich auf die experimentelle Untersuchung eines verkleinerten Modells von einen schleudernder Gerüst verstärkt mit der Technologie der organischen Vorspannung.

Es wird einen Text vorgestellt, der die gegenwärtige Kenntnis über schleudernte Gerüste systematisiert.

Die Perspektiven von Rechnung, Benutzung von Betrieb und auch die Perspektiven von Beförderung und Aufstellung dieser Ausrüstung werden umfasst.

“Der Zustand der Kunst” von Kontrollsystemen in Aufbauen wird kürzlich beschrieben, aber die Systeme von aktiver Kontrolle werden auch hervorgetreten. Die organische Vorspannung nimmt sich auf als ein System von aktiver statischer Kontrolle.

Der Entwurf und das Kaliber der verkleinerten Modells des Gerüsts geplant für die experimentelle Arbeit werden beschrieben. Sogleich man die erzielten Ergebnisse analysiert, stellt man fest, diese bestätigen, **dad** dieses Kontrollsystem nicht nur den Gerüsten eine bedeutende Erhöhung der Belastungsfähigkeit verleiht sondern auch gleichzeitig die notwendigen Durchbiegungen vermindert.

Die technische Durchführbarkeit des Systems wird auch versichert.

Richtlinien für zukünftige Forschungsarbeit, die zur Begründung der ersten Verwendungen dieser neuen Technologie mit wirklichem Maßstab beitragen **muß**, werden bezeichnet.

РЕФЕРАТ

Настоящая диссертация в основном посвящена экспериментальному изучению упрощенной модели самонаходящейся монтажной $\ddot{a}; \dot{i}\ddot{o}\hat{a}\ddot{u}\ddot{e}^{1/2}\blacktriangle$, усиленной $\ddot{i}$ использованием технологии органического предарительного напряжения.

Представлен обзор, излагающий современное состояние знаний $\ddot{u}$ самонаходящихся монтажных платформ. Рассмотрен аспект расчета, эксплуатации $\acute{o}$ функционирования, $\acute{i}$ также $\ddot{o}\acute{e}\acute{i}\ddot{O}\acute{t}\hat{a}\ddot{u}\ddot{e}\ddot{o}\acute{o}\ddot{e}\ddot{u}\zeta;\acute{o}$ $\acute{o}$ монтажа таких конструкций.

Кратко описано текущее положение в области систем контроля сооружений, особое внимание обращено на систематического контроля. Органическое предарительное напряжение рассмотрено как статическая система активного контроля.

Описана концепция $\acute{o}$ калибровка упрощенной модели платформ, спроектированной для экспериментального исследования. Проанализирован полученный результат, доказывающий, что эта система контроля придает платформам существенное повышение нагрузочной способности при однократном уменьшении рабочих деформаций. Подтверждена техническая исполнимость систем.

Намечены направления дальнейшей исследовательской работы, которая должна обеспечить обоснование первоочередного применения этой новой технологии в реальном масштабе.

PALAVRAS CHAVE

cimbres autolancáveis
processo construtivo
pré-esforço orgânico
sistemas de controlo
controlo estático
controlo de deformações
capacidade de carga

KEY WORDS

- launching gantries
- construction methods
- organic prestressing
- control systems
- static control
- deflection control
- load capacity

MOTS CLÉ

- poutre de lancement
- méthode de construction
- précontrainte organique
- systèmes de contrôle
- contrôle statique
- contrôle de déformation
- capacité de charge

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

самонаводящиеся монтажные
платформы
сборочный процесс
органическое предварительное
напряжение
системы контроля
статический контроль
контроль деформации
öíçëÛüôöí способность

SCHLÜSSELWÖRTER

selbstschleudernder Gerüst
 aufbauender Prozed
 organische Vorspannung
 Kontrollsysteme
 Statische Kontrolle
 Kontrolle von Unbildungen
 Belastungsfähigkeit

AGRADECIMENTOS

Ao apresentar este trabalho, não posso deixar de expressar a minha sincera gratidão a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao meu orientador científico, colega e amigo, Professor Pedro Pacheco, a quem ficarei para sempre reconhecido pela forma como me cativou e orientou na realização deste trabalho. Não posso deixar de agradecer os vastos ensinamentos que me transmitiu, bem como todo o empenho e rigor com que me ensinou a encarar a investigação científica.

Ao meu co-orientador científico, Professor António Arêde, pela enorme disponibilidade e apoio prestado em todos os trabalhos de monitorização realizados no LESE, e pela forma como geriu o equipamento existente necessário na realização dos ensaios.

Aos colegas de Mecânica do grupo OPS, pela notável e indispensável colaboração neste projecto multi-disciplinar - Professores Francisco Freitas e Joaquim Mendes, e aos Engenheiros Carlos Pinto e Teresa Oliveira.

Ao Professor Álvaro Cunha e ao Vibest, pela contribuição prestada na caracterização dinâmica do modelo experimental.

Aos Engenheiros António Adão da Fonseca e Rui Furtado, por me terem possibilitado conciliar a parte lectiva do Curso de Mestrado, com a vida profissional.

À empresa Mota-Engil, por ter possibilitado a realização deste trabalho ao garantir o financiamento da investigação. A todos os responsáveis e técnicos da empresa que colaboraram directamente comigo, em especial, aos Engenheiros Rui Campos, Romeu Sanches e Fernando Pinto e aos Srs. Paula Santos e David Ramos.

Aos meus colegas Engenheiros, Sérgio do Vale, Carlos Quinaz e Renato Bastos, pela revisão do projecto do modelo experimental, e pelas inúmeras contribuições prestadas ao longo deste trabalho.

Aos Professores Mário Lopes e Rita Bento do Instituto Superior Técnico, pelas honrosas recomendações efectuadas ao Director do Mestrado, na fase de candidatura ao curso.

À Martifer e ao Sr. Manuel Martins, pelo empenho e rigor colocado na construção do modelo experimental.

Ao Engenheiro Luís Afonso da Soares da Costa, por se ter disponibilizado a “falar-me” sobre cimbres autolançáveis, e pelas proveitosas sugestões fornecidas na fase de concepção do modelo.

À técnica de laboratório Daniela Glória e ao Sr. Valdemar, pela prestável colaboração fornecida nos trabalhos de laboratório.

Ao Engenheiro Aquilino Raimundo da Astecil, pela sua disponibilidade e interesse em colaborar com o grupo OPS, e pela variada documentação disponibilizada.

Ao Engenheiro Joaquim Rodrigues da Pontek, pelas oportunas sugestões acerca da concepção das selas de desvio e da aplicação do pré-esforço.

À minha colega, Professora Fátima Farinha da Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, pela compreensão demonstrada ao ter-me substituído em dois semestres lectivos na disciplina de Instalações de Edifícios.

Ao Sr. Manuel Carvalho e ao Gaspar Furtado pela elaboração de algumas figuras;

Às Professoras, Ausenda André, Georgina Narciso e Maria Adelina Godinho, pela gentileza em terem efectuado as traduções do Sumário.

Ao Engenheiro Morgado André, pelos interessados conselhos fornecidos ao longo do trabalho e pela ajuda prestada na revisão do texto.

À D. Maria Vitória e à Marta Lima do secretariado de Estruturas, pelo seu apoio logístico.

À minha mulher Teresa, por todo o carinho, apoio e compreensão demonstrada ao longo de três anos muito “acelerados”.

Aos meus pais, família e amigos, pelas largas horas subtraídas à sua companhia.

A todos aqueles que de uma forma directa ou indirecta ajudaram a que fosse possível a realização desta dissertação e que por mero lapso não tenham sido acima mencionados.

ÍNDICE GERAL

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES	1
1.2. CONTEXTO DO TRABALHO	2
1.3. OBJECTIVOS	2
1.4. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	3

CAPÍTULO 2 – CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS

2.1. GENERALIDADES	2
2.1.1. DOMÍNIO DE APLICAÇÃO	8
2.1.1.1. TABULEIROS EXECUTADOS “IN SITU”	8
2.1.1.2. TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS	8
2.1.2. CLASSIFICAÇÃO DE CIMBRES	9
2.1.2.1. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS CORRENTES NOS CA’S	12
2.1.2.2. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS COM ARTICULAÇÕES	14
2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO / FUNCIONAMENTO DOS CIMBRES	14
2.2.1. TRANSPORTE, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DO CIMBRE	15
2.2.2. COLOCAÇÃO E POSICIONAMENTO DA COFRAGEM	15
2.2.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA	18
2.2.4. BETONAGEM E APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO	19
2.2.5. AVANÇO DO CIMBRE	21
2.2.6. SISTEMAS DE TRAVAMENTO	24
2.2.7. DURAÇÃO DAS DIVERSAS ACTIVIDADES	25
2.2.8. MANUAL DE INSTRUÇÕES	26

2.3. MATERIAIS E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS COMUNS	27
2.3.1. ESTRUTURA DAS VIGAS DE LANÇAMENTO	27
2.3.2. ESTRUTURA DE SUSTENTAÇÃO DAS COFRAGENS	28
2.3.3. COFRAGENS	29
2.3.4. ESTRUTURAS DE SUPORTE – PÓRTICOS OU CONSOLAS	29
2.3.5. MESAS DE DESLOCAMENTO OU “BOGIES”	30
2.3.6. PROTECÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS	32
2.4. DIMENSIONAMENTO DE CIMBRES	33
2.4.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	33
2.4.1.1. ACÇÕES	33
2.4.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	36
2.4.1.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	37
2.4.1.4. LIGAÇÕES	38
2.4.1.5. CILINDROS HIDRÁULICOS	39
2.4.1.6. DADOS PARA O PROJECTISTA DE ESTRUTURAS	40
2.5. REUTILIZAÇÃO DE CIMBRES	41
2.5.1. SOLUÇÕES CORRENTES	41
2.5.2. REFORÇO DE CIMBRES POR APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	43

CAPÍTULO III – SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS - ESTADO DA ARTE

3.1. GENERALIDADES	2
3.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS	2
3.2.1. SISTEMAS DE CONTROLO – SOLUÇÕES MACRO-ESTRUTURAIS	3
3.2.2. SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO	5
3.2.2.1. ESTRUTURA	6
3.2.2.2. SENSORES	6
3.2.2.3. CONTROLADOR	8
3.2.2.4. ACTUADOR	8
3.2.2.5. CONTROLO DINÂMICO – ESTRATÉGIAS MAIS COMUNS	9
3.2.2.6. CONTROLO ESTÁTICO	12
3.2.3. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	12
3.2.5 ESTRUTURAS INTELIGENTES – ESTRUTURAS ORGÂNICAS	17
3.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	19
3.3.1 PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS) – CONCEITOS BÁSICOS	19
3.3.2 APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO EM CIMBRES	22

CAPÍTULO IV – ANÁLISE EXPERIMENTAL DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUM CIMBRE EM MODELO REDUZIDO

4.1. OBJECTIVOS	4
4.2. CONCEPÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL	4
4.2.1. CRITÉRIOS CONSIDERADOS NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	4
4.2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA	9
4.2.3. DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO EXPERIMENTAL	14
4.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO – SISTEMA DE CONTROLO ESTÁTICO	18
4.3.1. GENERALIDADES	18
4.3.2. ESTRUTURA	18
4.3.3. SENSORES APLICADOS NO MODELO EXPERIMENTAL	21
4.3.3.1 SENSORES DO SISTEMA DE CONTROLO	21
4.3.3.1.1. TRANSDUTORES DE PRESSÃO	22
4.3.3.1.2. POTENCIÓMETROS	23
4.3.3.2. SENSORES PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO	24
4.3.3.2.1. COMPARADORES MECÂNICOS	25
4.3.3.2.2. LVDT'S	25
4.3.3.2.3. EXTENSÓMETROS	26
4.3.3.2.4. CÉLULAS DE CARGA	28
4.3.4. CONTROLADOR	28
4.3.5. ACTUADOR – CILINDRO HIDRÁULICO	29
4.3.5.1. PRÉ-ESFORÇO	31
4.3.6. ALGORITMO DE CONTROLO DO SISTEMA OPS	32
4.3.7. FUNCIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTROLO	33
4.3.7.1. MODOS MANUAIS DO SISTEMA DE CONTROLO	35
4.3.7.1.1. MODO MANUAL CONTÍNUO	36
4.3.7.1.2. MODO MANUAL PULSADO	36
4.3.7.2. MODOS AUTOMÁTICOS DO SISTEMA DE CONTROLO – CONTROLO DE POSIÇÃO	37
4.3.7.2.1. MODO AUTOMÁTICO DE CARGA	37

4.3.7.2.2. MODO AUTOMÁTICO DE DESCARGA	39
4.3.7.3. SEGURANÇA	40
4.3.7.3.1. PROJECTO DE INTERFACE DE ESPECIALIDADES	41
4.3.7.3.2. SISTEMAS DE ALARME	41
4.4. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL	44
4.4.1. ESTRUTURA BASE	44
4.4.1.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA LONGITUDINAL	44
4.4.1.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA TRANSVERSAL	45
4.4.1.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS PERFIS	46
4.4.1.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO (EC)	47
4.4.1.5. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS EXPERIMENTAIS	48
4.4.1.5.1. ENSAIOS DE CARGA	48
4.4.2. CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	49
4.4.2.1. COMPRIMENTO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	49
4.4.2.2. FACTOR DE RIGIDEZ DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	50
4.4.2.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	52
4.4.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS)	56
4.4.3.1. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL	56
4.4.3.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO OPS	57
4.4.3.3. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	57
4.4.3.4. ANÁLISE DA ACTUAÇÃO DO OPS	58
4.4.4. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DO CONJUNTO CIMBRE-CABOS	60
4.4.5. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO CORRIGIDO	61
4.5. ESTUDO EXPERIMENTAL	62
4.5.1. PLANEAMENTO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	62
4.5.2. ENSAIOS	63
4.5.2.1. CARREGAMENTO A 65% DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DO MODELO	63
4.5.2.2. SIMULAÇÃO DE BETONAGEM DO TABULEIRO	67
4.5.2.1.1. PROCESSO DE EXECUÇÃO – TIPO A	68
4.5.2.1.2. PROCESSO DE EXECUÇÃO – TIPO B	72
4.5.2.1.3. SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO	75

4.5.2.2. ESTUDO DE FIABILIDADE DO SISTEMA DE CONTROLO	77
4.5.2.2.1. ENSAIO DE VIBRAÇÕES	77
4.5.2.2.2. ENSAIO DE TORÇÃO	78
4.5.2.2.3. ENSAIO DE TEMPERATURA	79

GLOSSÁRIO

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

A. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

B. PEÇAS DESENHADAS DO MODELO REDUZIDO

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

ÍNDICE

1.1. GENERALIDADES.....	2
1.2. CONTEXTO DO TRABALHO.....	3
1.3. OBJECTIVOS.....	3
1.4. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO.....	4

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

A Natureza é desde sempre uma enorme fonte de inspiração para o desenvolvimento do Homem e de tudo o que o rodeia. O corpo humano, destaca-se como um exemplo de entusiasmante inspiração em diversas áreas das Ciências e Tecnologias.

As características orgânicas do corpo humano, têm estimulado o interesse de algumas áreas da Engenharia Mecânica, Electrónica e Aeroespacial, como é exemplo o desenvolvimento de sistemas e estruturas adaptativas. Apenas recentemente, foram conhecidos estudos que visam a aplicação desta característica à “Engenharia de Estruturas”.

Esta dissertação surge no seguimento de vários trabalhos realizados sobre Pré-esforço Orgânico (OPS) e a sua aplicabilidade em estruturas da Engenharia Civil. O OPS, assim designado por ser conceptualmente baseado numa estrutura orgânica – o músculo, é uma forma de pré-esforço auto-ajustável, i.e., com características adaptativas. Os trabalhos realizados foram de índole numérica, não se conhecendo, até à data, aplicações práticas deste conceito.

A materialização do OPS é conseguida através da inclusão de um actuador numa das extremidades dos cabos de pré-esforço, comandado por um controlador que recebe e processa a informação dos sensores instalados na estrutura. Desta forma constitui-se um Sistema de Controlo.

Conhecem-se algumas aplicações práticas de Sistemas de Controlo Dinâmico em estruturas da Engenharia Civil, resultantes de muitos trabalhos de investigação, não se conhecendo contudo qualquer aplicação à escala real de Sistemas de Controlo Estático. Mesmo assim, tem existido alguma “relutância” na aplicação de Sistemas de Controlo em Estruturas, por fazer depender a segurança estrutural e o nível de conforto de utilização, de elementos mecânicos e electrónicos. Assim, é de crer que por razões tecnológicas, e por razões sociológicas, a primeira aplicação prática do OPS deverá ser concretizada em estruturas de carácter provisório.

De entre os trabalhos realizados, tem-se verificado que os melhores resultados na aplicação de OPS estão associados a estruturas sujeitas a carregamentos lentos com elevadas razões carga variável / carga permanente. Por esse motivo, julga-se que os

cimbres autolanzáveis (CA's) serão estruturas com potencial interesse para a primeira aplicação do OPS.

Os CA's são estruturas provisórias correntemente utilizadas na construção tramo-a-tramo de pontes e viadutos. Em Portugal, desde os finais da década de 80 do séc. XX, altura em que se iniciou a construção de uma rede de infra-estruturas rodoviárias essenciais para o desenvolvimento do país, várias empresas adquiriram este tipo de equipamento para executarem diversas "obras-de-arte".

O carácter provisório dos cimbres, a elevada razão carga variável / carga permanente, o custo de aquisição deste tipo de equipamento, e as alterações ou reforços na estrutura em novas reutilizações, são as principais razões para que esta dissertação se concentre na aplicação de OPS em CA's.

1.2. Contexto do Trabalho

O presente trabalho surge da necessidade de comprovar experimentalmente os resultados obtidos, em trabalhos de índole numérica, da aplicação de OPS em CA's.

O trabalho foi desenvolvido no seio de uma equipa multidisciplinar de investigação, denominada *grupo OPS*. O grupo de trabalho é constituído por docentes, técnicos e estudantes, de várias áreas da Engenharia (Estruturas, Mecânica, Automação) da FEUP.

A realização deste trabalho só foi possível devido ao indispensável apoio técnico e económico por parte da indústria da construção.

1.3. Objectivos

Os principais objectivos deste trabalho são validar e consolidar, experimentalmente, os promissores resultados numéricos obtidos na aplicação de OPS em CA's, e avaliar a sua viabilidade tecnológica.

Pretende-se apresentar um texto sistematizado sobre CA's que possa contribuir para o estado de conhecimento deste tipo de equipamento.

Intenta-se produzir uma breve descrição de Sistemas de Controlo Activo já aplicados em estruturas.

Pretende-se ainda, com este trabalho, contribuir para a viabilização de uma primeira aplicação à escala real de Sistemas de Controlo Estático em CA's, comprovando as suas vantagens técnico-económicas na construção de pontes e viadutos.

1.4. Organização do Texto

O trabalho apresentado compreende cinco capítulos. Os capítulos que sucedem ao presente capítulo introdutório, apresentam a cadência que a seguir se expõe.

O *Capítulo II* é dedicado aos CA's e aos aspectos relacionados com a sua utilização. Apresenta-se a sua constituição, as suas características funcionais, os principais aspectos de concepção e dimensionamento, entre outros.

O *Capítulo III* apresenta um sintético “Estado-da-Arte” de sistemas de controlo de estruturas. Apresentam-se as soluções macro-estruturais no controlo de estruturas e alguns exemplos de aplicações práticas de sistemas de controlo. É introduzido o conceito de OPS enquanto sistema de controlo activo estático. Referem-se as estratégias e algoritmos de controlo de potencial aplicação ao OPS.

O *Capítulo IV* é dedicado à aplicação experimental de OPS a um modelo reduzido de um CA. Apresentam-se os trabalhos desenvolvidos na concepção, dimensionamento e calibração do modelo, sendo paralelamente explorada para aplicação de OPS, a elaboração de um modelo numérico com características semelhantes. Descrevem-se as actividades envolvidas na aplicação do OPS, e os resultados dos ensaios realizados.

O *Capítulo V* trata das principais conclusões obtidas na comparação dos resultados experimentais e nas simulações numéricas realizadas. Referem-se, por fim, alguns aspectos para desenvolver em trabalhos futuros, que se julga serem relevantes para uma posterior aplicação do OPS a um cimbreiro à escala real.

CAPÍTULO 2 – CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS

ÍNDICE

2.1. GENERALIDADES.....	2
2.1.1. DOMÍNIO DE APLICAÇÃO	8
2.1.1.1. <i>Tabuleiros executados “in situ”</i>	8
2.1.1.2. <i>Tabuleiros pré-fabricados</i>	8
2.1.2. CLASSIFICAÇÃO DE CIMBRES.....	9
2.1.2.1. <i>Soluções estruturais correntes nos CA’s</i>	12
2.1.2.2. <i>Cimbres autolançáveis com articulações</i>	14
2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO / FUNCIONAMENTO DOS CIMBRES.....	14
2.2.1. TRANSPORTE, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DO CIMBRE	15
2.2.2. COLOCAÇÃO E POSICIONAMENTO DA COFRAGEM	15
2.2.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA.....	18
2.2.4. BETONAGEM E APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO	19
2.2.5. AVANÇO DO CIMBRE	21
2.2.6. SISTEMAS DE TRAVAMENTO	24
2.2.7. DURAÇÃO DAS DIVERSAS ACTIVIDADES	25
2.2.8. MANUAL DE INSTRUÇÕES.....	26
2.3. MATERIAIS E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS COMUNS	27
2.3.1. ESTRUTURA DAS VIGAS DE LANÇAMENTO	27
2.3.2. ESTRUTURA DE SUSTENTAÇÃO DAS COFRAGENS	28
2.3.3. COFRAGENS	29
2.3.4. ESTRUTURAS DE SUPORTE – PÓRTICOS OU CONSOLAS	29
2.3.5. MESAS DE DESLOCAMENTO OU “ <i>BOGIES</i> ”	30
2.3.6. PROTECÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS.....	32
2.4. DIMENSIONAMENTO DE CIMBRES.....	33
2.4.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	33
2.4.1.1. <i>Acções</i>	33
2.4.1.2. <i>Estado limite último</i>	36
2.4.1.3. <i>Estado limite de serviço</i>	37
2.4.1.4. <i>Ligações</i>	38
2.4.1.5. <i>Cilindros hidráulicos</i>	39
2.4.1.6. <i>Dados para o projectista de estruturas</i>	40

2.5. REUTILIZAÇÃO DE CIMBRES	41
2.5.1. SOLUÇÕES CORRENTES.....	41
2.5.2. REFORÇO DE CIMBRES POR APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	43

CAPÍTULO II – CIMBRES AUTOPORTANTES E AUTOLANÇÁVEIS

2.1. Generalidades

Desde a antiguidade, o Homem projecta e constrói obras-de-arte que favorecem a sua mobilidade no atravessamento de vales ou cursos de água, de maior ou menor dimensão. A pedra era o material utilizado por excelência, na construção de pontes ou aquedutos em arco, aproveitando a sua boa característica de resistência à compressão.

O processo de execução destas estruturas era geralmente de cimbra ao solo, com estrutura em alvenaria de pedra até à cota do “tabuleiro”.

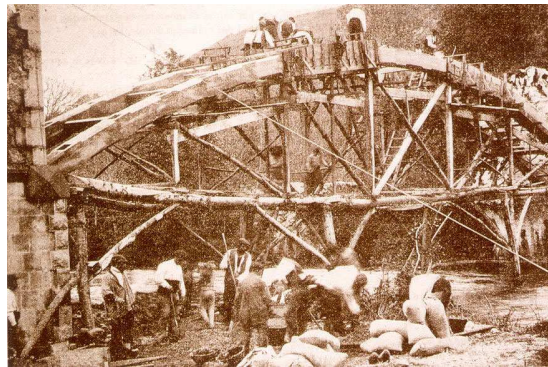


Figura II.1 – Construção de ponte em arco com cimbra ao solo em madeira TROYANO (2003)

A cofragem evoluiu no sentido de libertar, o mais possível, a área sob o tabuleiro das pontes.

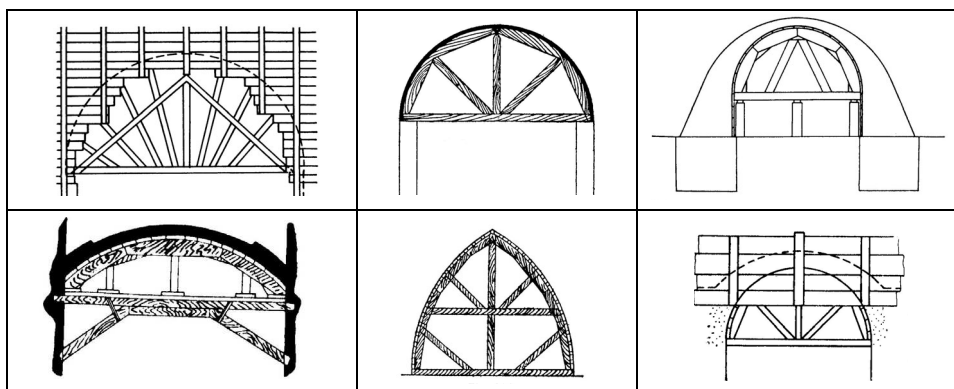


Figura II.2 – Cofragens de pontes em pedra e em arco GRÑAN (1991).

Ao longo dos tempos, acompanhando a necessidade de construir estruturas em locais de difícil acesso ou com condicionantes excepcionais, deu-se uma grande evolução nos processos construtivos de pontes e viadutos, aparecendo os primeiros sistemas de cofragem autoportante (permitindo vencer o vão a cofrar sem apoios intermédios), utilizando materiais como a madeira e o aço em perfil, em cabo, ou em chapa.

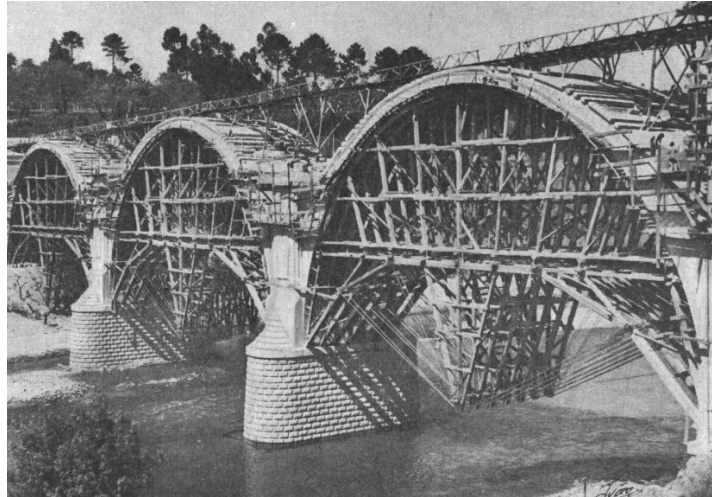


Figura II.3 – Construção da Ponte Duarte Pacheco em alvenaria de granito com cimbra autoportante em madeira e tirantes de aço. Entre-os-Rios, 1941 ABREU (1953).

Nas primeiras décadas do século XX, o aparecimento do betão armado e a descoberta das suas potencialidades na execução de obras-de-arte, impulsionaram o desenvolvimento dos processos construtivos utilizando este *novo* material.

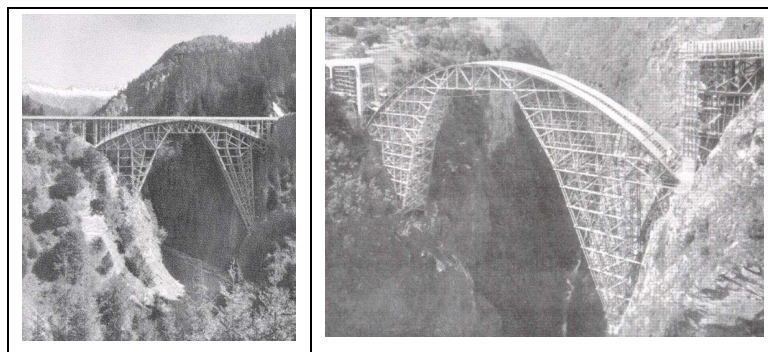


Figura II.4– Construção de ponte em arco em betão armado com cimbra em madeira TROYANO (2003)

O betão armado, com resistência à flexão superior à da pedra, potenciou o desenvolvimento de novas geometrias e soluções estruturais em pontes ou viadutos. As primeiras obras-de-arte de grande envergadura, construídas em betão armado, acabaram por ser influenciadas pelas estruturas construídas em pedra – em arco, tirando partido das boas características do betão à compressão. Só com a introdução de pré-esforço nas estruturas (décadas de 40 e 50 do séc. XX)¹, aumentando a capacidade resistente, passou a construir-se em larga escala estruturas em pórtico, e estruturas não monolíticas.

A execução de estruturas porticadas, mais ou menos rectilíneas, começou por ser através de cimbra/caveleto ao solo (apoiando-se o escoramento directamente sobre o solo).

A construção com cimbra escorado ao solo, embora sendo um processo antigo, continua a ser muito utilizado na construção de pontes de pequeno e médio vão (até 40 a 50 m) com rasante baixa (< 20 m), por razões económicas e de facilidade de execução.

O sistema de cimbra apoiado sobre o terreno pode ser total, em pontes pouco extensas (ex. passagens superiores), ou pode ser parcial com montagens e desmontagens sucessivas por fases de betonagem, nas pontes de maior extensão. Esta última solução permite um melhor aproveitamento do cimbra, devendo os planos de betonagem e de pré-esforço serem estudados tendo em conta a referida reutilização. Estão neste caso as pontes em viga contínua com ancoragens de continuidade nas juntas de betonagem, normalmente localizadas entre 1/4 e 1/5 de vão – construção tramo a tramo ou por segmentos² FERRAZ (2001).

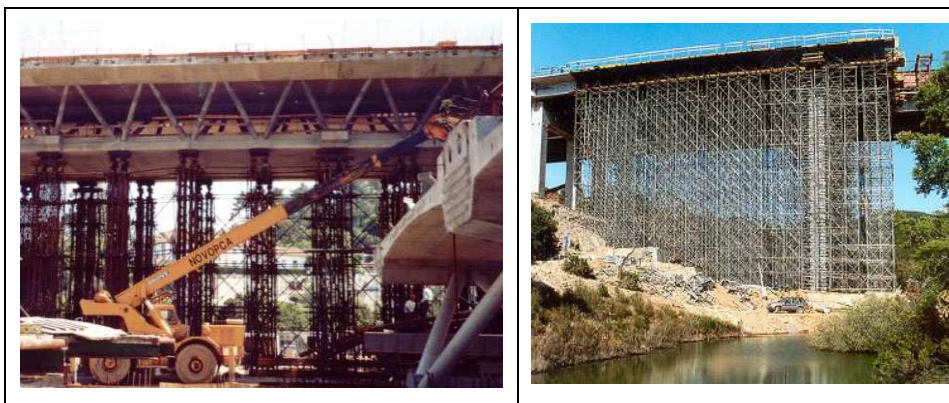


Figura II.5 – Construção de tabuleiros de viaduto e ponte com cimbra ao solo – cortesia Doka.

¹ Freyssinet fez as primeiras aplicações de pré-esforço em estruturas de betão armado na década de 40 do séc. XX

² Construção tramo-a-tramo ou por segmentos – devido à dimensão da estrutura ou do processo construtivo utilizado, não é possível executá-la de uma só vez. A construção é feita por segmentos com juntas de betonagem em secções de menores esforços, geralmente de momentos aproximadamente nulos.

Três novos processos construtivos foram desenvolvidos na construção tramo-a-tramo: construção por avanços sucessivos, deslocamentos sucessivos, e com cimbres autolançáveis.

Na construção por avanços sucessivos a execução do tabuleiro é efectuada a partir dos seus apoios, através de aduelas construídas em consola. Assim, cada aduela é ligada à antecedente, tendo uma resistência suficiente para ser autoportante, suportando o seu peso próprio, o das cofragens e do equipamento necessário à sua construção, e servir de apoio às aduelas seguintes.

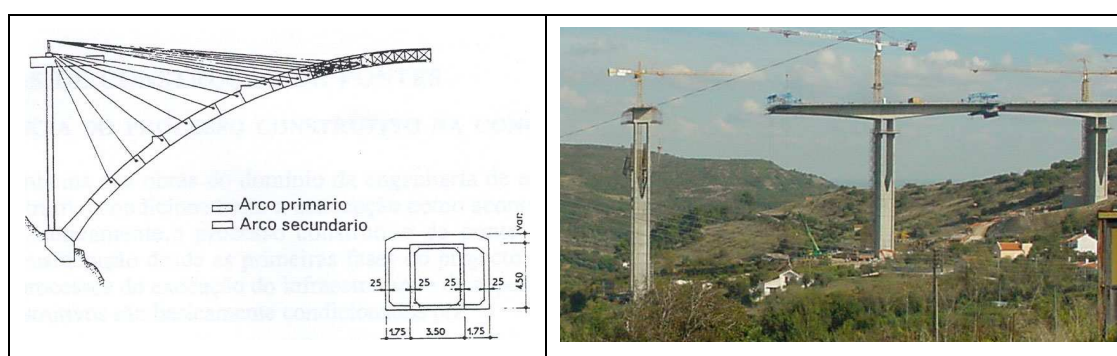


Figura II.6 – Construção por avanços sucessivos de pontes em arco e porticadas em betão armado

A construção por deslocamentos sucessivos, consiste na execução do tabuleiro por troços sucessivos numa área situada atrás de um dos encontros, orientado segundo o eixo da obra, sendo depois colocado na sua posição definitiva através de uma translação longitudinal. Este processo é utilizado na construção de pontes metálicas, desde o séc. XIX.

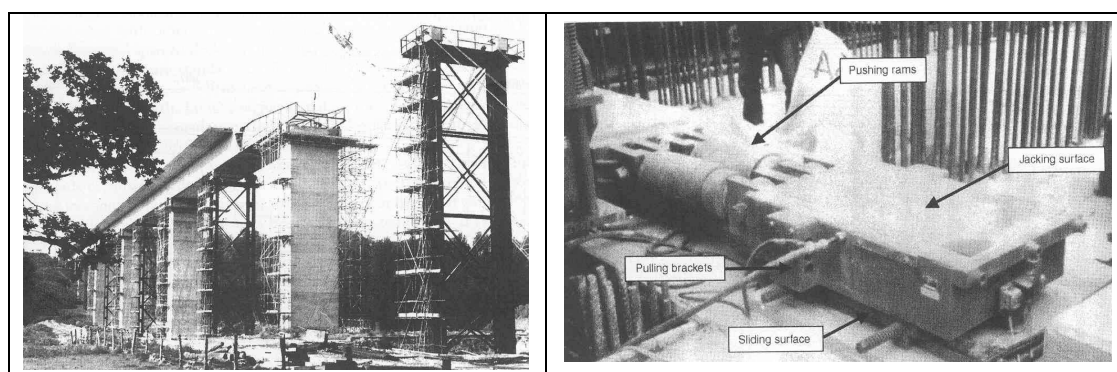


Figura II.7 – Deslocamentos sucessivos: construção dum tabuleiro (esquerda); equipamento de empurre (direita) TROYANO (2003)

Os cimbres autolançáveis, CA's, vulgarmente designados como vigas de lançamento, são estruturas utilizadas na execução de tabuleiros de pontes ou viadutos, que permitem vencer o vão total, sem apoios intermédios, e permitindo também a sua deslocação para o segmento seguinte a executar PFEIL (1987).



Figura II.8 – Construção com cibre autoportante e autolançável – cortesia NRS.

Os CA's são projectados para um trabalho linear sequencial, envolvendo a betonagem da superestrutura, preferencialmente com altura constante e em segmentos. Este processo construtivo surgiu e foi desenvolvido, devido à necessidade de construir pontes e viadutos que pudessem vencer vãos, outrora limitados por condicionalismos impostos pelos acessos à frente da obra a partir do solo, por vales extensos a grande altura, por linhas de água, ou ainda por desnivelamentos urbanos, sem necessidade de utilizar escoramento ao solo e mantendo livre, em parte ou na totalidade, a área inferior ao tabuleiro.

Um CA é constituído por uma estrutura metálica isostática – viga de lançamento – que se apoia nos pilares ou no último tramo de tabuleiro executado, e se destina a suportar a cofragem sobre a qual é efectuada a betonagem.

Uma das principais características de um CA é a capacidade de se mover de um tramo para o seguinte de forma autónoma. Recorre, essencialmente, aos seguintes aspectos para se movimentar:

1. às suas dimensões, que para além do comprimento da estrutura principal, são acrescidas à frente e/ou atrás, por vigas em caixão de almas treliçadas, que são solicitadas apenas durante o avanço – narizes (ver Figura II.9);
2. à sua elevada capacidade resistente;
3. aos sistemas de empurro constituídos por sistemas óleo-hidráulicos ou por sistemas de tracção rotativos (guinchos).

Os elementos constituintes dos CA's podem ser classificados quanto à sua função e capacidade resistente da seguinte forma:

- , estrutura principal (viga de lançamento), em geral constituída por uma ou duas vigas-caixão metálicas de alma cheia (Figura II.12) ou de alma treliçada (Figura II.14);
- , elementos transversais de apoio às plataformas de trabalho e aos sistemas de escoramento das cofragens;
- , sistema de movimentação do cimbra;
- , estrutura auxiliar para movimentação (narizes);
- , estruturas para apoio da viga de lançamento (consolas ou pórticos);
- , cofragens.

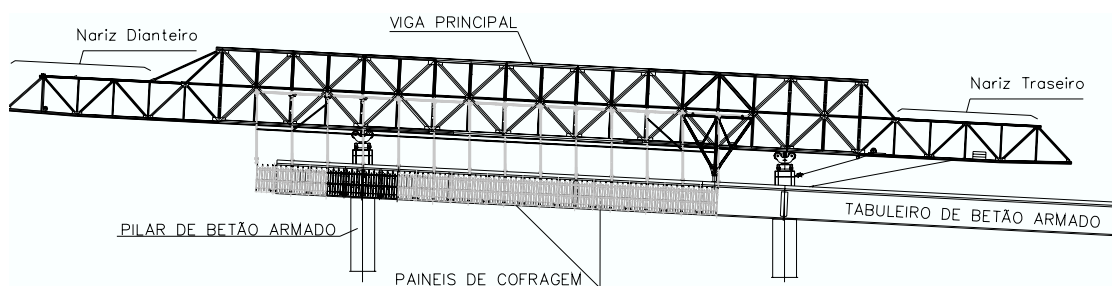


Figura II.9 – Elementos constituintes tipo do CA

A aquisição de um CA, é um considerável investimento, apresentando-se economicamente viável na construção de tabuleiros de grande comprimento (várias centenas de metros), ou considerando a sua reutilização em diversas obras FERRAZ (2001).

Estas estruturas de aço são consideravelmente pesadas (250 a 500 kg por tonelada de betão suportada) porque vencem “grandes” vãos suportando o seu peso próprio e o peso do betão de um tramo BAPTISTA (1995).

O presente trabalho debruça-se sobre a execução de tabuleiros de pontes e viadutos executados “*in situ*” com cimbra autolanzável.

2.1.1. Domínio de aplicação

2.1.1.1. Tabuleiros executados “*in situ*”

Os CA's, têm sido largamente utilizados em vários países na execução de obras-de-arte pertencentes a infra-estruturas rodoviárias e ferroviárias. Em Portugal, tem-se mantido a tradição de utilizar o betão armado em larga escala como material resistente em detrimento de outros, o que também se reflectiu na construção de pontes e viadutos. Este factor, associado à topografia do país e à curta tradição em pré-fabricação pesada, possibilitou a aplicação em larga escala deste processo construtivo, na execução “*in situ*” de superestruturas de pontes e viadutos extensos em betão armado pré-esforçado incluídos, na sua grande maioria, na rede de auto-estradas.

O processo construtivo depende em parte do tipo de CA a utilizar para a construção da superestrutura. Apresenta-se em 2.2. a metodologia geralmente adoptada para obras com a relação entre vãos – $0,8 \cdot L - n \cdot L - 0,8 \cdot L$, em que n é o número de tramos (excepto os dois de extremidade) e L o vão dos tramos centrais BAPTISTA (1995). A superestrutura é construída numa direcção, tramo a tramo, com juntas de betonagem localizadas, em geral, na zona de momentos nulos.

Os CA's são economicamente viáveis para vãos entre os 30 e os 60 m de igual comprimento FIB (2000), embora tenham já sido executados tramos até 70 m de comprimento STRUKTURAS (2003).

Como valor de referência, deixa de ser viável a utilização deste método construtivo quando o CA pesa mais de metade do peso próprio do tabuleiro a suportar BAPTISTA (1995).

2.1.1.2. Tabuleiros pré-fabricados

Os CA's, para além de serem utilizados na construção de tabuleiros “*in situ*”, são também utilizados na construção de tabuleiros pré-fabricados. Nestes casos, designam-se também por vigas de assemblagem ou “lançadeiras”.

Sobre as vigas principais existe uma ponte rolante (pórtico metálico) para transportar os elementos pré-fabricados - aduelas ou vigas. Estes são transportados até à extremidade do último vão já executado (autoportante), pelo pórtico móvel, que se

desloca sobre o CA, suspendendo e transportando os elementos pré-fabricados até à “frente de obra”. Posicionado o elemento, a ligação é feita, no caso das aduelas, recorrendo à aplicação de pré-esforço convencional (junta-seca) ou incluindo a aplicação de resina epoxy que melhora a aderência entre as superfícies da junta. No caso de elementos de viga, como estas vencem o vão total, a continuidade é garantida na zona dos apoios pelo pré-esforço.

Como as juntas entre elementos não são, normalmente, atravessadas por armaduras, deve-se garantir uma tensão de compressão de 0,5 a 1,5 N/mm² sob a acção das solicitações permanentes, pré-esforço a tempo “infinito”, cargas variáveis e gradientes térmicos BAPTISTA (1995).

Este processo construtivo em desenvolvimento no nosso país, a par da indústria da pré-fabricação com vastas aplicações no panorama internacional, possibilita, na execução de tabuleiros por aduelas, vencer vãos até 80 m.

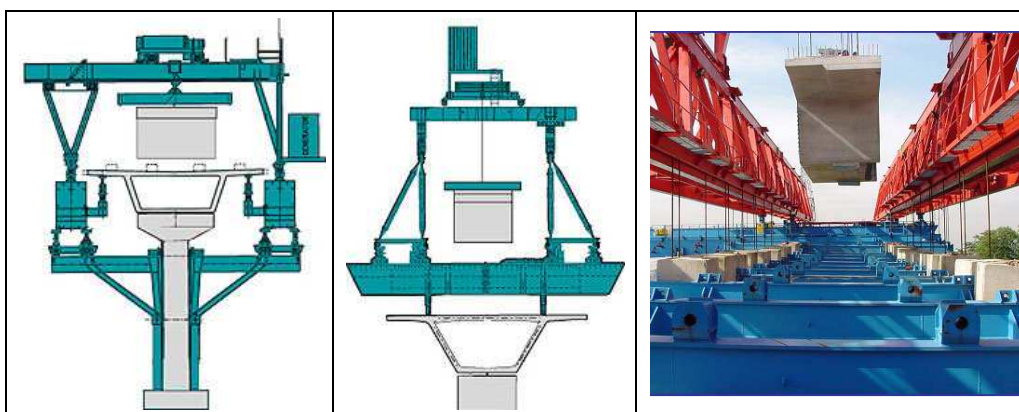


Figura II.10 – Construção de tabuleiros com elementos pré-fabricados. Da esquerda para a direita: CA inferior, CA superior – cortesia NRS

2.1.2. Classificação de cimbres

Os CA's são classificados consoante o seu posicionamento em relação ao tabuleiro, em superiores e inferiores.

Os CA's superiores são colocados acima do nível do tabuleiro em construção, apoiam-se na face superior do último tramo betonado (apoio traseiro) e num pórtico metálico colocado no pilar seguinte (apoio dianteiro). Os pórticos são formados por conjuntos de montantes verticais, ligados no topo por uma viga reconstituída, e distanciados transversalmente com o mesmo afastamento dos cilindros hidráulicos que suportam a viga de lançamento na fase de betonagem..

Os CA's possuem um sistema de movimentação autónomo que possibilita a sua deslocalização de tramo para tramo. Esse sistema pode ser de empurre ou de puxe, consoante se utilizem macacos hidráulicos instalados ao nível do apoio traseiro, ou guinchos mecânicos, respectivamente.

Nos cimbres superiores, a cofragem do tabuleiro é suspensa a partir da estrutura metálica principal através de tirantes/varões de aço de alta resistência.



Figura II.11 – CA superior – Execução dum viaduto na auto-estrada A10 – cortesia Brisa

Os aspectos mais vantajosos da utilização deste tipo de cembre são:

- a montagem é realizada sobre um dos encontros, sendo posteriormente movimentado para o primeiro tramo a executar, apoiando-se no encontro e no pilar mais próximo;
- maior versatilidade perante a geometria da secção transversal do tabuleiro e dos pilares;
- a possibilidade do cembre acomodar equipamento auxiliar (por ex: ponte rolante) para transporte de materiais.

Os aspectos menos vantajosos da utilização do CA superior, são:

- a necessidade de deixar negativos no tabuleiro, na intersecção do mesmo com a estrutura metálica porticada;
- a obstrução do plano de trabalho por elementos que suspendem a cofragem e a necessidade de atravessarem o tabuleiro, obrigando à sua desmontagem aquando do avanço do CA, FERRAZ (2001);
- a necessidade de abertura integral das cofragens para passagem pelos pilares MACHADO (1993), FIB (2000).

Os CA's inferiores, colocados sob o nível inferior do tabuleiro, apoiam-se em consolas metálicas fixadas aos pilares da estrutura, de uma das seguintes formas:

- , utilizando anéis de atrito que através de varões/barras de aço pré-esforçadas são comprimidos contra o betão dos pilares, mobilizando uma força de atrito suficiente para resistir ao esforço de corte entre pilar e consola.
 - , directamente nos pilares, criando-se para o efeito pequenos negativos para apoio das escoras da consola;
 - , a consola é suportada por um sistema misto, constituído pelo atrito, e por elementos, da consola ou do anel de atrito, que se apoiam directamente no pilar, transmitindo o esforço por compressão, ou por corte.
- , O esforço de momento provocado pelos carregamentos excêntricos à zona de contacto, é resistido por um sistema escora-tirante.



Figura II.12 – CA inferior – Execução de viaduto na A9 (CREL) – cortesia NRS

Os aspectos mais vantajosos da utilização deste tipo de cimbra são:

- O acesso de materiais poderá ser feito facilmente, utilizando uma grua instalada sobre a parte do tabuleiro já construída que se desloca conforme a progressão do tabuleiro;
- Maior facilidade no avanço de vão para vão deste tipo de cimbra, que não necessita de fazer a abertura total das cofragens para passar pelos pilares;

Os aspectos mais desvantajosos da utilização deste tipo de cembre são:

- Não podem ser montados sobre o encontro; a sua colocação em obra é feita directamente no vão e recorre a meios de elevação de grande tonelagem;
- A execução do primeiro tramo de tabuleiro é executada recorrendo a outro tipo de escoramento da cofragem (por ex. cembre ao solo), dada a interferência existente entre a estrutura e o encontro;
- A maior dificuldade no avanço em situações de traçado longitudinal de viadutos e pontes em curva, com a interferência entre cembre e os pilares posteriores.

2.1.2.1. Soluções estruturais correntes nos CA's

As soluções estruturais mais correntes, distinguem-se pela estrutura das vigas principais, em:

- , Estruturas em caixão de alma cheia;
- , Estruturas em caixão de almas treliçadas;

As estruturas em caixão de almas cheias (Figuras II.12 e II.13) são correntes quer em cimbres inferiores quer em superiores. As vigas são constituídas por chapas metálicas (10 a 25 mm de espessura, em geral), reforçadas com chapas transversais colocadas interiormente para aumentar a resistência ao enfunamento. O contraventamento do caixão, é realizado por escoras metálicas colocadas na diagonal.

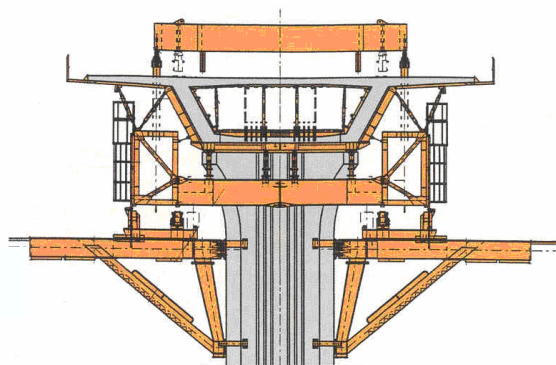


Figura II.13 – CA inferior – Estruturas das vigas principais em caixão de alma cheia – cortesia NRS

As estruturas em caixão de almas treliçadas (Figura II.11), mais usuais em cimbres superiores, são constituídas tipicamente por perfis laminados comerciais e/ou reconstituídos³.

Em ambos os casos, quer seja um CA superior ou inferior, de vigas caixão de alma cheia ou treliçada, por uma questão de economia, as vigas principais são “acrescentadas” por vigas treliçadas mais esbeltas (narizes) para possibilitar a sua movimentação. A estrutura principal suporta treliças transversais que servem de apoio às cofragens do tabuleiro (Figura II.14).



Figura II.14 – CA Superior com estrutura em caixão de almas treliçadas.
Perspectiva geral (à esquerda) e vista do interior do caixão (direita) – cortesia Mota-Engil

Por facilidade de transporte e montagem as vigas são preferencialmente, constituídas por módulos com dimensões variáveis, que são conectados entre si por ligações aparafusadas pré-esforçadas. Em cada reutilização são utilizados novos parafusos.

As ligações entre elementos constituintes de cada módulo são geralmente soldadas dado o seu carácter definitivo, e devem ser sempre inspeccionadas após cada reutilização.

³ Perfis reconstituídos – são compostos por vários perfis laminados e/ou aço em chapa ligados por soldadura.

2.1.2.2. Cimbres autolanzáveis com articulações

A maior dificuldade na utilização de CA's convencionais reside na construção de viadutos e pontes com raios de curvatura pequenos, especialmente em zonas urbanas, em que os traçados rodoviários assim o obrigam. Nestes casos, não é possível utilizar a mesma técnica usada na construção de viadutos em curva com raios superiores a 200 m, em que o CA liga de forma rectilínea os pontos de apoio, e a curvatura é efectuada na cofragem. A rotação do cembre é efectuada sobre a sua traseira com avanços diferenciais em cada um dos apoios, no caso de CA's superiores, ou de translação dos “*bogies*” perpendicularmente à estrutura no caso de CA's inferiores.

Um dos recentes avanços tecnológicos em CA's é a inclusão de rótulas, que permitem a rotação sobre o plano horizontal (tipo dobradiça), ao meio vão das vigas principais, e na ligação entre estas e os narizes. Estas estruturas permitem executar viadutos com raios em planta de 75 m no caso dos CA's para estruturas pré-fabricadas, e de 85 m no caso de estruturas betonadas “*in situ*” STRUKTURAS (2003).



Figura II.15 – CA inferior com estrutura em caixão de almas cheias e com articulação a executar estrutura pré-fabricada - cortesia Strukturas.

2.2. Processo Construtivo / Funcionamento dos Cimbres

Descreve-se neste sub-capítulo, generalizadamente, o processo construtivo de pontes tramo-a-tramo utilizando CA's. Como fundamento teórico-prático utilizou-se a

bibliografia apresentada, e apontamentos de reuniões com técnicos ligados à indústria da construção.

2.2.1. Transporte, montagem e colocação do cembre

Como já foi referido em 2.1.2., os CA's são preferencialmente constituídos por módulos para facilitar o seu transporte e armazenamento. Após o transporte e colocação no local da obra é necessário proceder à montagem da estrutura.

Os módulos são constituídos por elementos conectados por parafusos, solda e/ou cavilhas. A ligação entre módulos é geralmente efectuada através de ligações aparafusadas e pré-esforçadas.

Um dos aspectos mais importantes do funcionamento e utilização de um CA é precisamente o da sua colocação (posicionamento inicial) em obra. No caso dos CA's superiores, a montagem é feita numa das margens sobre o encontro, avançando posteriormente para o primeiro vão. A estrutura apoia-se no primeiro pilar (apoio dianteiro) e no encontro (apoio traseiro).

Os CA's inferiores, como são colocados abaixo do nível do tabuleiro, não podem seguir a mesma metodologia de colocação dos superiores. Montados igualmente numa das margens, são normalmente colocados em funcionamento com o auxílio de guias móveis ou fixas, de elevada tonelagem. Como já foi referido em 2.1.2., neste tipo de processo construtivo utilizando CA's inferiores, e para evitar readaptações, é usual adoptar-se outro processo construtivo para a execução dos dois tramos de extremidade, por exemplo cembre ao solo; a construção da superestrutura com CA começa a partir do segundo tramo.

2.2.2. Colocação e posicionamento da cofragem

A colocação da cofragem é uma das fases deste processo construtivo. É uma operação semelhante em ambos os tipos de CA's, diferindo apenas na forma como as cofragens são suportadas. No caso de CA's superiores, a cofragem é suspensa a partir de tirantes de aço de alta resistência, que podem estar, ou não, ligados a sistemas hidráulicos que permitem descer ou subir a mesma. Terminado o período de endurecimento do betão, necessário para ser possível a aplicação de pré-esforço, e feito o pós-tensionamento dos cabos, é descofrado o tramo executado.



Figura II.16 – CA Superior equipado com sistema óleo-hidráulico para abertura/fecho das cofragens. Perspectiva geral (à esquerda) e pormenor (à direita) – cortesia Mota-Engil

No caso dos CA's superiores, a descofragem é feita com a abertura total da cofragem para permitir a movimentação para o tramo seguinte sem haver colisão com os pilares (Figura II.12). Se o CA não possuir um sistema óleo-hidráulico para abrir/fechar as cofragens, recorre-se a outros meios de elevação mecânica, por exemplo grua móvel.

Concluída a movimentação, a cofragem é novamente elevada para se proceder à execução do tramo seguinte.



Figura II.17 – CA Superior com estrutura em caixão de almas cheias com cofragens totalmente abertas e preparado para avançar . Perspectiva geral (à esquerda) e vista transversal (direita) – cortesia NRS

No caso dos CA's inferiores, a cofragem é escorada por elementos metálicos isolados ou em treliça, os quais também se podem movimentar através de sistemas mecânicos ou óleo-hidráulicos.

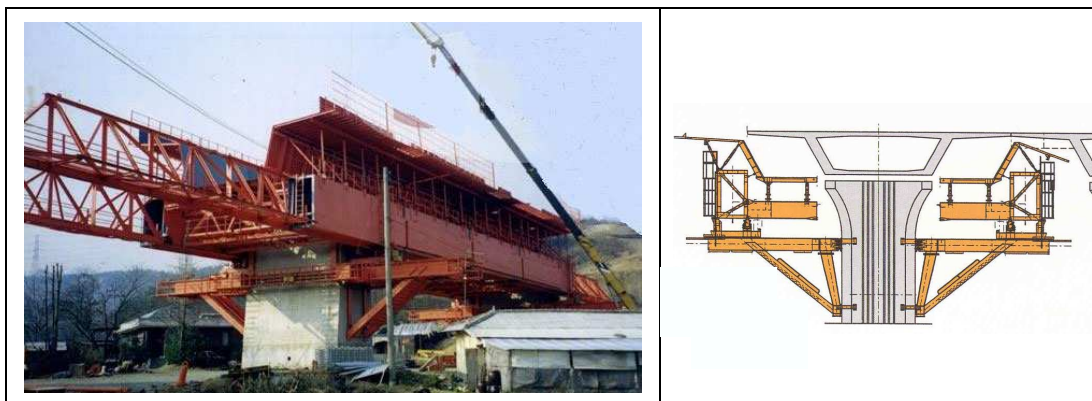


Figura II.18 – CA Inferior com estrutura em caixão de almas cheias. Perspectiva geral (à esquerda), e abertura parcial de cofragens para avanço (direita) – cortesia NRS

A abertura das cofragens, que no caso dos CA's superiores tem de ser total para que a estrutura ultrapasse os pilares, no caso dos CA's inferiores pode ser total ou parcial. A abertura parcial, é possibilitada pela utilização de “carrinhos” de rolamentos – “*bogies*” (ver 2.2.6), onde existem vigas de sustentação nas quais se apoiam as vigas principais. As plataformas criadas pelas consolas metálicas fixas aos pilares, servem de base aos “*bogies*”. Nas plataformas existe um sistema hidráulico que permite movimentar os “*bogies*” transversalmente ao tabuleiro sobre uns carris que têm a função de guia.

O avanço de um tramo para outro é feito, tal como nos CA's superiores, com recurso a “macacos hidráulicos” que exercem a força de reacção nas consolas e elevam as vigas de sustentação, elevando consequentemente, a estrutura do CA. Quando a estrutura é levantada, os “*bogies*” deixam de contactar com o CA, ficando este “travado” pelo atrito existente gerado pela reacção na viga de sustentação. Recorrendo a outros “macacos hidráulicos” é efectuada a translação longitudinal do CA.

No caso de vigas caixão, para além da cofragem exterior é necessário utilizar uma cofragem interior para criar o vazamento interno do caixão. Esta cofragem possui um sistema de avanço idêntico ao dos CA's inferiores (“*bogies*” e “macacos” hidráulicos), que permite deslizar dentro do caixão. Ao iniciar-se a execução do último tramo da superestrutura, e por razões económicas, a cofragem deslizante é usualmente substituída por cofragem perdida.

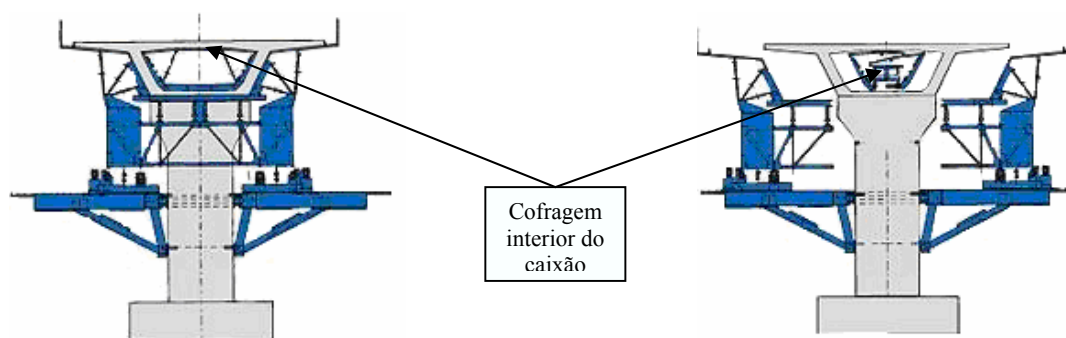


Figura II.19 – Execução de superestrutura com secção transversal em caixão.
Cofragem exterior e interior – cortesia NRS

Em ambos os casos, CA's superiores ou inferiores, após a colocação da cofragem na posição de betonagem, faz-se o acerto de cotas altimétricas recorrendo-se a técnicos de topografia. Este controlo de geometria, é executado a partir das cotas definidas em projecto e de um plano de contra-flechas a aplicar às cofragens para compensar deformações do CA.

2.2.3. Colocação da armadura

A armadura da superestrutura é normalmente pré-fabricada em estaleiro ou sobre os tramos já executados, sendo colocada na cofragem por intermédio de meios de elevação do próprio cimbra ou exteriores ao mesmo. Os varões de aço, só são armados directamente sobre a cofragem numa situação de recurso em que não seja possível o transporte e colocação de armadura pré-fabricada. Este factor é de extrema importância na progressão dos trabalhos de execução da obra.



Figura II.20 – Armadura dum tabuleiro em caixão sobre cofragem suspensa – cortesia Mota Engil

No caso dos CA's superiores, a estrutura do próprio cembre pode conter uma ponte rolante para movimentação de material, nomeadamente armaduras pré-fabricadas. A maior dificuldade na movimentação e colocação das armaduras neste tipo de cembre relaciona-se com a colisão com os varões que suspendem a cofragem, o que implica geralmente, que apenas seja pré-fabricada a armadura das longarinas ou das almas do caixão do tabuleiro.

Os CA's inferiores, como não necessitam de nenhum tipo de elementos acima do nível da cofragem, possibilitam a movimentação de toda a armadura do tabuleiro pré-fabricada sobre o tabuleiro recém executado. Para esta operação torna-se necessária a utilização de um meio de elevação exterior ao cembre, por exemplo grua móvel a operar a partir do solo ou no último tramo executado.

2.2.4. Betonagem e aplicação de pré-esforço

A betonagem de um tramo de um tabuleiro é uma operação da maior importância no resultado final da obra, em termos de resistência, durabilidade e estética. Um grande volume de betão⁴ é usado para cada betonagem, normalmente, no máximo, na ordem dos 400-450 m³, o que envolve várias equipas de operários (manobreadores de mangueiras, vibradores, espalhadores, etc.) durante várias horas seguidas.

A betonagem pode ser realizada por bombagem ou por balde, e o betão pode ser produzido numa central de betão instalada no estaleiro da obra ou no exterior. Habitualmente, o betão é transportado até à frente de obra por camiões-betoneira.

Por ser uma operação que normalmente ultrapassa a dezena de horas, a “presa” do primeiro betão colocado e vibrado acontece muito antes de terminada a betonagem. Este facto é da maior importância na metodologia a seguir para a betonagem. Na generalidade dos casos é adoptado um dos seguintes processos de execução:

- Tipo A - a betonagem é iniciada sobre o apoio da frente avançando simetricamente em duas frentes. Chegando ao fim da betonagem do vão em consola, é betonada a restante parte do tabuleiro.

⁴ Valor de referência: 440 m³ de betão; secção do tabuleiro de 11m²; vão de 40m.

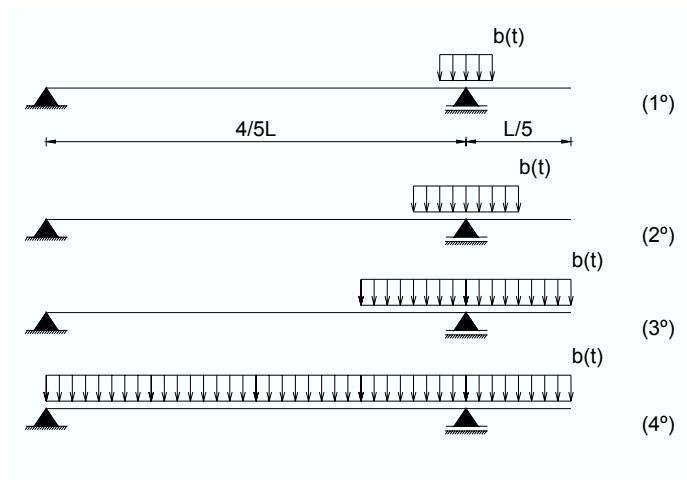


Figura II.21– Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo A

- Tipo B - a betonagem é iniciada a partir da extremidade do cimbra em consola e avançando no sentido do apoio traseiro;

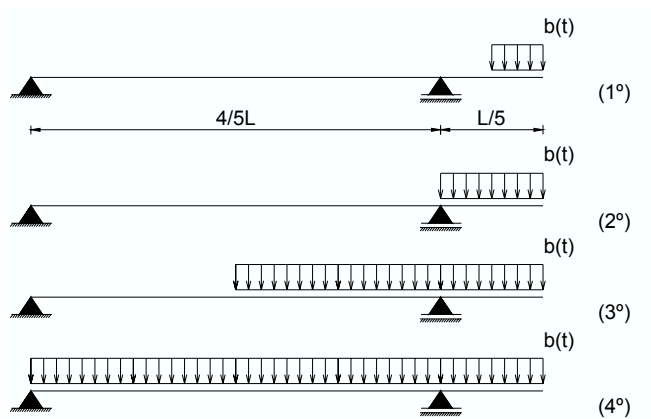


Figura II.22 – Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo B

O primeiro processo de betonagem apresentado, embora menos adoptado por implicar duas equipas de betonagem e o dobro do equipamento envolvido, garante menores variações de deformação do cimbra ao longo da betonagem, reduzindo, por consequência, a variação de tensões no betão com o processo de endurecimento iniciado.

O segundo processo introduz uma considerável variação na rotação da secção sobre o apoio quando a betonagem evolui para o vão bi-apoiado, traduzindo-se numa

maior susceptibilidade ao aparecimento de fissuração nessa secção, podendo comprometer a qualidade e durabilidade da construção em causa.

Note-se que em ambos os casos, a betonagem termina na junta de betonagem do tramo anterior evitando-se assim o eventual surgimento de patologias nessa zona crítica.

A escolha do processo de betonagem depende, não só das exigências técnicas do projecto de execução da obra-de-arte mas, em grande parte, de factores como as inclinações transversais e longitudinais dos tabuleiros. Para uma inclinação longitudinal superior a 3%, observou-se “*in loco*”, que o betão colocado na zona da consola tende a espalhar-se ao longo de todo o tabuleiro. Este aspecto é ainda mais notório na betonagem de vigas altas.

Após a betonagem, o betão inicia o processo de endurecimento, aumentando gradualmente as suas “capacidades resistentes”, de forma mais ou menos lenta, dependendo dos adjuvantes introduzidos na sua composição (entre outros factores). A aplicação de pré-esforço ao tabuleiro é feita para uma resistência mínima do betão, indicada no projecto específico de pré-esforço, e que depende de vários factores, tais como: a classe de resistência e composição do betão, o tipo de ancoragem a ser aplicada, etc. A capacidade resistente mínima, é geralmente alcançada 48 a 72 horas após a betonagem, devendo ser verificada com ensaios de compressão de provetes do mesmo betão colocado na estrutura.

Aplicado o pré-esforço à estrutura, esta torna-se autoportante, permitindo efectuar a abertura dos painéis de cofragem para fazer avançar o cimbra para o tramo seguinte.

2.2.5. Avanço do cimbra

O avanço do cimbra é uma operação cinemática essencial à funcionalidade deste tipo de equipamento. Durante o avanço torna-se necessário garantir a movimentação transversal e longitudinal do cimbra, garantindo em simultâneo, a isostaticidade da estrutura. Para tal, utilizam-se os dispositivos de travamento apresentados no ponto seguinte (2.2.6.).

A operação de avanço de um tramo executado⁵ para o seguinte é, em ambos os tipos de CA's, semelhante. A estrutura desloca-se entre apoios, utilizando para isso um

⁵ Tramo executado – Tramo betonado, pré-esforçado e descofrado.

sistema de movimentação óleo-hidráulico (empurre do CA) ou de guincho (puxe do CA), geralmente associado a “*bogies*” em cada um dos apoios. Embora possível, é menos usual substituir os “*bogies*” por apoios deslizantes com “*teflon*”.

Durante o avanço, o CA solicita as suas partes mais extremas, o nariz dianteiro e o nariz traseiro. Os narizes são vigas treliçadas, de secção transversal triangular ou rectangular, mais esbeltas que as vigas principais, e são dimensionadas para suportar parte do peso próprio do CA e das cofragens, durante o avanço da estrutura. O seu comprimento é definido de forma a permitir a translação do CA garantindo o equilíbrio estático durante toda a operação.

Os CA’s superiores, têm apenas um nariz, quando se apoiam na consola do último tramo executado da superestrutura; ou dois narizes, quando ambos os apoios são estabelecidos em pórticos metálicos colocados sobre os pilares. Os CA’s inferiores têm sempre dois narizes.

Nas Figuras II.24 e II.25, ilustra-se o avanço de um CA superior e dum CA inferior.

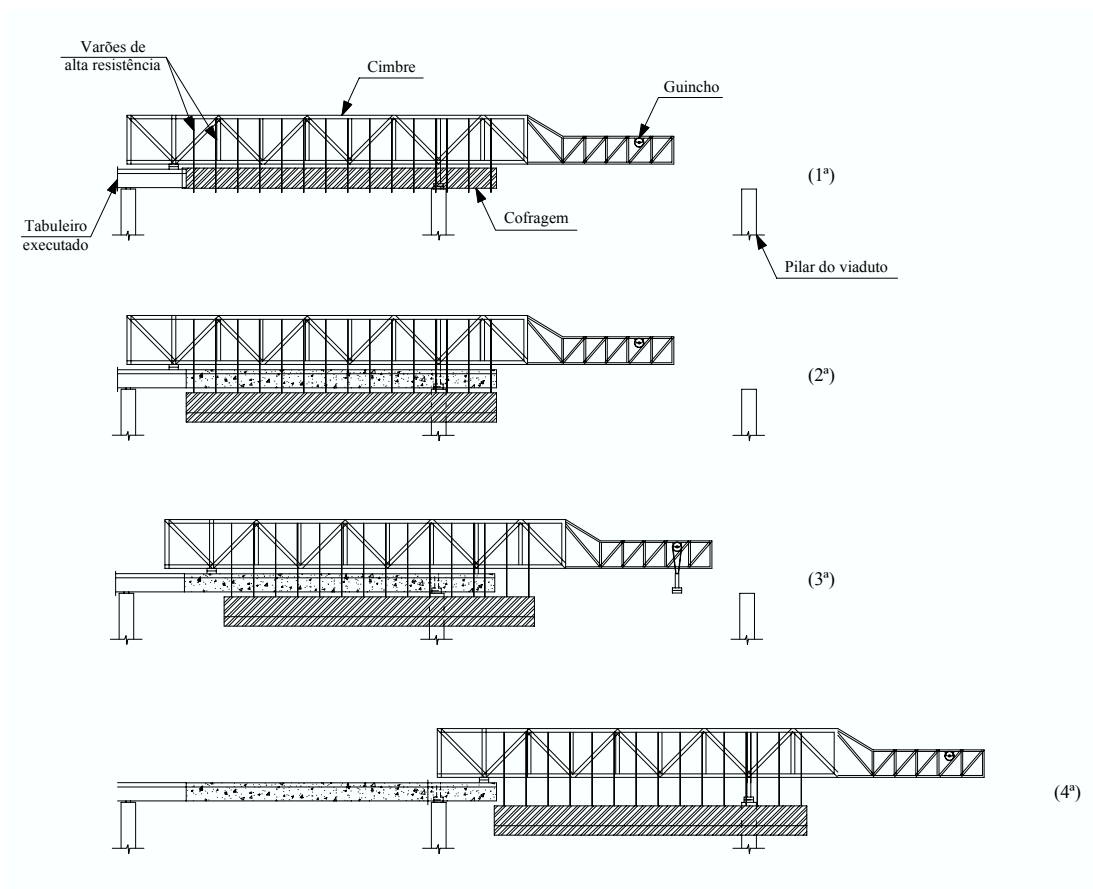


Figura II.24 – Cronologia das actividades dum CA superior. 1ª - Fecho das cofragens, colocação da armadura e betonagem; 2ª - Para as resistências mínimas regulamentares do betão é aplicado o pré-esforço e procede-se à abertura de cofragens; 3ª - Avanço do cembre e transporte do apoio a colocar sobre o pilar; 4ª - Colocação do cembre na posição de betonagem, e reiniciação de um novo ciclo com a 1ª fase.

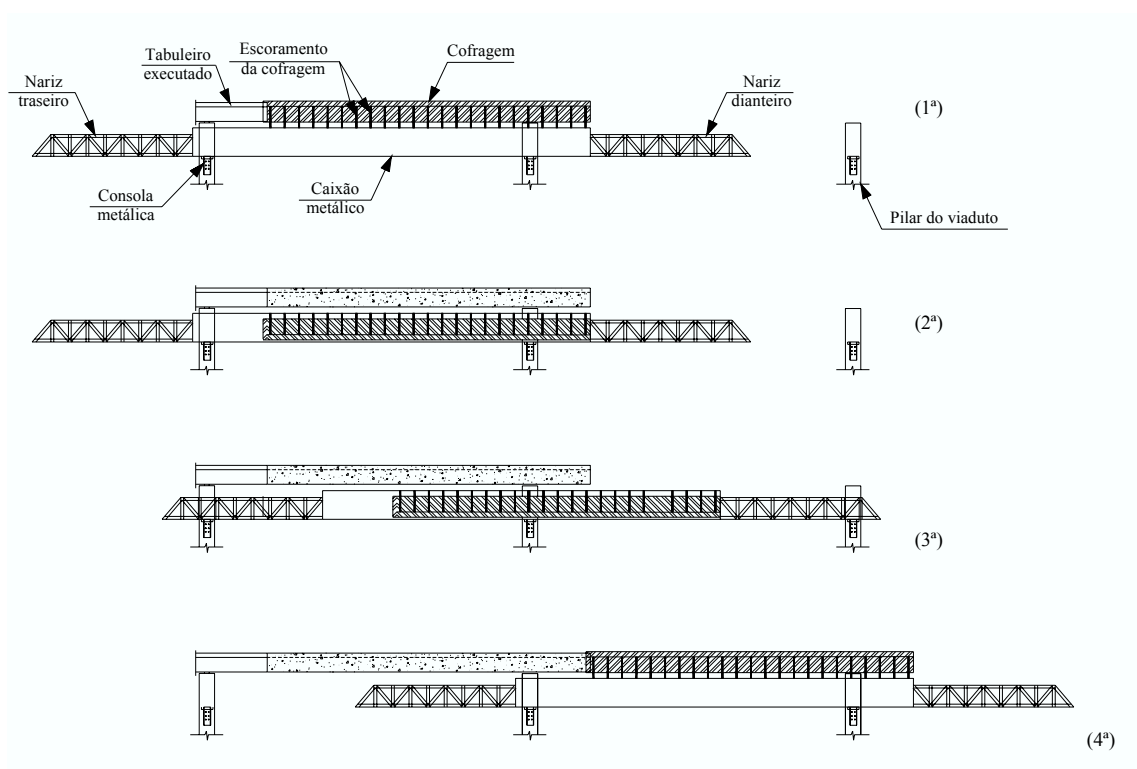


Figura II.25 – Cronologia das actividades dum CA inferior. 1ª - Fecho das cofragens, colocação da armadura e betonagem; 2ª - Para as resistências mínimas regulamentares do betão é aplicado o pré-esforço e procede-se à abertura de cofragens; 3ª - Avanço do cembre para o tramo seguinte; 4ª - Colocação do cembre na posição de betonagem, e reiniciação com a 1ª fase.

2.2.6. Sistemas de travamento

A necessidade do CA se movimentar ao longo do tabuleiro, exige, que durante tal operação existam graus de liberdade das reacções horizontais a serem controladamente “libertos”, e uma grande variação das reacções verticais em cada apoio. De forma a garantir a segurança do CA a libertação de graus de liberdade é efectuada através de meios mecânicos e sistemas estáticos de travamento.

Durante a fase de betonagem, os graus de liberdade têm de ser “travados” de forma a garantir a estaticidade da estrutura. As inclinações longitudinais e transversais dos traneis de pontes e viadutos, em geral, não permitem que o travamento do CA seja efectuado, apenas, pelo atrito entre viga de sustentação e viga de lançamento, como referido no parágrafo anterior. Assim, utilizam-se tirantes (cabos ou varões de aço) ligados aos pilares para realizar o travamento longitudinal da estrutura, ficando a

estabilidade transversal assegurada por dois contraventamentos transversais, um em cada apoio.

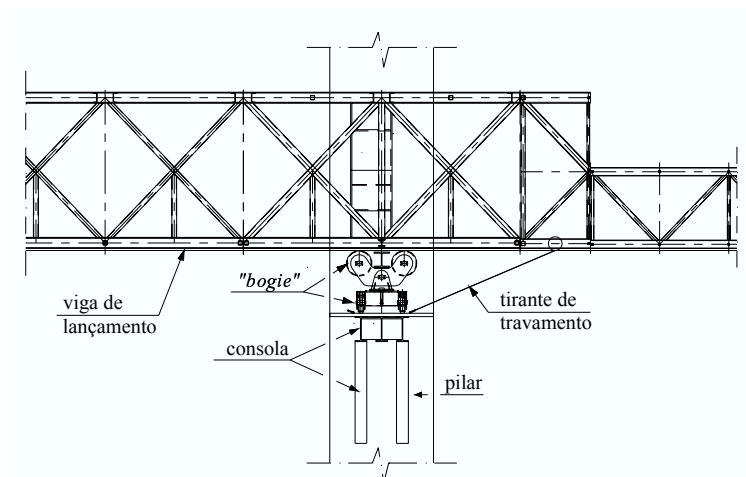


Figura II.30 – Elementos de apoio, movimentação e travamento do CA.

2.2.7. Duração das diversas actividades

Na construção tramo-a-tramo de uma ponte ou viaduto com recurso a CA's, o tempo de referência para a execução de um tramo, é de sete a oito dias. Uma sequência lógica do andamento dos trabalhos de execução "*in situ*" é MACHADO (1993):

- 1º Dia – Aplicação do pré-esforço no tramo betonado após dois dias de endurecimento do betão;
- 2º Dia – Abertura das cofragens e avanço do cembre;
– Posicionamento das Cofragens;
- 3º e 4º Dia – Colocação de armadura; se for pré-montada em estaleiro esta tarefa fica reduzida a um dia;
- 5º Dia – Betonagem;
- 6º e 7º Dia – Tempo para endurecimento do betão.

Na construção de tabuleiros pré-fabricados, o rendimento é cinco a seis vezes superior, podendo-se atingir médias de um a dois tramos por dia STRUKTURAS (2003).

2.2.8. Manual de instruções

O projecto de execução dum CA, tal como o de qualquer outra estrutura, é constituído por documentos escritos e peças desenhadas. Os documentos escritos são condensados num manual de instruções. O manual é um documento essencial para o empreiteiro conhecer e compreender um equipamento que, para além de constituir uma estrutura, é também uma máquina. No manual de instruções descrevem-se todos os procedimentos que permitem a utilização cinemática e estática do CA, em segurança.

Apresenta-se uma estrutura geral do documento, por capítulos e itens ABCASSIS (2003) PERI (2002) STRUKTURAS (2003):

1. Informação Geral
 - Apresentação do CA;
 - Descrição das principais características geométricas;
 - Pesos totais aproximados;
 - Cor da pintura dos elementos;
 - Critérios de dimensionamento;
2. Descrição dos Principais Componentes
 - Estrutura principal;
 - Narizes;
 - Vigas transversais;
 - Plataformas de trabalho;
 - Cofragem;
 - Sistema de avanço;
 - Bogies;
 - Consolas ou Pórticos;
3. Montagem
 - Plano de segurança, independente, para a montagem;
 - Parqueamento da estrutura;
 - Procedimentos de montagem;
4. Betonagem
 - Plano de segurança, independente, para a betonagem;
 - Plano de contra-flechas a introduzir na cofragem;

- Lista de procedimentos de verificações;
- 5. Avanço
 - Plano de segurança, independente, para o avanço;
 - Lista de procedimentos;
- 6. Manutenção do Equipamento
 - Lista de procedimentos;
 - Recomendações de protecção, limpeza e tipo de lubrificantes, para o equipamento óleo-hidráulico.
- 7. Desmontagem
 - Plano de segurança, independente, para a desmontagem;
 - Lista de procedimentos;
- 8. Anexos
 - Lista de desenhos e desenhos principais;
 - Desenhos para avanço e betonagem;
 - Instruções para aperto das ligações aparafusadas;
 - Manual do equipamento hidráulico.

2.3. Materiais e especificações técnicas comuns

Neste sub-capítulo faz-se uma caracterização generalizada dos CA's, tipo de materiais constituintes, tratamentos a que são sujeitos, e ligações entre elementos.

2.3.1. Estrutura das vigas de lançamento

Os CA's, na sua globalidade, são constituídos por vários elementos metálicos, principais e secundários. Todos os elementos, excepto a cofragem, são em aço cuja classe varia normalmente entre o S275⁶ ou S355⁶. A escolha da classe de aço é definida pela avaliação dos seguintes aspectos:

⁶ Classes de aço segundo o Eurocódigo 3, correspondentes ao Fe430 e ao Fe510 segundo o R.E.A.E.

- , capacidade resistente – a utilização da classe superior é vantajosa em termos de resistência máxima e na diminuição das secções de alguns elementos;
- , peso próprio da estrutura – a diminuição das secções dos elementos permite “aligeirar” a estrutura;
- , economia – a utilização de aço de classe superior tem custos mais elevados comparados com os de classe inferior;

2.3.2. Estrutura de sustentação das cofragens

Os materiais utilizados nas estruturas de sustentação no caso dos CA's superiores são:

- Aço corrente no caso de perfis;
- Aço de alta resistência⁷ no caso de varões ou cabos, para diminuir o número de elementos necessários ao suporte da cofragem.



Figura II.26 – Cofragem suspensa num CA superior – cortesia Mota-Engil

No caso dos CA's inferiores, o material utilizado nas estruturas de suporte das cofragens é o aço corrente em perfil.

⁷ Tensões de cedência, em geral, superiores a 800 MPa.

2.3.3. Cofragens

As cofragens são constituídas por painéis de aço ou de contraplacado marítimo, assentes sobre planos definidos por perfis de aço. O aço é o material cofrante mais dispendioso, mas é também o que possibilita maior número de reutilizações, o que não invalida que apresente inconvenientes. Um deles é a corrosão superficial que, se não for retirada de betonagem para betonagem, liberta óxido de ferro, pigmentando o betão.

O contraplacado marítimo, é o material mais utilizado em cofragem de grandes superfícies, e não sendo tão dispendioso como o aço, permite várias reutilizações.

O pinho de madeira de 2ª categoria (cofragem tradicional), tem o seu campo de utilização limitado a travessas para rigidificação dos painéis de contraplacado marítimo.

O solho de pinho foi progressivamente preterido, devido ao baixo número de reutilizações e insuficiente qualidade do acabamento final do betão.

Algumas empresas fabricantes de cofragens, apresentam como alternativa ao contraplacado marítimo, madeira de pinho nórdico para solho e travessas, a qual apresenta características de durabilidade superiores ao pinho nacional, mas com custos de aquisição superiores.

Todas as cofragens são lubrificadas com óleo descofrante⁸ de forma a garantir uma boa qualidade superficial do betão e o maior número de reutilizações possível.

2.3.4. Estruturas de suporte – pórticos ou consolas

A viga de lançamento apoia-se nos pilares ou no tabuleiro já executado e no pilar seguinte, consoante seja um CA inferior ou superior.

Como já foi referido, o apoio dos CA's inferiores é feito nos pilares, através de consolas metálicas fixas em anéis de atrito⁹ (Figura II.27). Estes são elementos em aço corrente onde estão ancorados varões em aço de alta resistência pré-esforçados.

⁸ Existem óleos descofrantes minerais e vegetais. Normalmente, por razões económicas e de divulgação, utilizam-se óleos minerais.

⁹ Os anéis de atrito são também referenciados como colares de atrito.



Figura II.27 – CA inferior apoiado em consolas – cortesia NRS

Os CA's superiores apoiam-se na face superior da parte do tabuleiro executada, e num pórtico em aço corrente colocado no pilar seguinte. A fixação do pórtico ao pilar é geralmente efectuada através de ligações aparafusadas pré-esforçadas ao pilar, podendo em certos casos recorrer-se à aplicação de pré-esforço para mobilização de força de atrito (Figura II.28).



Figura II.28 – Pórticos de apoio a vigas de lançamento superiores. Fixação com ligações aparafusadas e mobilização de atrito com aplicação de pré-esforço – cortesia Mota-Engil

2.3.5. Mesas de deslocamento ou “*bogies*”

Os “*bogies*” são constituídos por duas partes distintas aparafusadas entre si e sobrepostas verticalmente. A parte superior contém as rodas sobre as quais se faz a movimentação longitudinal do CA, e a parte inferior – “chassis” – integra as quatro rodas que, apoiadas nos vergalhões do caminho de rolamento do CA e do pórtico, permitem a movimentação transversal ABCASSIS (2003). Entre a parte superior e inferior existe a viga de sustentação.



Figura II.23 – Sistema de movimentação do cembre. Apoio traseiro com sistema hidráulico de empurre e “bogies” (esquerda), e apoio dianteiro com “bogies” (direita) – cortesia Mota-Engil

Durante o avanço, os cilindros-hidráulicos elevam os “*bogies*” para que os rolamentos inferiores deixem de estar em contacto com os elementos de apoio (consolas ou pórticos), mantendo-se os rolamentos superiores livres para a movimentação da viga. Durante a betonagem, os cilindros apoiam-se inferiormente na consola ou pórtico, e superiormente, num elemento localizado entre as rodas (vigas de sustentação). A elevação desse elemento é efectuada até que a viga deixe de estar em contacto com as rodas, ou seja, “travada” longitudinalmente (Figura II.29).



Figura II.29 – “*Bogie*” (esquerda); avanço do CA sobre o “*bogie*”(direita) – cortesia Mota-Engil

2.3.6. Protecção dos elementos metálicos

Os materiais, em geral, necessitam de ser protegidos de ataques químicos e físicos que ocorrem no meio ambiente onde estão inseridos. No aço, a corrosão é o principal ataque químico, diminuindo a durabilidade dos elementos.

Nos CA's observados em funcionamento, a protecção geralmente aplicada no aço é a pintura à base de tintas antioxidantes ou epoxídicas. A aplicação do tratamento é simples, compatível com a estrutura em serviço e não necessita de mão-de-obra especializada.

Outros processos de protecção, como a galvanização ou a “inoxização”, são normalmente, física e economicamente pouco viáveis. A galvanização, processo de protecção do aço amplamente divulgado, não é de usual aplicação devido a dois factores: a dimensão das peças ultrapassar a dimensão das tinas de galvanização correntes; eventuais danos na protecção só podem ser reparados por regalanização dos elementos afectados.

A aplicação de aço inoxidável, é inviabilizada pelo seu elevado custo, que para valores actuais, atinge custos consideravelmente superiores ao do aço corrente sem protecção anticorrosiva.

Nas observações realizadas, identificaram-se elementos com oxidação superficial resultante de danos causados à protecção ou à inexistência da mesma. A corrosão superficial do aço, geralmente, não coloca em causa as suas características mecânicas, e a sua limpeza é feita por decapagem química ou mecânica. A aplicação de nova pintura repõe a protecção, aumentando a durabilidade da estrutura.



Figura II.31 – Oxidação superficial - elemento sem protecção (à esquerda) ; “descamação” da tinta de revestimento (à direita)

2.4. Dimensionamento de cimbres

No presente sub-capítulo apresentam-se considerações e critérios para o dimensionamento, a utilizar na fase de concepção e execução dos CA's. Para tal, foram analisadas várias memórias descritivas e justificativas de CA's actualmente em utilização.

O dimensionamento e concepção dum CA, deve ser efectuado em coordenação com a entidade construtora, projectistas do sistema óleo-hidráulico, empresa fornecedora de cofragens, e projectistas da obra-de-arte. Só desta forma é possível conceber um equipamento altamente funcional que garanta elevados rendimentos de trabalho e com um nível de segurança alto.

2.4.1. Critérios de dimensionamento

2.4.1.1. Acções

Existem duas fases fundamentais para a definição e quantificação de acções actuantes num CA: a fase de avanço, e a fase de betonagem.

Na fase de avanço (ver 2.2.5.), a relevância das acções permanentes sobrepõe-se às acções variáveis, com excepção do vento. Assim sendo, as principais acções a considerar nesta fase são os pesos próprios da viga de lançamento, da cofragem, das estruturas de suporte das cofragens e das plataformas, e a velocidade do vento.

O peso próprio da viga é normalmente majorado por um coeficiente (1,05), de forma a contemplar o peso das ligações no peso total da estrutura.

A única acção variável considerada nesta fase é uma sobrecarga construtiva (carga uniformemente distribuída de 1 a 2 kN/m²; carga pontual de 1 kN), que contempla a probabilidade de existir algum equipamento ou material sobre o cembre ABCASSIS (2003) PERI (2002).

A velocidade do vento não é normalmente contemplada, durante o avanço, como força actuante sobre a estrutura. A relevância da acção do vento encontra-se definida por limites de velocidade do vento que determinam se estão reunidas as condições de segurança necessárias à cinemática do cimbres. Tais limites são definidos pelos projectistas dos CA's.

A monitorização da velocidade do vento é efectuada com recurso a um anemómetro estrategicamente localizado nas imediações da obra, num ponto “alto” e livre de obstáculos.

Nesta fase, é usual a majoração das acções por coeficientes dinâmicos (1,05 a 1,1) RATAY (1984) ABCASSIS (2003).

Por razões de segurança, normalmente, durante a fase de avanço não é permitida a presença de trabalhadores nem de equipamento pesado no cimbra.

Na fase de betonagem, são avaliadas as acções permanentes enunciadas para a fase de avanço, e as acções variáveis do vento e da sobrecarga.

A acção do vento sobre a viga de lançamento é avaliada segundo a regulamentação nacional e internacional aplicável, sendo a determinação dos coeficientes de força efectuada a partir das regras de quantificação dos mesmos em perfis de secção angulosa e tubulares, estruturas reticuladas e factores de protecção dos elementos ao vento.

No Quadro II.1 apresentam-se os valores da pressão dinâmica e pressão sobre elementos de cofragem verticais para um mesmo coeficiente de forma (C_f) segundo DIN 1055, R.S.A. e Eurocódigo 1 DOKA (2003).

Altura ao solo (m)	Velocidade do vento (m/s)			Pressão dinâmica (kN/m ²)			Pressão sobre elementos de cofragem verticais (kN/m ²) – $C_f = 1,3$		
	DIN	RSA	EC1	DIN	RSA	EC1	DIN	RSA	EC1
0 – 8	28,3	14,0 - 37,9	12,3 – 35,6	0,5	0,90	0,86 - 1,06	0,65	1,17	1,12 – 1,38
8 – 20	35,8	37,9 – 42,7	35,6 – 40,4	0,8	0,90 – 1,12	1,06 – 1,35	1,04	1,17 - 1,46	1,38 – 1,75
20 – 100	42,0	42,7 – 53,6	40,4 – 49,0	1,1	1,12 – 1,76	1,35 – 1,92	1,43	1,46 - 2,29	1,75 – 2,5
> 100	45,6	55,1	51,2	1,3	1,86	1,99	1,69	2,42	2,59

Quadro II.1. – Comparação da quantificação da acção do vento segundo Norma DIN 1055, RSA, e EC1.

Nas memórias descritivas, são geralmente indicados valores da velocidade máxima admissível do vento, para as quais não é posto em causa a operacionalidade do cimbra em ambas as fases RATAY (1984). Em STRUKTURAS (2001) a velocidade limite é de 15 m/s para a fase de avanço, e de 22 m/s para a betonagem. Para velocidades

superiores, os trabalhos devem ser suspensos ou adiados. No caso da betonagem, a velocidade é limitada por questões de segurança dos operários e de manuseamento dos equipamentos.

A velocidade do vento deve ser monitorizada através de um anemómetro colocado nas proximidades da obra, e em local livre de obstáculos.

Para valor de sobrecarga construtiva na fase de betonagem, O *American Concrete Institute* (ACI) recomenda uma sobrecarga horizontal distribuída de $2,4 \text{ kN/m}^2$ ao longo de todo o tabuleiro. Este valor engloba o peso dos trabalhadores, o peso do equipamento, e a força de impacto do betão na cofragem RATAY (1984).

O dimensionamento dos vários elementos constituintes do CA: viga de lançamento, plataformas de trabalho, estruturas de suporte das cofragens, mesas de deslocamento ou “*bogies*”, e pórticos ou consolas de apoio, é efectuado considerando as duas fases. Na fase de betonagem o dimensionamento é efectuado considerando apenas uma posição do CA. Na fase de avanço, são consideradas as variações de esforços nos elementos originadas pelas várias posições do CA durante o avanço.

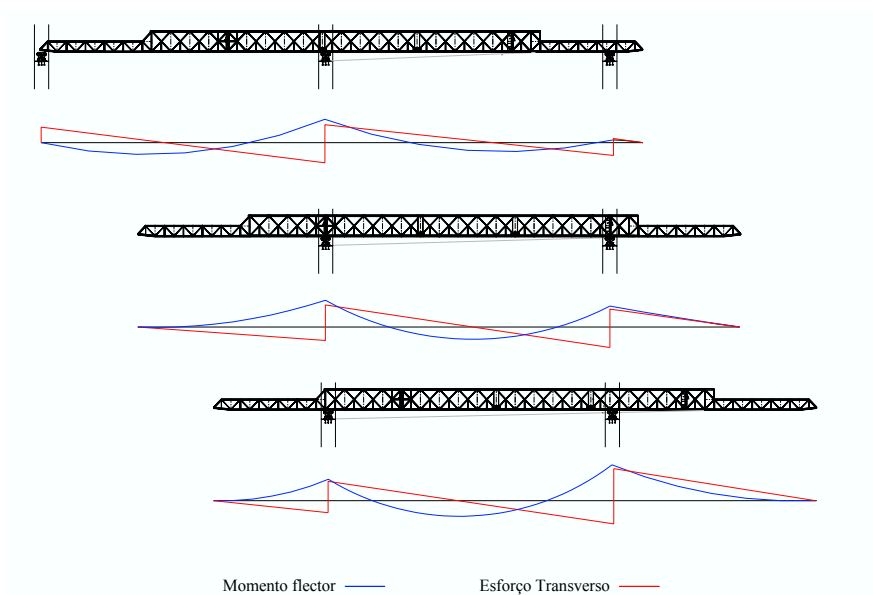


Figura II.32 – Representação qualitativa da evolução dos esforços durante a fase de avanço

O dimensionamento da cofragem, geralmente elaborado por empresas produtoras e fornecedoras destes elementos, é efectuado para suportar todas as cargas verticais e horizontais que são aplicadas durante a construção.

A componente vertical da acção permanente do betão fresco, dependendo do documento ou norma seguida, varia entre 24 kN/m³ (ACI) e 26 kN/m³ (DIN 1055).

O impulso lateral exercido pelo betão fresco sobre as cofragens, varia consoante o o abaixamento do betão (“*slump*”), velocidade de betonagem, tipo de vibração e temperatura (DIN 18218) (ACI 347R-78).

Norma		ACI 347R-78	DIN 18218
Peso volúmico do betão ($\gamma_{betão}$)	Simples	24 kN/m ³	24 kN/m ³
	Armado	25 kN/m ³	25 kN/m ³
	Armado Fluido	(-)	26 kN/m ³
Pressão lateral ($P_{lateral}$)		$7,2 - \frac{785 \cdot R}{32,8} (kN / m^2) \quad (II.1)$	$17 \cdot R - 17 (kN / m^2) \quad (II.2)$
		R – Velocidade ascendente do betão (m/h)	

Quadro II.2. – Comparação da quantificação do peso volúmico do betão e da pressão lateral exercida pelo betão sobre cofragens de muros ou paredes, considerando uma temperatura de 15°C, betão fluido e vibração interna do betão (R – velocidade de subida do betão na cofragem).

2.4.1.2. Estado limite último

O dimensionamento em Estado Limite Último (ELU) deve ser efectuado seguindo a regulamentação aplicável e em vigor.

No caso da acção permanente – peso próprio – RATAY considera que embora a quantificação do seu valor característico seja bem definida, deve ser considerado um coeficiente de segurança igual a 1,5. É usual os projectistas de CA's, classificarem este equipamento como uma estrutura temporária, optando assim, pela utilização de coeficientes de segurança inferiores (1,2 e 1,35) STRUKTURAS (2001) ABCASSIS (2003).

As acções que têm um efeito favorável na resistência da estrutura (pré-esforço, atrito, etc.) devem ser minoradas por um coeficiente de segurança de 0,9 EC2 (2001).

A viga de lançamento é uma estrutura isostática. Assim sendo, e segundo RATAY, o efeito da variação uniforme da temperatura sobre a estrutura deixa de ser relevante, mas o efeito de temperatura diferencial nos elementos estruturais poderá provocar esforços internos susceptíveis de colocar em causa a segurança da estrutura.

No dimensionamento das consolas e dos pórticos de apoio, deverão ser verificadas as duas situações (avanço e betonagem), tendo em atenção a distribuição da carga pelos apoios dos “*bogies*”, ou seja, quatro apoios (rodas) em avanço, e dois apoios (cilindros hidráulicos) durante a betonagem.

No caso das consolas e da sua ligação aos pilares, o valor do coeficiente de atrito (μ) adoptado, entre aço e betão, adoptado é condicionante para o dimensionamento do anel ou colar de atrito. Valores de coeficiente de atrito (μ) encontrados na bibliografia variam entre os 0,3 e os 0,7, dependendo do acabamento da superfície do betão e da corrosão superficial do aço FARINHA (1992) EC2 (2001). Dependendo do projectista e dos seus critérios de dimensionamento, assim varia o valor adoptado em projecto para o coeficiente de atrito. Julga-se que conservativamente, pode ser considerado um coeficiente de atrito de 0,3 para as situações em que a resistência ao corte é totalmente efectuada por atrito, e 0,4 para situações em que outros elementos contribuam para a resistência ao corte.

2.4.1.3. Estado limite de serviço

No dimensionamento de uma estrutura corrente, para além das verificações de segurança à resistência em Estado Limite Último, são avaliados os Estados Limites de Serviço (ELS), que no caso de uma estrutura em aço se traduz apenas no estado limite de deformação.

As vigas de lançamento não têm, obrigatoriamente, de ser dimensionadas de forma a verificarem um limite regulamentar de deformações, porque a sua compensação é feita através de contra-flechas aplicadas na cofragem. Por motivos de funcionalidade, alguns projectistas limitam as flechas a valores da ordem de (L/400) STRUKTURAS (2001).

No Manual de Instruções do CA (ver 2.2.8.), o projectista apresenta um plano de contra-flechas a aplicar em função da variação de comprimento dos elementos de suporte. O plano considera a compensação da deformação para os seguintes factores: peso próprio do betão, o alongamento dos varões de suspensão da cofragem, e a deformação dos apoios (pórticos ou consolas). A deformação para o peso próprio da estrutura metálica,

cofragem, equipamento, etc., geralmente não está incluída no plano. Deste modo, após a montagem do CA, a linha teórica de deformação nula, deve ser determinada em obra pela topografia STRUKTURAS (2001) PERI (2002).

2.4.1.4. Ligações

Como foi referido em 2.2.1., os CA's são constituídos por módulos conectados entre si, com dimensões que permitam o seu transporte. A conexão entre módulos e com outros elementos é executada em obra utilizando parafusos de alta resistência pré-esforçados. Em cada reutilização, são utilizados novos parafusos, aplicados com chaves dinamométricas que garantem o momento de aperto equivalente de pré-esforço definido em projecto.

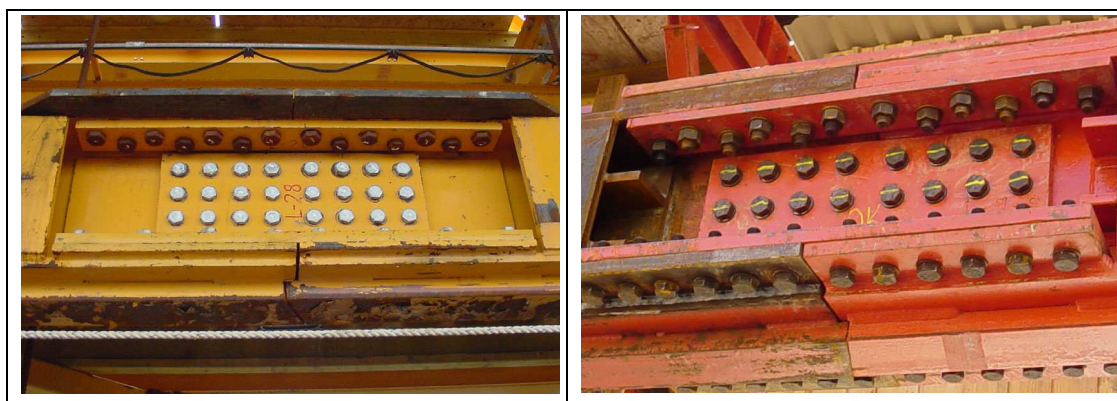


Figura II.33 – Ligação aparafusada pré-esforçada entre elementos que constituem o banzo inferior do cembre.

As ligações entre elementos do mesmo módulo podem ser soldadas, aparafusadas e por encaixes (travados com cavilhas), dependendo do projectista do CA. As ligações aparafusadas podem ser correntes ou pré-esforçadas, dependendo da menor ou maior necessidade de evitar o deslizamento entre elementos de ligação, e devem ser dimensionadas cumprindo os critérios de dimensionamento e disposições geométricas apresentadas nos vários códigos (por ex: Parte 1.8 do Eurocódigo 3, referente ao dimensionamento de ligações, e a sua execução de acordo com os artigos 63º e 64º do R.E.A.E.).

As características das ligações soldadas dependem do tipo de cordão de soldadura aplicado. Os dois principais tipos de cordões de soldadura são: cordões de ângulo e

cordões de topo. Os cordões de ângulo, com penetração parcial da solda, são utilizados para unir elementos que fazem ângulos entre 60° e 120° e a sua resistência tem obrigatoriamente que ser verificada; os cordões de topo, com penetração total da solda, embora mais dispendiosos, permitem manter na ligação as características e qualidade dos elementos ligados, dispensando qualquer verificação EC3 (2002).



Figura II.34 – Ligações entre elementos de contraventamento e treliças principais; ligações aparafusadas e por encaixe com cavilhas de travamento.

Todas as ligações são inspeccionadas antes do cembre entrar em funcionamento, segundo programa de inspecção definido no Manual de Procedimentos (ver 2.2.8.).

2.4.1.5. Cilindros hidráulicos

Os cilindros hidráulicos, quer os existentes nos apoios, quer aqueles que permitem a abertura das cofragens mecanicamente, estão contemplados no projecto de óleo-hidráulica do CA. A sua utilização pressupõe a existência de centrais hidráulicas, que geram pressões elevadas (da ordem de 300 Bar) permitindo a movimentação do equipamento.

O avanço do CA, quando realizado recorrendo a cilindros hidráulicos, é efectuado em movimentos sucessivos com amplitude definida pela dimensão do êmbolo do cilindro.

Os cilindros hidráulicos são dimensionados para as acções referidas nos pontos anteriores, e o seu curso definido de forma a permitir o correcto funcionamento do CA durante as fases de betonagem e avanço.

A sua localização é criteriosamente definida, e as suas forças de reacção contabilizadas nos dispositivos de ligação dos cilindros à estrutura.

2.4.1.6. Dados para o projectista de estruturas

Apresentam-se na tabela seguinte, regulamentos e normas, nacionais e internacionais, aplicáveis no dimensionamento dos diversos elementos metálicos e cofragens, constituintes dum CA.

Norma / Cód.	Nº	Origem	Designação
RSA	(-)	Portugal	Regul. de segurança e acções em pontes e edifícios
REAE	(-)	Portugal	Regul. de estruturas de aço para edifícios
ENV	1991-1	C.E.	Bases de projecto e acções em estruturas. Parte 1.
ENV	1991-2	C.E.	Bases de projecto e acções em estruturas. Parte 2.
ENV	1993	C.E.	Projecto de estruturas de aço
ACI	347R-88	E.U.A.	Guia de cofragem para betão
DIN	1045	Alemanha	Classificação da consistência do betão fresco
DIN	1052	Alemanha	Uso de madeira em estruturas
DIN	1055	Alemanha	Acções de dimensionamento para edifícios
DIN	4420	Alemanha	Escoramentos
DIN	4421	Alemanha	Material de cofragem
DIN	4424	Alemanha	Elementos metálicos telescópicos
DIN	18.202	Alemanha	Tolerâncias na engenharia estrutural
DIN	18.215	Alemanha	Pranchas de madeira para construção de estruturas em betão armado e pré-esforçado
DIN	18.216	Alemanha	Tirantes para cofragens
DIN	18.217	Alemanha	Superfície de cofragens e acabamento do betão
DIN	18.218	Alemanha	Pressão do betão fresco em elementos de cofragem ver
DIN	18.800	Alemanha	Estruturas em aço
DIN	18217	Alemanha	Cofragem em contraplacado marítimo aplicada em estruturas de betão armado e pré-esforçado

Quadro II.3 – Documentos normativos aplicáveis ao dimensionamento de CA's

2.5. Reutilização de cimbres

2.5.1. Soluções correntes

O custo de mobilização dum CA no valor global duma obra é muito significativo, tornando-se por isso particularmente interessante a possibilidade de reutilizar este tipo de estruturas provisórias em obras com vãos e/ou secções transversais diferentes daqueles para os quais foram concebidos.

Os cimbres são frequentemente reutilizados, mas isso pressupõe, geralmente, o redimensionamento da estrutura, resultando em trabalhos de reforço e/ou adaptações. De acordo com dados da indústria, em casos correntes, os custos destes trabalhos podem significar um acréscimo entre 10 a 25% do valor inicial do cembre ANDRÉ et al (2003).

Apresentam-se algumas situações relativamente “comuns” de reutilização de CA's, que implicam alterações à estrutura base do cembre:

- Aumento de vão e/ou aumento da área da secção transversal;
- Execução de tabuleiros em curva com raios pequenos e elevada inclinação transversal;
- Execução de tabuleiros com grande inclinação longitudinal;

A necessidade de aumentar o vão e/ou aumento da área da secção transversal, geralmente, traduz-se num acréscimo de esforços nos principais elementos resistentes, pelo que, deve ser efectuada uma atenta análise ao acréscimo de tensões nas longarinas de meio-vão, nas barras de transmissão de esforço transversal e pontos de apoio. O aumento das reacções de apoio deve ser analisado nos pórticos ou nas consolas (ver 2.3.4.). Caso se trate de um CA superior, a estrutura do pórtico poderá ser reforçada com o aumento das áreas de aço dos elementos horizontais e verticais, de forma a verificarem os critérios de segurança; a ligação pórtico-pilar poderá ser reforçada aumentando o número de parafusos.

Nas consolas de apoio aos CA's inferiores poderá ser necessário aumentar a força de atrito entre os anéis de atrito e o betão dos pilares. Para tal, é necessário aumentar a força de pré-esforço total, implicando o aumento do número de varões ou barras de aço de alta resistência. É usual efectuarem-se alterações e reforços à estrutura do anel de atrito para aumentar o número de varões ancorados.

A dificuldade de executar um tabuleiro em curva pode ser parcialmente contornada, se os troços de vigas forem rectos e a curvatura for realizada nas consolas do tabuleiro, variando o seu comprimento ao longo do vão. A zona em consola do início de cada tramo fica assim descentrada relativamente à viga de lançamento, o que se traduz na aplicação de um momento torsor no cimbra. Este, causando esforços internos nos elementos, poderá ser resistido pela estrutura base simples ou reforçada. Se o momento torsor provocar um desequilíbrio estático do CA, a isostaticidade pode ser garantida por aplicação de contrapesos ao longo do tabuleiro STRUKTURAS (2001).

Na execução de tabuleiros com inclinação longitudinal considerável ($>5\%$), é necessário introduzir dispositivos de travamento. Em alguns casos, utilizando CA's superiores na execução de tabuleiros com inclinações baixas, o travamento longitudinal é realizado pela força de atrito gerada pela reacção do apoio traseiro da viga de lançamento no betão do último tramo executado.

O aumento de esforços nas ligações, traduz-se normalmente, na necessidade do seu reforço. As ligações soldadas, podem ser reforçadas aumentando a espessura dos cordões de soldadura sem ultrapassar os limites máximos regulamentares, e/ou o comprimento dos mesmos se tal for possível. No caso de soldaduras de penetração parcial, poderão ser substituídas por soldaduras de penetração total (ver 2.4.1.4.).

		
Reforço dos elementos do apoio traseiro dum CA superior.	Soldaduras vistoriadas por organismo competente e independente, concluindo-se a necessidade de serem reconstituídas e reforçadas.	Reforço de ligação aparafusada com a inclusão do máximo número de parafusos possível, cumprindo as disposições regulamentares

Figura II.35 – Exemplos de reforço em CA's

O reforço de uma ligação aparafusada pode ser conseguido através da melhoria da classe de aço dos parafusos e/ou aumento dos seus diâmetros.

Independentemente da reutilização do CA envolver ou não a construção de um tabuleiro que implique a introdução de maiores esforços na estrutura, existe um plano de inspecção que envolve pontos considerados da maior importância para o bom comportamento do CA em funcionamento, como é o caso das ligações.

2.5.2. Reforço de cimbres por aplicação de pré-esforço orgânico

O pré-esforço orgânico (OPS) ou auto-ajustável (ver Capítulo III) é uma aplicação de um sistema de controlo em estruturas. Tendo-se reconhecido que a mais valia deste tipo de solução é potenciada para estruturas com elevadas relações entre as cargas variáveis e as cargas permanentes, e sabendo-se igualmente que as condições limitativas do pré-esforço orgânico respeitam a fadiga e atrasos da resposta, concluiu-se que os CA's são bons exemplos daquela aplicação, PACHECO et al. (1997).

Os estudos numéricos realizados para avaliar as potencialidades de reutilização de CA's por aplicação de OPS, revelaram que a mesma estrutura pode ser usada em obras com vãos superiores ao original em mais de 25% PACHECO et al. (1997).

Na última década foram efectuados estudos numéricos que revelaram, que o aumento de capacidade de carga de um CA por aplicação de OPS pode ser particularmente interessante na reutilização de CA's, originalmente concebidos para a execução de tabuleiros rodoviários, na construção de tabuleiros de pontes para comboios de alta velocidade (HSRB¹⁰) PACHECO et al. (2004). Recentemente analisou-se um CA duma empresa construtora portuguesa, concebido para executar tabuleiros rodoviários, e com as seguintes características:

- Vão máximo do tabuleiro – 39,5 m;
- Máxima distância entre apoios – 33,0 m;
- Carga do tabuleiro (principal acção) – 260 kN/m;

tendo sido avaliada a sua reutilização na construção de um tabuleiro para comboios de alta velocidade¹¹.

¹⁰ HSRB – High Speed Railway Bridges

¹¹ Os tabuleiros de pontes para comboios de alta-velocidade são consideravelmente mais rígidos que os tabuleiros ferroviários “normais”, traduzindo-se em estruturas com maior massa.

Os estudos efectuados, centraram-se em vãos com dimensões comuns de 20 a 35m, representando um volume de betão por metro quadrado e cerca de $0,83 \pm 0,10 \text{ m}^3/\text{m}^2$, originando cargas superiores a 325 kN/m ao longo do tabuleiro. Esta carga, representa um incremento de cerca de 30% em relação a um tabuleiro rodoviário.

Analizou-se a capacidade de carga do CA para as situações de construção dum tabuleiro de HSRB de vão semelhante ao rodoviário, com e sem OPS, retirando-se as seguintes conclusões PACHECO et al (2004):

- , A reutilização do CA sem OPS na construção de HRSB, implicaria um reforço da estrutura, equivalente a um aumento no peso de aço de 25% a 30%;
- , Com OPS, apenas seriam necessários reforços pontuais, em particular nos pontos de interacção OPS – Estrutura do CA;
- , O custo de aplicação do OPS representa um acréscimo inferior a 10% no valor do CA original.

Os resultados obtidos nestes estudos encorajam fortemente ao desenvolvimento desta nova tecnologia e à sua aplicação em CA's. Mas, para isso é essencial a realização de trabalhos experimentais. Esse é um dos principais propósitos da presente dissertação, o que será alvo de particular incidência no Capítulo IV.

Antes porém, no Capítulo III é feita uma sintética exposição sobre Sistemas de Controlo Activo em Estruturas.

CAPÍTULO III – SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS - ESTADO DA ARTE

ÍNDICE

3.1. GENERALIDADES	2
3.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS.....	2
3.2.1. SISTEMAS DE CONTROLO – SOLUÇÕES MACRO-ESTRUTURAIS	3
3.2.2. SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO	5
3.2.2.1. <i>Estrutura</i>	6
3.2.2.2. <i>Sensores</i>	6
3.2.2.3. <i>Controlador</i>	8
3.2.2.4. <i>Actuador</i>	8
3.2.2.5. <i>Controlo dinâmico – estratégias mais comuns</i>	9
3.2.2.6. <i>Controlo estático</i>	12
3.2.3. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	12
3.2.5 ESTRUTURAS INTELIGENTES – ESTRUTURAS ORGÂNICAS.....	17
3.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	19
3.3.1 PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS) – CONCEITOS BÁSICOS.....	19
3.3.2 APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO EM CIMBRES.....	22

CAPÍTULO III – SISTEMAS DE CONTROLO DE ESTRUTURAS - ESTADO DA ARTE

3.1. Generalidades

O desenvolvimento tecnológico ocorrido nas duas últimas décadas do séc.XX, com especial incidência no progresso da informática, permitiu que vários núcleos de investigação a nível internacional tenham desenvolvido diversas teorias de controlo estrutural. Estudaram-se, então, as potencialidades de minimizar as respostas de estruturas perante acções dinâmicas, mediante a acção de vários tipos de actuadores. *“Era o início duma promissora área de investigação da Engenharia Estrutural – Sistemas de Controlo de Estruturas”* PACHECO (1999).

Os Sistemas de Controlo, aplicados há muitos anos na Engenharia de Produção e na Engenharia Mecânica, têm sido alvo de uma reacção algo conservadora por parte da comunidade afecta à Engenharia Civil. Fazer depender a segurança das estruturas da fiabilidade de elementos mecânicos, por vezes alimentados com energia exterior ao sistema, transmite uma “sensação de desconfiança” e insegurança ao utilizador comum da estrutura, tornando-se numa opção de difícil aceitação social. Apesar desta relutância, têm sido aplicados alguns sistemas, na sua grande maioria, ao controlo de vibrações de edifícios e pontes.

No presente Capítulo pretende-se apresentar ao leitor o estado-da-arte dos sistemas de controlo em estruturas, enunciando algumas aplicações e estudos científicos realizados no domínio da Engenharia Estrutural.

3.2. Sistemas de Controlo de Estruturas

Recentemente tem sido dada uma considerável atenção à pesquisa e desenvolvimento de sistemas de controlo de estruturas, com particular ênfase no controlo de solicitações dinâmicas em edifícios e pontes sujeitos às acções do vento e do sismo.

Os sistemas de controlo em estruturas estão associados a estratégias de controlo, que através de algoritmos e formulações matemáticas determinam acções de controlo. A Teoria de Estratégias de Controlo é uma área específica dos Sistemas de Controlo Activo que tem sido muito desenvolvida nos últimos anos e que procura avaliar a robustez e o campo de aplicação dos vários algoritmos existentes.



Figura III.1 – Diagrama esquemático de uma estrutura convencional (sem sistema de controlo)

Os sistemas de controlo são constituídos por dispositivos de aplicação de forças - actuadores, integrados com sensores, e processadores de informação em tempo real - controladores. Distinguem-se essencialmente pelo tipo de acção que cada um produz e pelo tipo de alimentação energética que os fazem actuar. Até à data foram desenvolvidas quatro soluções macro-estruturais de sistemas que se designam por: sistemas de controlo passivo, activo, semi-activo e híbridos PACHECO (1999) SPENCER et al (1997).

Apesar do grande desenvolvimento em disciplinas da engenharia como a Aeronáutica, Aeroespacial, Mecânica ou Electrónica, desconhece-se a aplicação à escala real de soluções micro-estruturais na Engenharia Estrutural. Estas soluções, baseadas na utilização de materiais inteligentes ou adaptativos, têm sido utilizadas com micro-actuadores e micro-sensores nos trabalhos de investigação mais recentes PREUMONT (1999).

3.2.1. Sistemas de controlo – soluções macro-estruturais

Um Sistema de Controlo Passivo actua apenas à custa da energia (elástica ou cinética) que a estrutura lhe fornece durante a ocorrência de certo tipo de solicitações. A sua capacidade de resposta é limitada, porque não recebe informação do comportamento da estrutura, impossibilitando uma resposta eficaz do sistema perante solicitações condicionantes, substancialmente diferentes das solicitações previstas para as quais o sistema foi dimensionado.

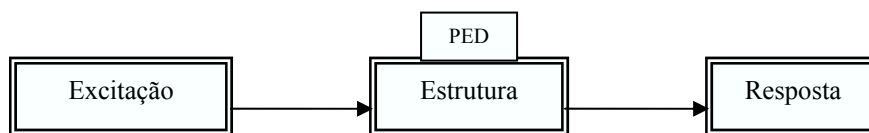


Figura III.2 – Diagrama esquemático de uma estrutura com dissipação passiva de energia.

PED – “Passive Energy Dissipation”

Os Sistemas de Controlo Activo utilizam em tempo útil a informação recolhida sobre o estado da estrutura, para “reagir” com a introdução de forças de controlo que se

aplicam à mesma por meio de dispositivos mecânicos actuadores, de forma a ajustar a estrutura a um comportamento previamente definido SPENCER et al (1999).

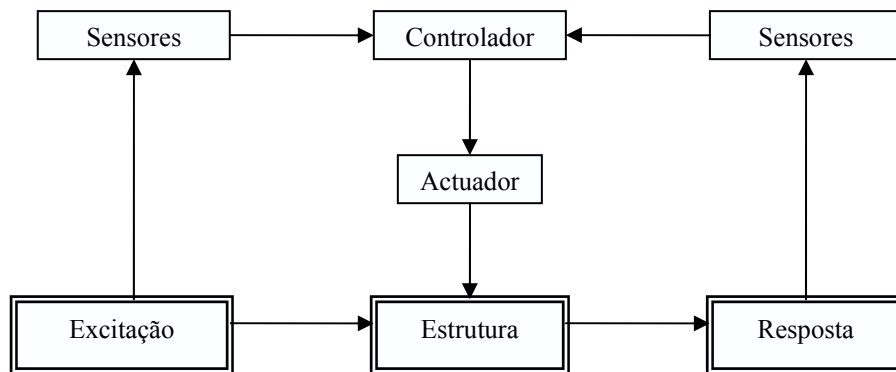


Figura III.3 – Diagrama esquemático de uma estrutura com Controlo Activo

Os Sistemas de Controlo Semi-Activo são um caso particular dos sistemas de controlo activo, nos quais apenas algumas funções são asseguradas por energia fornecida do exterior. Neste sistema, os actuadores de controlo não aplicam energia mecânica directamente à estrutura, garantindo um intervalo de estabilidade para a excitação e a resposta. Os dispositivos de Controlo Semi-Activo, são muitas vezes considerados como dispositivos passivos controláveis SPENCER et al (1999).

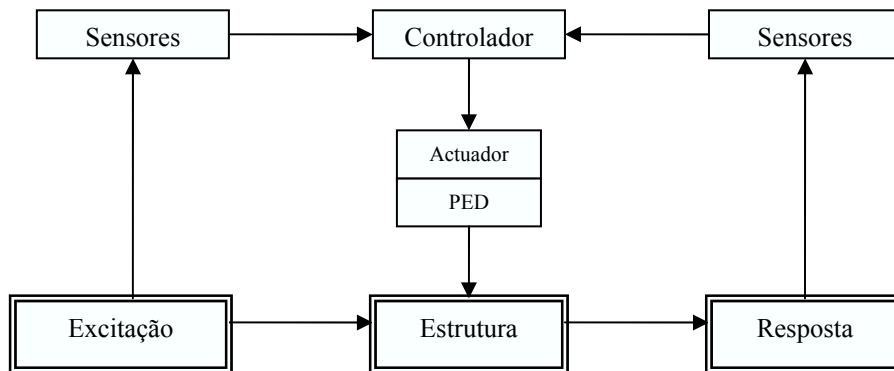


Figura III.4 – Diagrama esquemático de uma estrutura com Controlo Semi-Activo

A designação de Controlo Híbrido refere-se, geralmente, a uma combinação de Sistemas Activos e Passivos (Figura III.4), aproveitando as propriedades de cada um dos sistemas. Como uma parte do objectivo de controlo é realizado pelo Sistema Passivo, é requerido menos capacidade ao Controlo Activo, o que implica uma diminuição de energia necessária ao funcionamento do sistema.

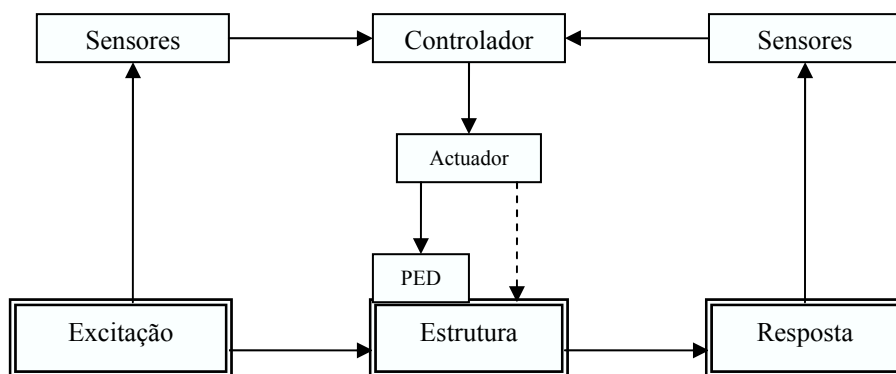


Figura III.5 – Diagrama esquemático de uma estrutura com Controlo Híbrido.

Os Sistemas Híbridos e Semi-Activos são particularmente vantajosos em relação aos Sistemas Activos, nos casos em que ocorram falhas de fornecimento de energia. Nestas situações, os componentes passivos do Sistema garantem algum grau de protecção à estrutura SPENCER et al (1999).

Os Sistemas de Controlo Activo, Híbrido ou Semi-Activo são uma evolução natural da tecnologia dos sistemas de controlo passivo, como é o caso do isolamento de fundações e dissipação passiva de energia.

A possibilidade de utilizar Sistemas de Controlo Activo e combinações de Sistemas Activos e Passivos (Híbridos ou Semi-Activos), tem sido alvo de particular atenção desde os finais da década de 80 do séc. XX, para protecção estrutural perante as acções do vento e sísmicas.

3.2.2. Sistemas de controlo activo

Um Sistema de Controlo Activo é constituído por sensores estrategicamente localizados na estrutura (de forma a medir as solicitações/excitações externas e a sua resposta), dispositivos de processamento da informação medida, e um actuador de força controlado por um algoritmo de controlo presente numa unidade computacional. O actuador, normalmente alimentado por energia exterior, introduz forças de controlo na estrutura de forma a repor ao sistema um estado algoritmicamente definido como sendo o pretendido.

3.2.2.1. Estrutura

A estrutura inclui todos os elementos que têm uma função de estabilidade permanente na obra em causa. O seu dimensionamento pode ser realizado segundo os métodos tradicionais, ou em função dos sistemas de controlo, conforme a função destes últimos tenha, ou não, uma relevância na actividade estrutural do elemento em causa. Na prática, como os sistemas de controlo activo que têm vindo a ser utilizados são exclusivamente vocacionados para o controlo dinâmico e, dentro deste, em especial para o controlo de vibrações, o dimensionamento da estrutura acaba por ser um processo independente do dimensionamento dos sistemas de controlo activo PACHECO (1999) SPENCER (1999).

No dimensionamento de estruturas controladas por um Sistema Activo a correcta modelação da estrutura base assume contornos de grande relevância. Diferenças consideráveis na modelação numérica em relação à estrutura real, poderão originar um controlo pouco eficaz, ou eventualmente, ser prejudicial PACHECO (1999).

3.2.2.2. Sensores

Os sensores são instrumentos capazes de avaliar os parâmetros que caracterizam os vários estados da estrutura base: estático (evolutivo) ou dinâmico. Dependendo do tipo de aplicação, são escolhidos os sensores que melhor se adaptam às necessidades. Os mais utilizados são os extensómetros e acelerómetros, cujo grau de precisão é perfeitamente aceitável quando comparado com a precisão existente na modelação de uma estrutura PACHECO (1999). Outros sensores, com graus de precisão ligeiramente inferiores têm sido utilizados em menor escala, nomeadamente transdutores indutivos de deslocamento, células de carga, transdutores de pressão, comparadores mecânicos, etc.

Nos desenvolvimentos tecnológicos mais recentes, os sensores de fibra óptica têm-se assumido como uma tecnologia viável e competitiva, e como sensores preferenciais em estruturas de carbono e de materiais compósitos SELVARAJAN (2003).

O nível de eficiência que os sensores podem atingir, independentemente do seu grau de precisão, resulta em grande parte do critério de colocação, que deve resultar de uma análise cuidada em fase de projecto, recorrendo para tal à modelação numérica.

, Extensómetros

Os extensómetros, são instrumentos que medem extensões a partir do deslocamento observado entre dois pontos extremos de um segmento de comprimento conhecido. Os mais comuns são os extensómetros de corda vibrante e os extensómetros de resistência eléctrica.

A ponte de Wheatstone constitui, sem dúvida, o processo mais comum de medição de um extensómetro, estando implementada na generalidade dos equipamentos de aquisição de sinal. Existem vários tipos de ligação da ponte Wheatstone: $\frac{1}{4}$ de ponte, $\frac{1}{2}$ ponte e ponte completa. Para cada uma destas ligações, varia o grau de sensibilidade da leitura.

, Acelerómetros

Os acelerómetros são dispositivos constituídos por um sistema amortecedor de mola-massa que produz um sinal proporcional à aceleração a que estão submetidos, numa banda de frequência muito abaixo da sua frequência de ressonância.

Existem três categorias principais de acelerómetros: os piezoeléctricos, os piezoresistivos e capacitivos, e os “*force balance*”. As várias categorias diferem na forma como são medidos e amortecidos os movimentos da massa sísmica, originando diferentes níveis de desempenho no domínio da frequência CAETANO (2000).

, Fibra óptica

Um sensor de fibra óptica consiste, genericamente, numa fonte de luz, um comprimento de sensorização (e transmissão) e um foto-detector. As fibras ópticas são estruturas cilíndricas longas e finas que favorecem a propagação da luz devido à total reflexão interna. As principais vantagens deste tipo de sensor são: imunidade a interferências electro-magnéticas, largura de banda elevada, compacidade, versatilidade geométrica, resistência a elevadas temperaturas, e alta sensibilidade quando comparada com outros tipos de sensores SELVARAJAN (2003).

Num futuro próximo, prevê-se a utilização, em larga escala, de micro-sensores constituídos por materiais electro-mecânicos, piezoeléctricos, polímeros orgânicos e de silicone, os quais têm um enorme potencial como sensores “inteligentes” SELVARAJAN (2003).

3.2.2.3. Controlador

Os controladores podem ser do tipo “explícitos” ou “implícitos”, caso sejam concretizáveis por elementos físicos (hardware), ou por elementos fisicamente omissos na estrutura orgânica, sendo a sua função realizada pelos restantes objectos constituintes do algoritmo de controlo, por exemplo, pelo actuador. No primeiro caso, o controlador é materializado por um computador acoplado à estrutura, controlado por um algoritmo. No segundo caso, o controlador é omissivo, por exemplo, no próprio actuador. Um exemplo deste tipo de controladores são os amortecedores de massas activas AMD usados no controlo de vibrações. Este segundo caso, pressupõe uma Estratégia de Controlo associado a um Algoritmo de Controlo, sem necessidade de computação.

A eficiência dos controladores nos sistemas de controlo activo depende da qualidade e robustez do computador, mas também, do desempenho dos sensores, da eficácia do sistema electrónico de comunicação (computador-sensor e computador-actuador) e da fiabilidade da estratégia de controlo PACHECO (1999).

3.2.2.4. Actuador

O actuador é o elemento do sistema de controlo activo “encarregue” de alterar o estado da estrutura, mediante a informação recolhida pelos sensores e tratada pelo controlador, segundo o algoritmo ou formulação da estratégia de controlo adoptada.

Existe uma grande diversidade de mecanismos actuadores propostos para a realização de sistemas de controlo activo, tendo alguns um campo de aplicação muito restrito e outros múltiplas aplicações. As principais características que definem a aplicabilidade e eficiência do actuador são: forma e volume, força máxima actuante, períodos de actuação, e a frequência máxima actuante.

Os actuadores hidráulicos constituem a grande maioria de aplicações de actuadores, no controlo de vibrações e acelerações, mas também, em algumas situações de aplicação de contra-flechas em estruturas SOONG (2002).

Actualmente desenvolvem-se, especialmente nos E.U.A. e no Japão, actuadores de fluxo magnético, em que o óleo é substituído por fluxo electro-magnético. A utilização destes actuadores está por enquanto limitada, devido às suas grandes dimensões e reduzida capacidade de carga (20 ton.). Em 2001 foram aplicados num edifício, de modo a controlar o seu comportamento dinâmico perante acções sísmicas ou acções do vento JUNG et al (2004).

A escolha do tipo de actuador, constituinte do sistema de controlo activo, é condicionada pelo facto de os mecanismos capazes de exercerem forças mais significativas actuarem em gamas de frequência muito baixas, verificando-se, de modo

recíproco, que os mecanismos conciliáveis com frequências elevadas não conseguem gerar forças muito significativas PACHECO (1999).

O dimensionamento dos actuadores deve, portanto, obedecer a critérios mecânicos e estruturais específicos em cada caso.

3.2.2.5. Controlo dinâmico – estratégias mais comuns

Os Sistemas de Controlo Activo na Engenharia Estrutural são, na sua “esmagadora” maioria, de controlo dinâmico (vibrações, acelerações, etc.). Os Sistemas de Controlo Dinâmico (SCD) são capazes de actuar, em tempo útil, sobre um processo físico, de modo a conseguir que a sua evolução temporal se enquadre dentro de determinados padrões de comportamento, cuja caracterização é feita através de *variáveis de estado*.

Um SCD é caracterizado por três variáveis de estado (Figura III.6):

- , *variáveis de entrada* - relacionadas com a acção de controlo e de valores manipuláveis pelo Controlador, logo conhecidas;
- , *variáveis de saída* - relacionadas com a resposta e podem ser conhecidas;
- , *variáveis de excitação* - relacionadas com a solicitação exterior e cujos valores não podem ser manipuláveis.

Os Sistemas de Controlo podem ser realizados em circuito fechado ou aberto, distinguindo-se pela utilização ou não, por parte do Controlador, das variáveis de saída na manipulação dos valores das variáveis de entrada PACHECO (1999).

Os Sistemas de Controlo Passivo (Figura III.2) constituem um exemplo de controlo em circuito aberto.

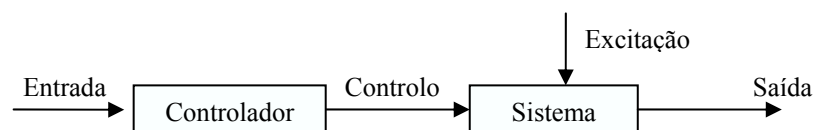


Figura III.6 – Sistema de controlo em circuito aberto PACHECO (1999)

Os Sistemas de Controlo Ativo (Figura III.3) são sistemas de controlo em circuito fechado.

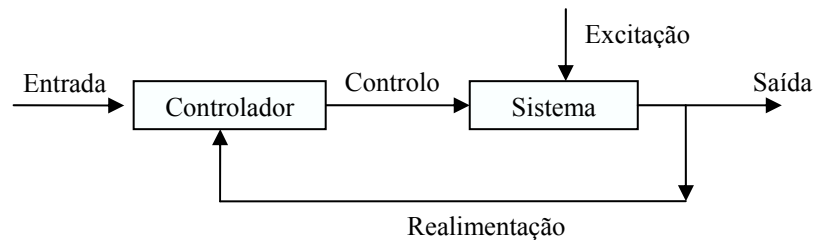


Figura III.7 – Sistema de controlo em circuito fechado PACHECO (1999)

Algumas Estratégias de Controlo têm sido aplicadas aos SCD, nomeadamente o controlo por realimentação negativa, o controlo óptimo, o controlo por fixação polar, o controlo preditivo e, mais recentemente, o controlo sobre a excitação, isoladamente ou combinado com o controlo por realimentação negativa PACHECO (1999) SPENCER et (1999).

A estratégia de controlo por realimentação negativa – “*feedback control*”, consiste em definir o sinal de controlo em função da diferença entre o sinal de saída (resposta da estrutura) e um determinado valor de referência previamente definido – erro SPENCER et al.(1999).

A estratégia de controlo óptimo, consiste na determinação de forças de controlo através da minimização de uma função quadrática, proporcional à energia total libertada pela estrutura ao longo do intervalo de tempo que dura a excitação. Esta energia inclui o trabalho produzido pelas forças de controlo.

A estratégia de controlo por fixação polar é semelhante à estratégia de controlo óptimo, distinguindo-se desta última por incluir um artifício de cálculo na definição da matriz D^1 . Tal artifício consiste em pré-fixar as raízes do polinómio característico da equação matricial que rege o espaço de estado, dando origem a várias matrizes associadas a diferentes respostas dinâmicas. A matriz correspondente ao controlo óptimo é seleccionada recorrendo a técnicas auxiliares, possibilitando uma diminuição significativa do volume de cálculo em estruturas de grande porte, PACHECO (1999).

O controlo preditivo, como a própria designação o sugere, é baseado na capacidade de prever, em cada instante de um processo, o valor de saída do instante seguinte, de tal forma que o sinal é definido impondo a igualdade entre os valores de saída previstos e, os de saída desejados. Mais recentemente, o modelo preditivo evoluiu

¹ A matriz de *ganho* D depende unicamente das características da estrutura, e o seu produto pelo vector de estado da estrutura representa o vector de forças de controlo.

no sentido de ampliar o alcance de previsões efectuadas, prevendo uma sequência de saídas nos instantes que antecedem o horizonte de previsão, PACHECO (1999).

O controlo sobre a excitação – “*feedforward control*”, prevê a necessidade de conhecer um sinal relacionado com a variável de excitação primária, em tempo real, para que o efeito da acção de controlo sobre a estrutura seja, através de uma excitação secundária, anular a primária. Quando combinado com o controlo por realimentação negativa é usualmente designado por “*feedback-feedforward control*” SPENCER et al. (1999) PREUMONT (1999).

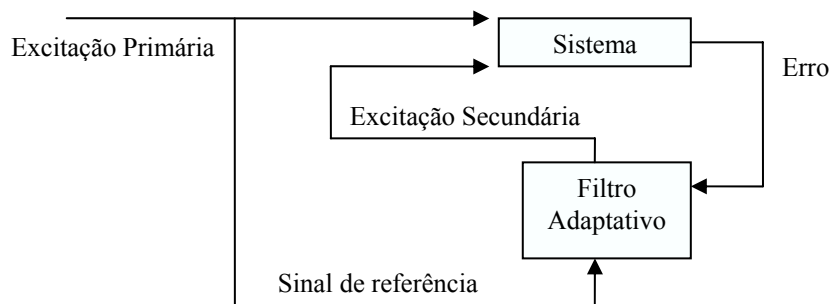


Figura III.8 – Sistema de controlo sobre a excitação “*feedforward control*” PREUMONT (1999)

Os SCD encontram-se hoje amplamente divulgados em várias áreas da engenharia, e em particular na Mecânica e Aeronáutica. Constituem exemplos de aplicação de sistemas dinâmicos, em larga escala, os sistemas de controlo de tracção e de controlo de estabilidade presentes em alguns veículos automóveis (de gama média/superior).

Na Engenharia Estrutural, onde só mais recentemente se investiga nesta área, a aplicação dos SCD tem sido moderada, devido a alguns fenómenos, como a instabilidade associada a vibrações e excitação das estruturas por parte da própria acção de controlo.

O controlo dinâmico, através da implementação de Sistemas Semi-activos e Híbridos em estruturas à escala real, sobretudo no Japão e E.U.A., com efeitos vantajosos no comportamento das estruturas sob acções sísmicas e de ventos fortes, tem influenciado a aplicação destes sistemas noutros países (Canadá, China, Taiwan, etc.) SPENCER et al.(1999).

A aplicação dos Sistemas de Controlo Activo tem, também, sido limitada pela escala de forças envolvida (que condiciona a dinâmica e as dimensões dos actuadores), pela utilização de energia exterior ao sistema e pelo custo dos seus componentes.

3.2.2.6. Controlo estático

Os Sistemas de Controlo Estático (SCE) podem ser considerados um caso particular dos SCD. Embora apresentem estratégias de controlo semelhantes, como por exemplo o *controlo por realimentação negativa*, os SCE têm algoritmos de controlo muito mais simples, necessitando de meios computacionais pouco potentes.

Os SCE permitem apenas o controlo de estruturas sujeitas a acções de evolução lenta, considerando-se que, dentro de cada intervalo de tempo de análise, a estrutura está sujeita a uma acção estática, regendo-se por isso, pelas *Leis da Estática*.

A frequência da acção de controlo do sistema é definida de forma a mesma ficar suficientemente afastada da frequência própria da estrutura, garantindo-se, deste modo, uma acção com características estáticas. Num SCE convenientemente dimensionado, a frequência dos actuadores deve ser, pelo menos, dez vezes superior à frequência da estrutura. Esta característica é particularmente interessante na aplicação dos SCE a estruturas de Engenharia Civil, nas quais os fenómenos de vibração excessiva têm um impacto nocivo sobre a estrutura PACHECO (1999) HELDUSER et al.(2000).

Até à data, não são conhecidas aplicações práticas à escala real de SCE na Engenharia Estrutural.

3.2.3. Exemplos de sistemas de controlo em estruturas

Como referido em 3.2.2.1., existem algumas aplicações de Sistemas de Controlo em estruturas à escala real, na sua grande maioria Sistemas Passivos, Semi-Activos e Híbridos. Nos quadros III.1 e III.2, apresentam-se alguns exemplos de sistemas de controlo instalados em edifícios (carácter definitivo) e em pontes durante a fase construtiva.

Localização	Designação	Ano	Utilização	Nº de Pisos / Altura	Actuador
Japão, Tokyo	Kyobashi Seiwa	1989	Escritórios	11	AMD
Japão, Tokyo	Laboratório Kajima	1990	Escritórios	3	SAVS
Japão, Tokyo	Laboratório Shimizu	1991	Laboratório	7	AMD
Japão, Tokyo	Sendagaya	1992	Escritórios	11	HMD
Japão	Elevator	1992	Laboratório	(60 m)	AGS
Japão, Osaka	Aeroporto Int. de Kansai	1992	Torre de Controlo	(88 m)	HMD
Japão, Yokohama	Land Mark	1993	Escritórios/Hotel	70	HMD
Japão, Hiroshima	NTT Kuredo Motomach	1993	Escritórios/Hotel	35	HMD
Japão, Kanazawa	Porte Kanazawa	1994	Escritórios/Hotel	30	AMD
Japão, Hamamatsu	Hamamatsu ACT	1994	Escritórios/Hotel	(212 m)	HMD
Japão, Osaka	Osaka WTC	1995	Escritórios	52	HMD
Japão, Chiba	Plaza Ichihara	1995	Escritórios	12	HMD
Japão, Osaka	Herbis Osaka	1997	Hotel	38	AMD
E.U.A	Ponte, auto-estrada I-35	1997	Tráfego automóvel	-	SAHD
Japão, Tokyo	Bunka Gakuen	1998	Escola	20	HMD
Japão, Shizuoka	Kajima Shizuoka	1998	Escritórios	5	SAHD
Japão, Tokyo	Century Park	1999	Habitação	54	HMD
Taiwan, Taipe	Kaoshiung Shin-Jei	1999	Escrit./Comércio	22	HMD
China, Nanjing	Communication Tower	1999	Telecomunicações	(310 m)	AMD

AMD – Active Mass Dumper; SAVS – Semi-Active Variable Stiffness; HMD – Hybrid Mass Dumper; SAHD - Semi-Active Hydraulic Dumper

Quadro III.1 – Exemplos de aplicações à escala real de Sistemas de Controlo de Vibrações em edificios SPENCER et al.(1997)(1999).

Localização	Designação	Tipo de Ponte	Anos de aplicação	Altura (m) / Peso (Ton.)	Elementos	Nº de Modos Controlados
Japão	Rainbow	Suspensa	1991-92	119 / 4800	Pilar 1	3
				117 / 4800	Pilar 2	1
Japão	Tsurumi-Tsubasa	Suspensa	1992-93	183 / 3560	Pilar	1
Japão	Hakucho	Suspensa	1992-94	127,9 /2400	Pilar 1	1
				131/2500	Pilar 2	1
Japão,	Akashi Kaikyo	Suspensa	1993-95	293/24650	Pilar 1e 2	1
Japão	Meiko	Atirantada	1994-95	190/6200	Pilar 1 e 2	1
Japão	Kurushima	Suspensa	1995-97	112/1600	Pilar 1	3
				145/2400	Pilar 2	3

Quadro III.2 – Exemplos de aplicações à escala real de Sistemas de Controlo Dinâmico implementados na fase construtiva de pontes, SPENCER et al. (1997) SPENCER et al.(1999).

Os Sistemas de Controlo Activos ainda com uma reduzida implementação à escala real, têm sido recentemente objecto de vários trabalhos científicos relativos a diversos tipos de aplicações da Engenharia Estrutural. Apresentam-se a seguir, sucintamente, alguns exemplos:

- Sistema de controlo activo eólico com deflectómetros aerodinâmicos aplicado em ponte suspensa, apresentado por Larsen em 1991 e proposta a sua aplicação na construção de uma ponte suspensa a construir na Dinamarca PACHECO (1999).
- Sistema de controlo activo sísmico, com cabos activos – a aplicação destes sistemas na Engenharia Sísmica tem sido alvo de muitos trabalhos de investigação, existindo alguns já em funcionamento. A acção de controlo é aplicada através de actuadores com cabos activos, e transmitida à estrutura através de inserções e roldanas criteriosamente localizadas SPENCER et al.(1995) SEDARAT et al.(1999).

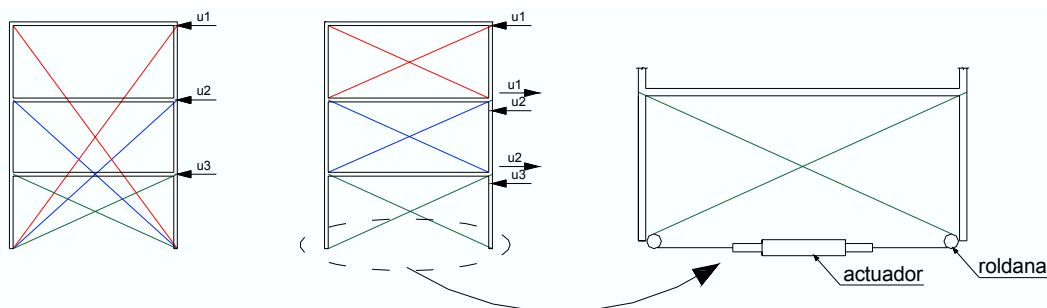


Figura III.9 – Exemplos de configurações avaliadas com sucesso no controlo activo sísmico com cabos activos, SEDARAT et al. (1999)

- Sistema de controlo activo eólico com amortecedores de massa sintonizada (ATMD²) – este sistema tem semelhanças com o sistema PTMD³, e será, possivelmente, o sistema de controlo activo mais desenvolvido, mais aplicado, e consequentemente mais divulgado. Para além do amortecedor, o sistema contém um sistema hidráulico capaz de mover uma massa rolante. Esse movimento é determinado pelo controlador e provoca na estrutura um efeito dinâmico eficiente na minoração do efeito da acção do vento. O sistema ATMD encontra-se em serviço, por exemplo, em alguns edifícios nos E.U.A (Edifício *CityCorp* – Nova York; edifício *Jonh Hancock* - Boston) e numa torre de telecomunicações no Canadá (*Canadian National Tower* – Toronto) PACHECO (1999).

² ATMD – Active Tuned Mass Dumpers

³ PTMD – Passive Tuned Mass Dumpers

- Sistema de controlo activo sísmico com elementos de força variável (ABS⁴) – aplicação de forças bilaterais (tracções ou compressões) com uma frequência muito elevada a elementos rígidos ligados à estrutura. Embora os resultados experimentais tenham sido muito positivos, não se conhecem exemplos práticos de aplicação SPENCER et al (1995).
- Sistema de controlo activo sísmico com elementos de rigidez variável (AVS⁵) – os mecanismos incorporados nos actuadores (VSD⁶) fazem variar o grau de rigidez das ligações de barras, geralmente inactivas, à estrutura. Esta alteração de rigidez modifica a frequência própria da estrutura o que, ponderadamente controlado, poderá minorar efeitos dinâmicos sob solicitações dinâmicas. Este sistema encontra-se instalado e monitorizado num edifício de 3 pisos em Chofu no Japão desde 1989, tendo sido testado durante a ocorrência de um sismo em 1991 TAKAHASHI et al. (1998).

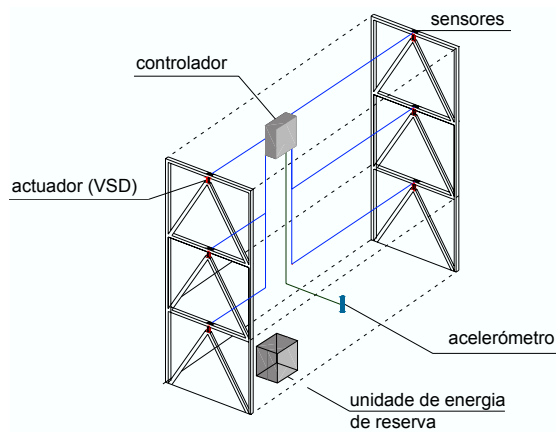


Figura III.10 – Representação esquemática do sistema AVS aplicado num edifício em Chofu, Japão.

Nos E.U.A. a primeira aplicação do sistema AVS foi numa ponte pertencente à auto-estrada I-35. O sistema foi implementado para dissipar a energia induzida no tabuleiro pelo tráfego rodoviário SOONG et al.(2002).

⁴ ABS – *Active bracing systems*

⁵ AVS – *Active variable stiffness*

⁶ VSD – *Variable stiffness device*

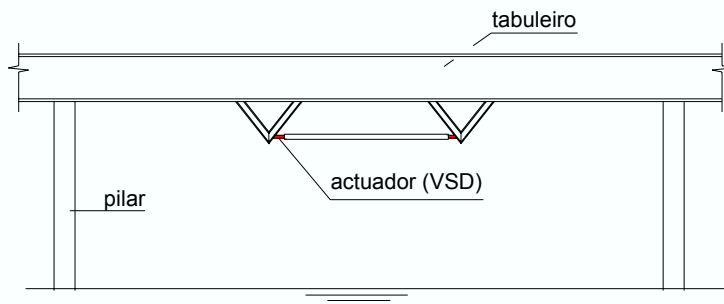


Figura III.11 – Representação esquemática da ponte da auto-estrada I-35 com AVS.

Sistema de controlo de vibrações induzidas pelo vento em pontes de tirantes, em serviço e em fase construtiva, por aplicação de tirantes activos - através de ancoragens activas, materializadas por actuadores hidráulicos. A tensão nos tirantes activos é controlada, i.e., varia de forma a minimizar as vibrações do tabuleiro. Estudos numéricos e análises experimentais, efectuadas no centro de pesquisa da União Europeia (JRC) em Ispra (Itália), revelaram resultados robustos no controlo de vibrações e de fenómenos de torção do tabuleiro, por acção do vento. Estes resultados perspectivam a sua aplicação em pontes de tirantes com mais de 1000m de vão, que em virtude da sua grande flexibilidade, são mais sensíveis a fenómenos aerodinâmicos ou aeroelásticos PREUMONT (1999) HELDUSER et al. (2000).

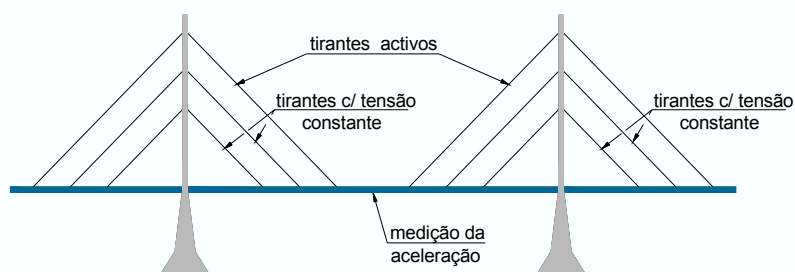


Figura III.12 – Sistema de Controlo Activo de vibrações em pontes de tirantes por aplicação de tirantes activos

Ao abrigo do projecto ACE desenvolvido no centro de pesquisa da União Europeia (JRC) em Ispra (Itália), foi implementado um SCE num modelo físico à escala 1/10 de uma ponte de tirantes, para controlo de cargas de tráfego rodoviário. O controlo da deformação a meio vão é efectuado por *tirantes activos*, que variam a tensão instalada através de actuadores electro-hidráulicos com acumuladores de energia, implementados nas ancoragens (Figura III.13). Os ensaios realizados revelaram resultados promissores, que objectivamente justificam a sua aplicação em futuras estruturas BOSENS (2001).

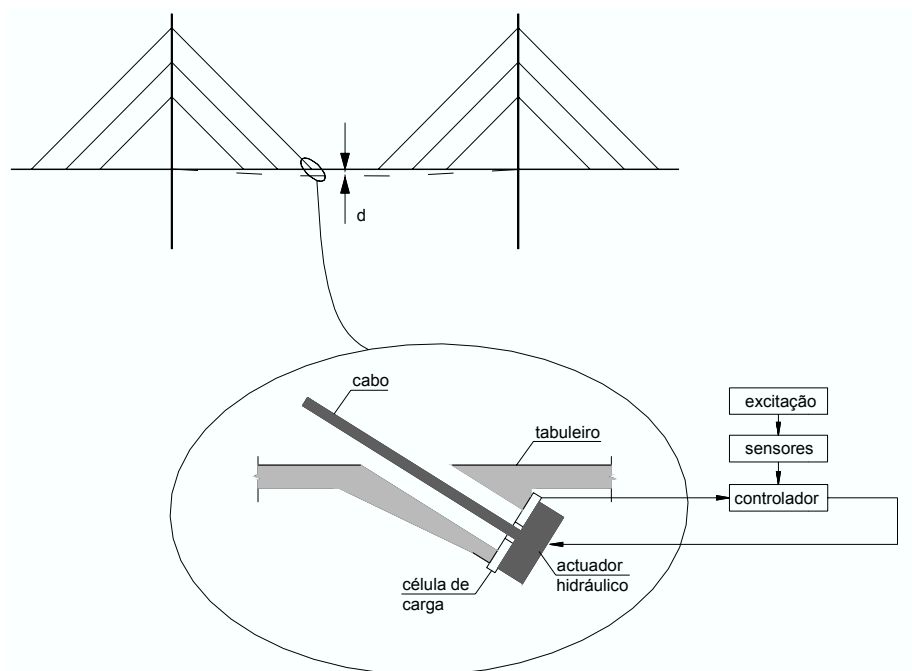


Figura III.13 – Sistema de Controlo Estático em pontes atirantadas, com aplicação de tirantes activos BOSSENS (2001)

3.2.5 Estruturas inteligentes – Estruturas orgânicas

Na Engenharia de Estruturas, os sistemas de controlo têm sido, geralmente, aplicados a estruturas já construídas ou já dimensionadas que não cumprem requisitos de utilização ou de resistência última sob certas acções, de forma a repor esses mesmos requisitos.

Preumont, Spencer, e outros, consideram que o sistema de controlo activo deve ser parte integrante da estrutura desde a fase de concepção e dimensionamento. Desta forma, é possível dimensionar estruturas conceptualmente *inteligentes*⁷ que “aproveitam” integralmente a existência do sistema de controlo.

Uma estrutura orgânica concebida e desenvolvida através da conjugação de uma estrutura base e um sistema de controlo activo – sistema efector, para além de oferecer resistência mecânica à acção de solicitações exteriores, é capaz de mudar a sua “atitude” estrutural conforme as solicitações em causa (estrutura adaptativa), com um comportamento inteligente.

As duas designações – *estrutura orgânica* e *estrutura inteligente* – aparecem assim com significados semelhantes.

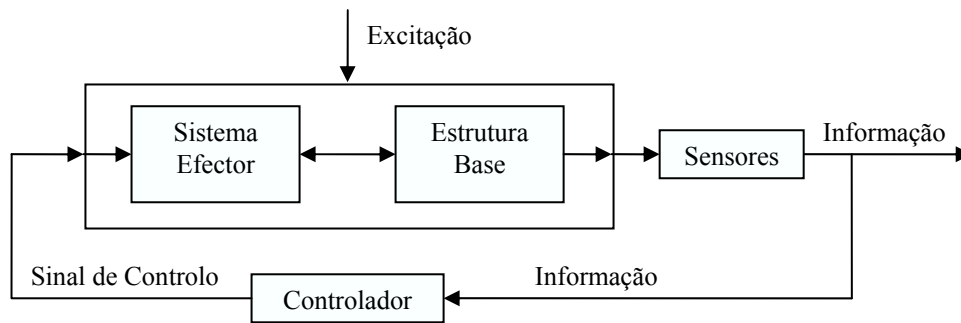


Figura III.14 – Circuito de controlo de uma Estrutura Orgânica PACHECO (1999)

Um exemplo simples e concreto pode ser retirado do corpo humano (ele próprio uma estrutura orgânica) – o braço. Um braço é constituído pela estrutura base - estrutura óssea, articulações, tendões e ligamentos – e pelo sistema efectador – os músculos. Os músculos reagem, por exemplo, numa situação de carga, de forma a manter o equilíbrio estático.

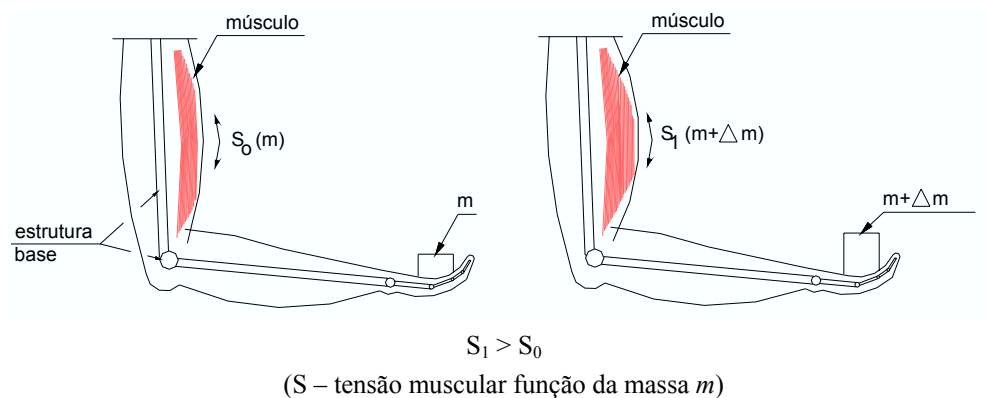


Figura III.15 – Representação esquemática do sistema efectador do braço, materializado pelos músculos *bicípites*.

Um sistema efectador, “*pode definir-se como um caso particular de sistema de controlo activo em que os actuadores são elementos estruturais e cuja actividade é extensiva a cenários estáticos e/ou dinâmicos*” PACHECO (1999).

O dimensionamento de uma *estrutura orgânica* ou de uma *estrutura inteligente*, é um dimensionamento integrado e simultâneo da estrutura base e do sistema efectador ou sistema de controlo activo.

⁷ Do ponto de vista tecnológico, *estrutura inteligente* pode ser entendida como o conjunto de sensores, actuadores e controlo aplicados a uma estrutura, para que esta seja funcionalmente adaptativa.

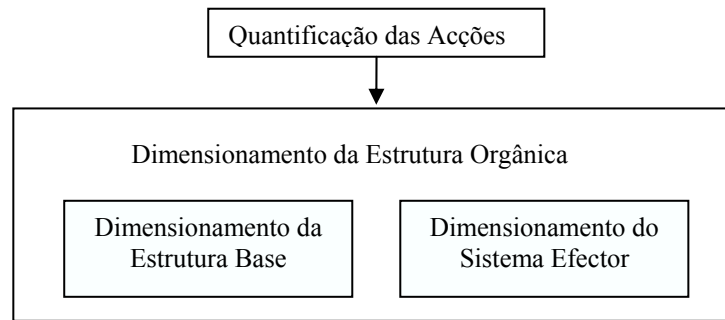


Figura III.16 – Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica PACHECO (1999)

3.3. Pré-esforço Orgânico

3.3.1 Pré-esforço orgânico (OPS) – conceitos básicos

O pré-esforço orgânico (OPS) é um sistema de pré-esforço auto-ajustável, o qual recebeu a designação de orgânico pelo facto da sua concepção ser baseada no funcionamento de estruturas orgânicas existentes na natureza – as bio-estruturas ANDRÉ et al (2003).

O mundo das bio-estruturas apresenta um vasto número de soluções estruturais. Algumas são simples, sendo outras muito sofisticadas. Todas foram e continuam a ser motivo para fecundos trabalhos de pesquisa. Na verdade, neste domínio, os Engenheiros de Estruturas encontraram várias soluções bem conhecidas. Em todo o caso, a realização de alguns cálculos simples torna claro que os “critérios de dimensionamento” das bio-estruturas são significativamente diferentes dos que são usados na Engenharia Civil PACHECO (1999).

Ossos	Ligamentos	Cartilagem articular	Tendões	Músculos
Escoras, tirantes, vigas, pilares e cascas	Conectores	Aparelhos de apoio	Tirantes e cabos	Sistemas efectores

Figura III.17 – Principais elementos estruturais nas bio-estruturas animais PACHECO (2002)

Na Figura III.17 apresentam-se cinco elementos bio-estruturais semelhantes a elementos estruturais bem conhecidos. Apesar desta semelhança, desconhece-se qualquer elemento na Engenharia Estrutural, até agora, que fosse concebido com a função de músculo. De facto, existem certos atributos de alguns sistemas de controlo activo que os relacionam com músculos, mas estes últimos são eles próprios elementos estruturais PACHECO (2002).

Um músculo é um elemento estrutural com capacidade de variar a sua rigidez. A variação de rigidez é conseguida através da variação do fornecimento de energia. Assim sendo, um músculo – ou um sistema efector – pode ser considerado como um elemento estrutural que transforma energia em rigidez, ou seja, um músculo é uma mola de rigidez variável PACHECO (1999).

A materialização do conceito de OPS é baseada numa conjunção criteriosa de tecnologia bem conhecida. O sistema tem três elementos fundamentais: as “âncoras orgânicas”, os cabos de pré-esforço (não aderentes) e o circuito electrónico (Figura III.18).

As tecnologias construtivas e o dimensionamento são semelhantes às habitualmente utilizadas em estruturas com pós-tensão, com cabos não aderentes, sendo o circuito electrónico, incluindo cabos eléctricos e componentes electrónicos, muito semelhante aos circuitos de sistemas de controlo activo comuns PACHECO (1999).

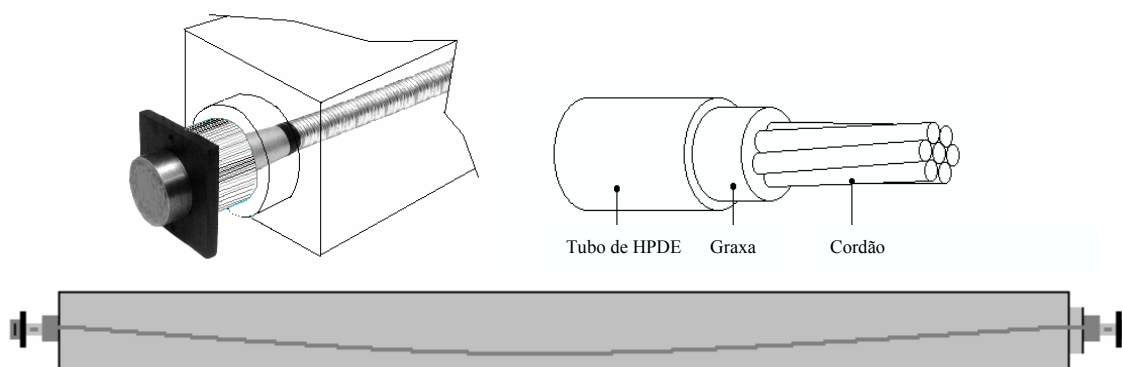


Figura III.18 – Ancoragem orgânica, cabo não aderente e traçado de pré-esforço típico numa viga simplesmente apoiada PACHECO (1999)

As “âncoras orgânicas” são âncoras com os sistemas servo-hidráulicos incorporados, ou seja, os cilindros hidráulicos ficam instalados entre a ancoragem e a estrutura.

As estratégias de controlo podem ser muito simples ANDRÉ (2003) PACHECO (1999). Um primeiro algoritmo de controlo desenvolvido, muito semelhante aos

clássicos “on-off”, baseia-se na variação de tensões medidas na secção de controlo. Basicamente, se na secção de controlo a compressão é reduzida, o sistema OPS produz “contracções” (as forças de pré-esforço são ampliadas por afastamento das ancoragens em relação à estrutura), contrariamente, se as compressões são elevadas, o sistema OPS produz “descontracções” (as forças de pré-esforço são reduzidas por encurtamento das ancoragens).

Esse algoritmo tem a seguinte tradução matemática (1) PACHECO (1999):

$$\begin{aligned}
 \hat{E}_{ai} > j_{Sci}(G) - j_{Sci}^t(Q) - nc_t \cdot j_{Sci}^{OPS} > \rangle_{ci} & \quad \mu \quad nc_{t \rightarrow t} ? nc_t \\
 j_{Sci}(G) - j_{Sci}^t(Q) - nc_t \cdot j_{Sci}^{OPS} @ \rangle_{ci} & \quad \mu \quad nc_{t \rightarrow t} ? nc_t - 1 \\
 j_{Sci}(G) - j_{Sci}^t(Q) - nc_t \cdot j_{Sci}^{OPS} > \rangle_{ai} & \quad \mu \quad nc_{t \rightarrow t} ? nc_t / 1
 \end{aligned} \quad (III.1)$$

Onde,

$u_{Sci}(G)$ é a tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido á carga permanente;

$u_{Sci}^t(Q)$ é a tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido á carga variável no instante t:

u_{Sci}^{OPS} é o incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo i produzido pelo sistema OPS numa contracção;

$nc_t @ nc_{t+Ft}$ são um número de contracções activas nos instantes t e t+Ft.

$nc_t \cdot u_{Sci}^{OPS}$ é a tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido a acção do sistema OPS no instante t;

$F_{ci} @ F_{ai}$ São as margens de compressão e de actividade do sistema orgânico; (são os níveis de tensão para os quais os sensores são programados para emitirem sinais de actividade).

Recentemente, desenvolveu-se um algoritmo para vigas simplesmente apoiadas, baseado no controlo da flecha na secção de controlo, traduzida matematicamente pelas seguintes expressões PACHECO et al (2004):

$$\begin{aligned}
 \hat{E}(t_i) @ F_c & \quad \mu \quad nc(t_i - Dt) ? nc(t_i) - 1 \\
 \hat{E}(t_i) \sim F_c & \quad \mu \quad nc(t_i - dt) ? nc(t_i)
 \end{aligned} \quad (III.2)$$

onde,

$F(t_i)$ é a deformação a meio-vão no instante t_i ;

F_c é o limite predefinido para a deformação a meio-vão;

$nc(t_i)$	é o número de cursos elementares executados até ao instante t_i ;
Dt	é o atraso na resposta do sistema de controlo;
dt	é o tempo de análise considerado no algoritmo de controlo.

3.3.2 Aplicação de pré-esforço orgânico em cimbres

Como foi referido, alguns dos trabalhos numéricos realizados até à data, apontam para melhores resultados da aplicação de pré-esforço orgânico em estruturas sujeitas a carregamentos lentos e com elevadas razões carga variável / carga permanente. Um exemplo desse tipo de estrutura são os cimbres autolancáveis – CA's (Capítulo II), que durante a execução de um tabuleiro de uma obra-de-arte, são sujeitos a vários ciclos de betonagens e avanços, que representam uma enorme variação na carga total actuante.

Porquê aplicar pré-esforço orgânico e não simplesmente pré-esforço convencional?

O grande condicionalismo existente na aplicação do pré-esforço convencional em estruturas metálicas é o seu reduzido peso próprio que impossibilita a aplicação, de uma vez só, de todo o pré-esforço necessário. Seria necessário introduzir contra-flechas elevadíssimas correndo o risco de problemas graves de instabilidade, devidos a tensões de compressão elevadas em “banzos” dimensionados para tensões de tracção. Ou seja, levanta-se a hipótese do cembre poder “quebrar ao contrário” ANDRÉ et al (2003)

Como foi referido em 3.2.5, para que possa ser explorada na sua plenitude, a estrutura base (cembre) deverá ser concebida especialmente para o efeito, neste caso, tanto na definição da secção transversal (os banzos comprimidos pelo pré-esforço deverão ser mais robustos), como na definição da constituição longitudinal (a estrutura deverá ser modular, de forma a poder variar facilmente o seu comprimento). Deverá, também, contemplar os elementos necessários ao optimizado desempenho do sistema, tais como: a colocação e funcionamento do actuador, transmissão de forças entre os cabos de pré-esforço e a estrutura do cembre ANDRÉ et al (2003).

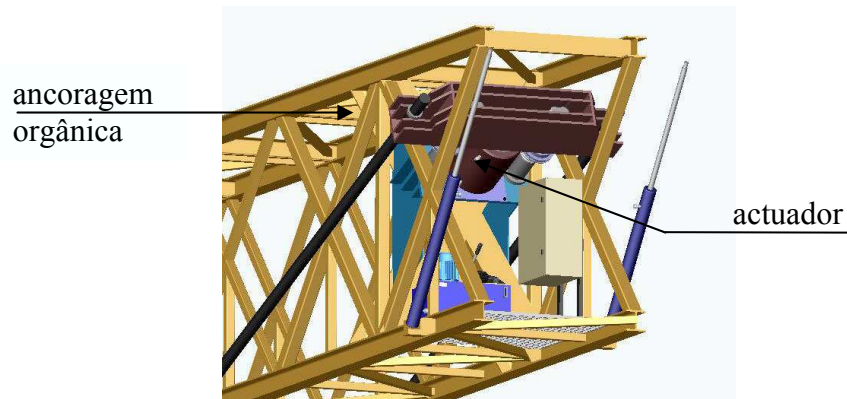


Figura III.19 – Esquema da localização do actuador na estrutura do cimbra
PACHECO et al (2004)

Assim, comprovando-se experimentalmente os promissores resultados numéricos obtidos PACHECO et al. (1997), reconhece-se a existência de um enorme potencial na utilização de CA's com pré-esforço orgânico na indústria de construção de viadutos e pontes. Para confirmar tais expectativas, concebeu-se um modelo reduzido de um cimbra reforçado com a tecnologia de OPS. No Capítulo IV apresentam-se os procedimentos efectuados e os trabalhos experimentais realizados, para a validação da aplicação de OPS em CA's.

CAPÍTULO IV – ESTUDO EXPERIMENTAL DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUM CIMBRE EM MODELO REDUZIDO

ÍNDICE

4.1. OBJECTIVOS	4
4.2. CONCEPÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL	4
4.2.1. CRITÉRIOS CONSIDERADOS NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	4
4.2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	9
4.2.3. DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO EXPERIMENTAL	14
4.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO – SISTEMA DE CONTROLO ESTÁTICO ..	18
4.3.1. GENERALIDADES	18
4.3.2. ESTRUTURA	18
4.3.3. SENSORES APLICADOS NO MODELO EXPERIMENTAL.....	21
4.3.3.1 <i>Sensores do sistema de controlo.....</i>	<i>21</i>
4.3.3.1.1. <i>Transdutores de Pressão</i>	<i>22</i>
4.3.3.1.2. <i>Potenciómetros</i>	<i>23</i>
4.3.3.2. <i>Sensores para calibração do modelo</i>	<i>24</i>
4.3.3.2.1. <i>Comparadores Mecânicos.....</i>	<i>25</i>
4.3.3.2.2. <i>Lvdt's.....</i>	<i>25</i>
4.3.3.2.3. <i>Extensómetros.....</i>	<i>26</i>
4.3.3.2.4. <i>Células de carga.....</i>	<i>28</i>
4.3.4. CONTROLADOR.....	28
4.3.5. ACTUADOR – CILINDRO HIDRÁULICO	29
4.3.5.1. <i>Pré-esforço</i>	<i>31</i>
4.3.6. ALGORITMO DE CONTROLO DO SISTEMA OPS	32
4.3.7. FUNCIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTROLO.....	33
4.3.7.1. <i>Modos manuais do sistema de controlo</i>	<i>35</i>
4.3.7.1.1. <i>Modo manual contínuo.....</i>	<i>36</i>
4.3.7.1.2. <i>Modo manual pulsado</i>	<i>36</i>
4.3.7.2. <i>Modos automáticos do sistema de controlo – controlo de posição.....</i>	<i>37</i>

4.3.7.2.1. Modo automático de carga.....	37
4.3.7.2.2. Modo automático de descarga	39
4.3.7.3. Segurança.....	40
4.3.7.3.1. Projecto de interface de especialidades	41
4.3.7.3.2. Sistemas de Alarme.....	41
4.4. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL.....	44
4.4.1. ESTRUTURA BASE	44
4.4.1.1. Caracterização geométrica longitudinal.....	44
4.4.1.2. Caracterização geométrica transversal	45
4.4.1.3. Características geométricas das secções transversais dos perfis.....	46
4.4.1.4. Módulo de elasticidade do aço (E_c)	47
4.4.1.5. Avaliação dos parâmetros experimentais	48
4.4.1.5.1. Ensaio de Carga	48
4.4.2. CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	49
4.4.2.1. Comprimento dos cabos de pré-esforço	49
4.4.2.2. Factor de rigidez dos cabos de pré-esforço	50
4.4.2.3. Resultados Experimentais	52
4.4.3. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS)	56
4.4.3.1. Caracterização experimental	56
4.4.3.2. Modelação Numérica do OPS.....	57
4.4.3.3. Calibração do Modelo Numérico.....	57
4.4.3.4. Análise da actuação do OPS.....	58
4.4.4. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DO CONJUNTO CIMBRA-CABOS	60
4.4.5. CARACTERIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO CORRIGIDO	61
4.5. ESTUDO EXPERIMENTAL	62
4.5.1. PLANEAMENTO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	62
4.5.2. ENSAIOS	63
4.5.2.1. Carregamento a 65% da resistência última do modelo	63
4.5.2.2. Simulação de Betonagem do Tabuleiro.....	67
4.5.2.1.1. Processo de Execução – Tipo A	68
4.5.2.1.2. Processo de Execução – Tipo B	72

4.5.2.1.3. Simulação da aplicação de pré-esforço	75
4.5.2.2. Estudo de Fiabilidade do Sistema de Controlo.....	77
4.5.2.2.1. Ensaio de vibrações.....	77
4.5.2.2.2. Ensaio de torção.....	78
4.5.2.2.3. Ensaio de temperatura	79

CAPÍTULO IV – ESTUDO EXPERIMENTAL DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUM CIMBRE EM MODELO REDUZIDO

4.1. Objectivos

O primeiro estudo experimental de pré-esforço orgânico (OPS) em estruturas de Engenharia Civil tem como principal objectivo, comprovar os resultados obtidos das análises numéricas realizadas sobre a aplicação deste sistema em CA's (ver 2.5.2).

Para validar a exequibilidade tecnológica do OPS foi concebido um modelo experimental que simula o comportamento estrutural de um CA, a partir do qual será avaliado o desempenho do Sistema de Controlo Estático instalado, a estratégia de controlo de deformações e, em particular, o aumento da capacidade de carga, sob a acção de carregamentos evolutivos que simulam a betonagem de um tramo de tabuleiro.

4.2. Concepção do Modelo Experimental

Como referido em 3.2.5., uma estrutura orgânica resulta da concepção e dimensionamento conjunto da estrutura base e do sistema efector. O modelo experimental foi dimensionado para que o conjunto OPS-cimb্রে tenha um comportamento adaptativo (orgânico) eficaz.

4.2.1. Critérios considerados no pré-dimensionamento

Entre outros aspectos, na concepção e pré-dimensionamento do modelo experimental atendeu-se em particular aos seguintes itens:

- Deformabilidade - que permitisse visualizar “in-situ” os benefícios da aplicação do OPS no controlo de deformações, sob a acção de carregamentos facilmente realizáveis;
- Tensões admissíveis – admitiram-se limites de tensões (inferiores às tensões de cedência) para as deformações pretendidas;
- Força de pré-esforço exercida pelos dois 2 cabos (monocórdões com a menor área disponível no mercado) em cada curso compatível com o controlo de

deformações pretendido, e força máxima total compatível com o carregamento máximo admitido;

- , Fenómenos de encurvadura – avaliada a possibilidade de ocorrência de encurvadura local e global;
- , A frequência do actuador foi definida de forma a ser suficientemente distante da frequência fundamental da estrutura;
- , Colocação em laboratório – dimensões e peso compatível com meios de transporte no exterior e interior do laboratório;

O principal objectivo da aplicação experimental numa estrutura controlada por OPS é validar a tecnologia necessária à materialização do sistema e, validar qualitativamente os resultados numéricos obtidos. Por isso, e de forma a não limitar aspectos funcionais fundamentais do OPS, a concepção do modelo não foi condicionada pelas regras clássicas da *Teoria da Semelhança*, i.e., sem estabelecimento de uma relação entre a escala dum cimbra utilizado em obra e a escala do modelo laboratorial.

Por simplificação e inspiração noutras estruturas metálicas largamente divulgadas (gruas fixas, torres de alta-tensão, etc.) optou-se por utilizar cantoneiras de abas iguais. Utilizaram-se cantoneiras com a menor secção disponível no mercado, as L20x20x3 mm para o banzo inferior (traccionado) e as L30x30x3 mm para o banzo superior (comprimido) por questões de encurvadura. Este critério só é alterado junto ao apoio com momentos negativos (compressão no banzo inferior), onde em ambos os banzos se utilizou as L30x30x3 mm.

Nas Figuras IV.1 e IV.2 encontram-se representadas as secções transversais tipo e o perfil longitudinal do cimbra, respectivamente. A sua concepção foi determinada atendendo aos parâmetros referidos. Por facilidades construtivas considerou-se uma viga-caixão de almas treliçadas com secção quadrada e geometria muito regular.

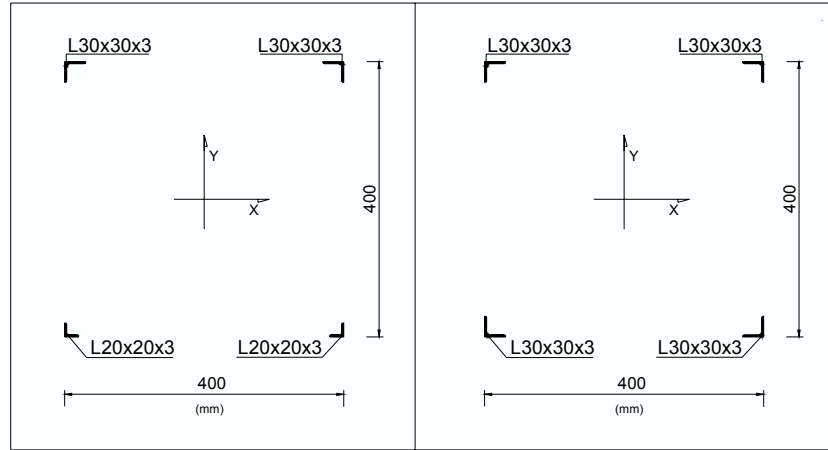


Figura IV.1 – Secção transversal resistente para momentos positivos (esquerda) e negativos (direita).

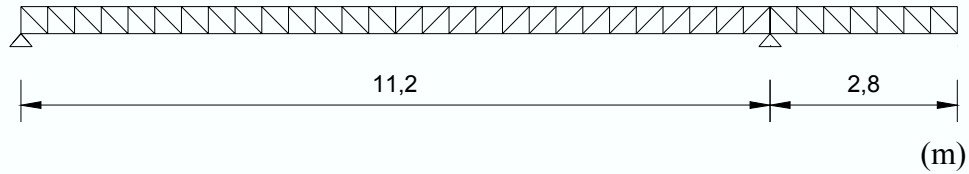


Figura IV.2 – Perfil longitudinal do modelo numérico.

A deformação do cimbra foi avaliada em fase de pré-dimensionamento, recorrendo ao modelo de cálculo simplificado da estrutura base (Figura IV.3) e desprezando a parcela da deformação por esforço transversal.

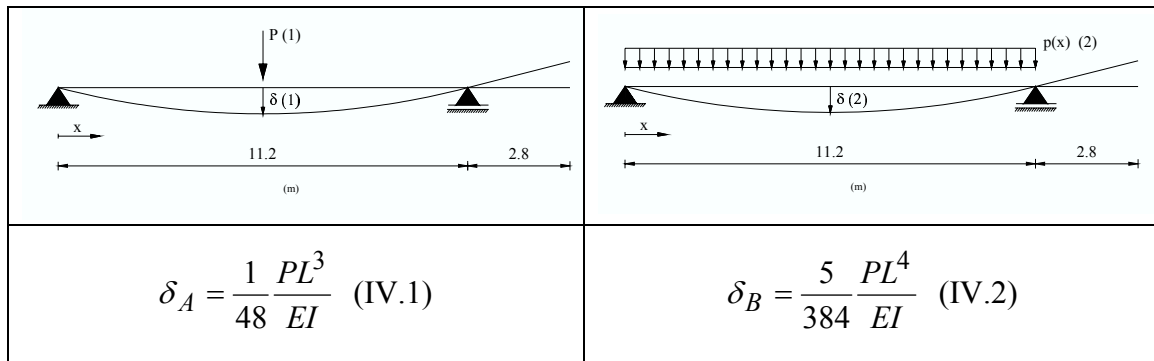


Figura IV.3 – Avaliação da deformação em fase de pré-dimensionamento.

Onde:

E – Módulo de Elasticidade (GPa);

δ - Deformação medida (m);

$P(1)$ – Carregamento 1 – carga pontual (kN);

$P(2)$ – Carregamento 2 – carga uniformemente distribuída (kN/m);

L – Vão livre para deformação (m);

I – Inércia da secção transversal (m^4);

Para os carregamentos (1) e (2), foi também avaliado o acréscimo de tensões provocado a $\frac{1}{2}$ vão da estrutura, face às tensões instaladas devido a acções permanentes. Para tal, utilizou-se a seguinte expressão:

$$\Delta \sigma = \frac{M}{W} \quad (IV.3)$$

Onde:

$\Delta \sigma$ – Variação de tensão (MPa);

M - Momento flector na secção de $\frac{1}{2}$ vão (kN.m);

W – Módulo de flexão elástico da secção transversal (m^3);

No Quadro IV.1 apresentam-se os valores da variação de deformação (**Fh**) e tensão (**Fj**) que se obtêm para a secção de meio vão, para os dois tipos de carregamentos referenciados atrás.

Carregamento	Carga	Δh (mm)	Δj (MPa)
A	1 (kN)	6.87	33.11
B	0.5 (kN/m)	24.03	92.69

Quadro IV.1 – Valores determinados para a secção de meio-vão.

A estrutura, com um comprimento total de 14,0 m e de 11,2 m entre apoios, é suficientemente deformável para se visualizar a diferença entre a estrutura ser, ou não ser controlada¹ pelo OPS, quando carregada.

Determinadas as características geométricas da secção e a deformabilidade do cimbra, avaliaram-se as esbeltezas do cimbra e dos elementos que o constituem, para determinar a susceptibilidade da estrutura base perante esforços de compressão.

Elemento Car. Geométrica	L20x20x3	L30x30x3
Área (cm^2)	1,12	1,74
Inércia (cm^4)	0,39	1,41

Quadro IV.2 – Valores tabelados de área e inércia.

¹ Considera-se a estrutura sem controlo, quando o OPS é desligado e os cabos de pré-esforço são retirados das selas de desvio, podendo deformar-se livremente.

Os fenómenos de encurvadura, a que a estrutura possa estar sujeita, são avaliados comparando a esbelteza da cantoneira de menor secção com a esbelteza do cembre.

L20x20x3		Cembre			
$i_{xx} = i_{yy} \text{ (m)}$	$z_{xx} = z_{yy}$	$i_{xx} \text{ (m)}$	z_{xx}	$i_{yy} \text{ (m)}$	z_{yy}
5,9E-3	68	188,4E-3	59	192,7E-3	58

Quadro IV.3 – Raios de giração e esbeltezas.

Os valores apresentados no Quadro IV.3 foram determinados através das seguintes expressões:

$$i_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} \quad (\text{IV.4})$$

$$n_{xx} = \frac{l_{xx}}{i_{xx}} \quad (\text{IV.5})$$

$$i_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} \quad (\text{IV.6})$$

$$n_{yy} = \frac{l_{yy}}{i_{yy}} \quad (\text{IV.7})$$

Onde:

- I_{xx} – inércia do elemento segundo o eixo xx;
- I_{yy} – inércia do elemento segundo o eixo yy;
- A – área do elemento;
- i_{xx} – raio de giração segundo o eixo xx;
- i_{yy} – raio de giração segundo o eixo yy;
- l_{xx} – comprimento de encurvadura segundo o eixo xx
- l_{yy} – comprimento de encurvadura do cembre segundo o eixo yy
- λ_{xx} - esbelteza segundo o eixo xx;
- λ_{yy} - esbelteza segundo o eixo yy;

Da análise do Quadro IV.3, conclui-se que os fenómenos de instabilidade, a acontecer, são de carácter local, tal como se pretendia provar. Desta forma, a estabilidade global da estrutura não é posta em causa.

Com os parâmetros geométricos pré-dimensionados e efectuadas as verificações anteriormente descritas, criaram-se as condições base para elaborar o modelo numérico, com o qual se procedeu ao dimensionamento final do modelo experimental.

No Anexo B apresentam-se os desenhos constituintes do projecto de execução do modelo experimental.

4.2.2. Modelação numérica

A modelação numérica é realizada com recurso a “software” de cálculo estrutural, ferramenta disponível e amplamente divulgada entre os engenheiros de estruturas.

Na presente dissertação, modelou-se numericamente o modelo do cimbra com sistema de controlo, com o objectivo de legitimar a execução dum modelo laboratorial que avaliasse correctamente o funcionamento do OPS.

Com o desenvolvimento do “hardware” e “software”, é hoje permitido fazer inúmeras experiências, simulações e verificações, num curto espaço de tempo. Ao longo deste trabalho científico utilizaram-se, essencialmente, os programas Robot Millenium² e Excel. O programa de cálculo estrutural permite desenhar um modelo tão real quanto o utilizador o desejar, a partir do qual lhe é possibilitada todo o tipo de informação: esforços, tensões, deformações, características dinâmicas, etc. O utilizador tem ainda ao seu dispor um módulo de cálculo de estruturas metálicas que permite a verificação dos elementos segundo a norma europeia - Eurocódigo 3.

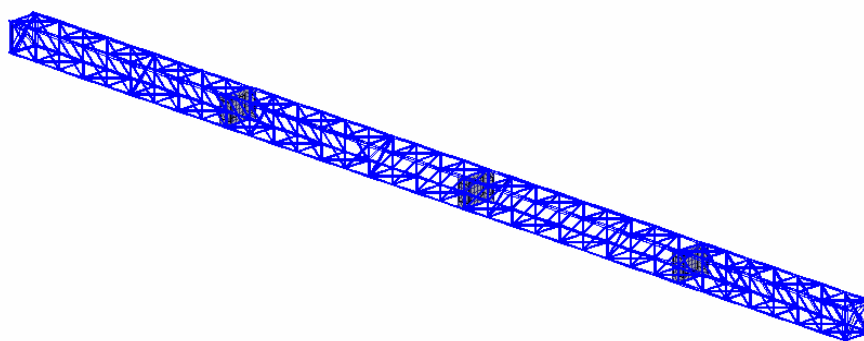


Figura IV.4 – Modelo da viga-caixão

O programa permite a utilização em simultâneo de elementos finitos tipo barra e tipo placa. Esta característica, possibilita a existência de semelhança entre modelos (numérico e laboratorial), como por exemplo, nos pontos de ligação das selas de desvio à estrutura da viga (Figura IV.5).

² Robot Millenium v.15.0 – software de cálculo estrutural

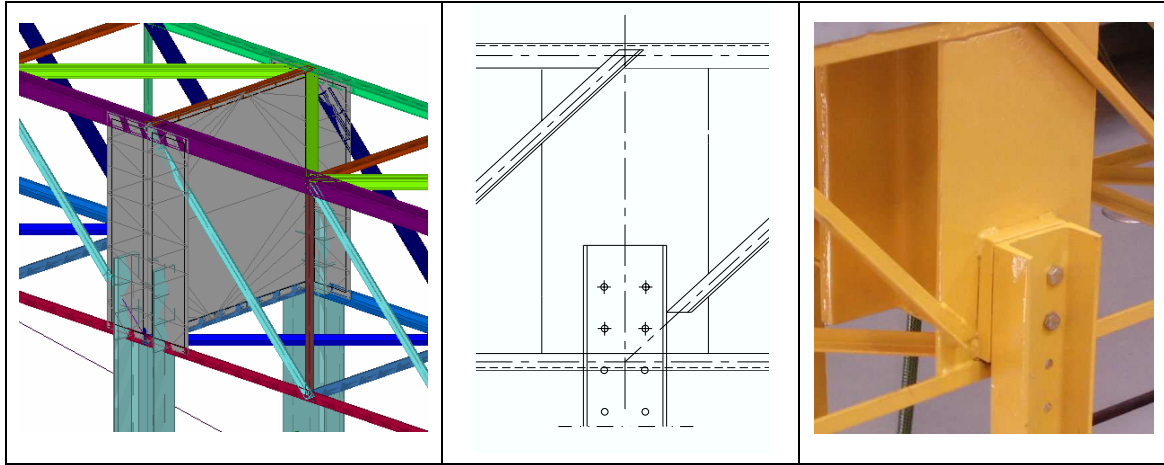


Figura IV.5 – Ligação das selas de desvio à viga-caixão. Da esquerda para a direita: modelo numérico, desenho de execução e modelo experimental.

O OPS foi introduzido no modelo numérico através de elementos finitos do tipo barra que simulam o actuador (cilindro hidráulico) e os cabos de pré-esforço.

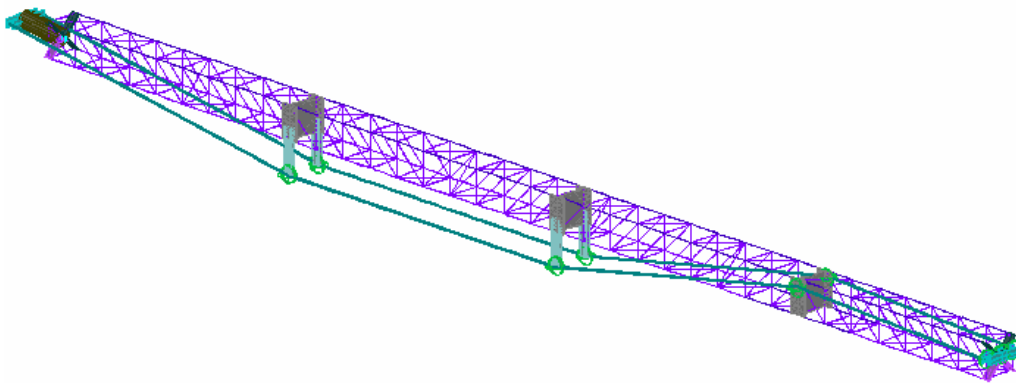


Figura IV.6 – Modelo numérico do cimbra com OPS

A actuação do cilindro hidráulico foi efectuada através de uma variação térmica (ΔT_{ops}^f) que provoca um alongamento semelhante ao de um curso do cilindro, considerando a sua deformação axial. Para valores baixos de tensões de pré-esforço, a deformabilidade do óleo é desprezável.

$$\Delta T_{ops}^f = \Delta T_{ops}^0 + \Delta T_{de} \text{ (}^\circ\text{C)} \quad (\text{IV.8})$$

$$\Delta T_{ops}^0 = \frac{\Delta L_{ops}}{\alpha \times L_b} \quad (\text{IV.9})$$

Onde:

$\mathbf{F}T_{ops}^f$ — variação térmica que provoca no elemento barra um alongamento final semelhante a um curso do OPS ;

$\mathbf{F}T_{ops}^0$ — variação térmica que provoca no elemento barra um alongamento teórico semelhante a um curso do OPS;

$\mathbf{F}T_{de}$ — variação térmica que provoca um alongamento equivalente à deformação (encurtamento) elástica do elemento barra;

$\mathbf{F}L_{ops}$ — variação de comprimento da haste do cilindro equivalente a um curso do OPS;

$\mathbf{c}$ — coeficiente de dilatação térmica do aço do cilindro ($1,2 \times 10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$);

L_b — comprimento do elemento barra;

As selas de desvio foram modeladas como elementos de barra contínuos desde o cimbra até ao nível de contacto dos cabos, e a sua ligação ao cimbra foi modelada como rígida.

Os cabos foram igualmente simulados por elementos finitos de barra, bi-articuladas e incompressíveis.

De forma a garantir que a força instalada em ambos os cabos é aproximadamente igual ($\frac{F_{cabo1}}{F_{cabo2}} < 0,5\%$), foram colocadas bielas (bi-articuladas) incompressíveis com 1 cm de comprimento, entre as selas de desvio e os cabos com a direcção da bissectriz. Este artifício permite que as forças instaladas em ambos os troços dos cabos ($F_{troço1}$ e $F_{troço2}$) sejam aproximadamente iguais (Figura IV.7).

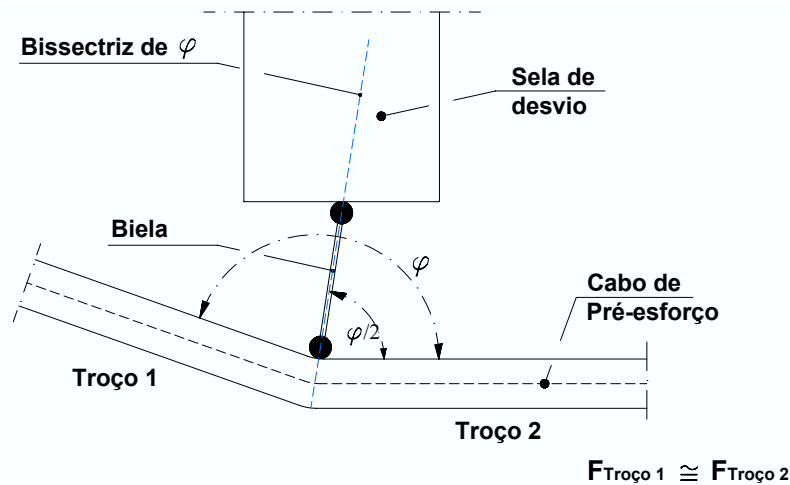
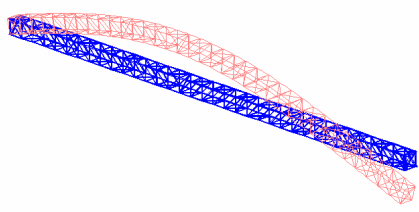
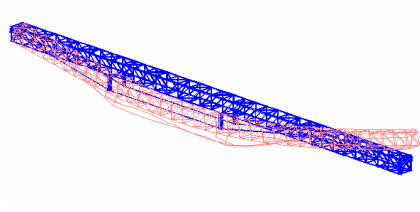


Figura IV.7 – Representação esquemática da localização das bielas no modelo numérico

As características dinâmicas do cimbra foram avaliadas ao longo da evolução do modelo numérico. Desta forma garantiu-se que o cilindro-hidráulico, colocado no modelo experimental, é compatível com as funcionalidades exigidas a um actuador de um Sistema de Controlo Estático (ver 3.2.2.6.).

Modelo Numérico		
	Estrutura base	Estrutura com cabos de pré-esforço
Frequência (Hz)	3,14	4,35
Modo de análise	1º	5º

Quadro IV.4 – Características dinâmicas da estrutura com e sem cabos de pré-esforço

As primeiras simulações numéricas efectuadas para aferição do algoritmo de controlo e do modelo desenvolvido, tiveram como parâmetro de controlo a variação de tensão (III.1) na secção de controlo localizada a $\frac{1}{2}$ vão.

Na aplicação experimental, verificaram-se dificuldades nas leituras de pequenas variações de extensões efectuadas com os extensómetros. Por essa razão, adoptou-se uma estratégia baseada no controlo da deformação da referida secção de controlo.

Ensaio Numérico 1 - Carregamento uniforme crescente e simultâneo em todas as caixas.

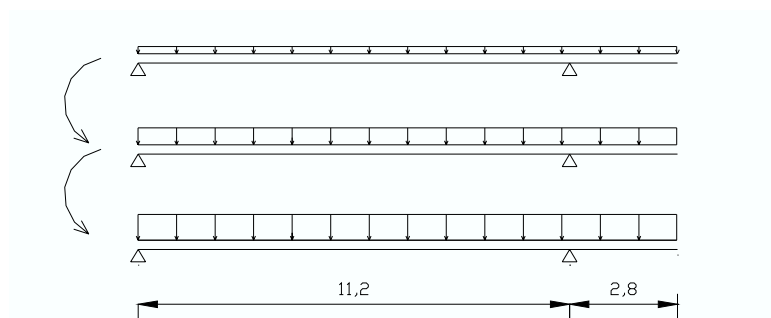


Figura IV.8 – Evolução do carregamento no ensaio numérico

Os resultados obtidos foram os expectáveis, verificando-se que para um mesmo limite de tensões, o cimbra com pré-esforço orgânico (OPS) resiste sensivelmente ao dobro da carga ANDRÉ et al (2003).

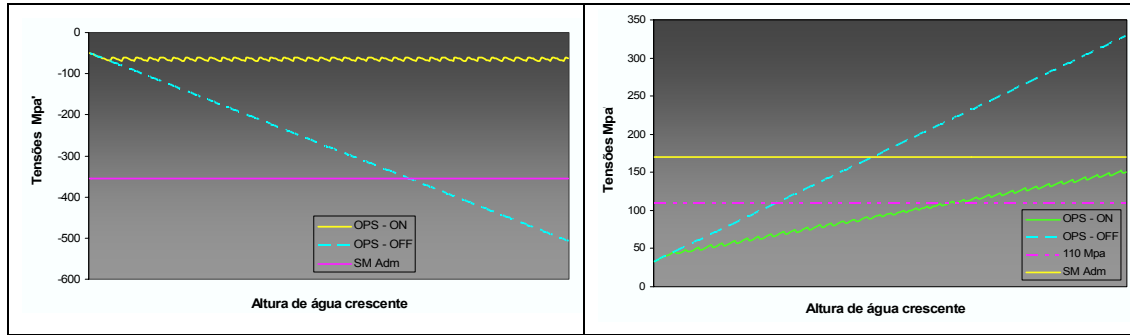


Figura IV.9 – Evolução das tensões de tracção (esquerda) e compressão (direita) na secção de controlo ANDRÉ et al (2003)

Na Figura IV.9 observa-se a evolução das tensões com e sem a actuação do OPS, nas barras da secção de controlo. No lado esquerdo da figura encontra-se representada a evolução da variação de tensão referente ao banzo inferior; para estas barras a capacidade de carga pode ser infinita desde que o OPS esteja em funcionamento. No lado direito da figura, relativo ao banzo superior da mesma secção, é visível o efeito do OPS, que embora retarde o acréscimo de tensões, não evita que se atinjam os limites definidos. Este resultado é justificado pela componente axial de compressão que é aplicada ao cimb্রে em cada curso do cilindro hidráulico. Assim sendo, a secção de controlo é condicionada pelo seu banzo comprimido (Figura IV.10). ANDRÉ et al (2003).

Seguidamente apresenta-se a simulação numérica duma betonagem executada segundo o processo do tipo B (ver 2.2.5.). Como já foi referido, este carregamento simula o faseamento construtivo correntemente adoptado na construção de pontes e viadutos ANDRÉ et al (2003).

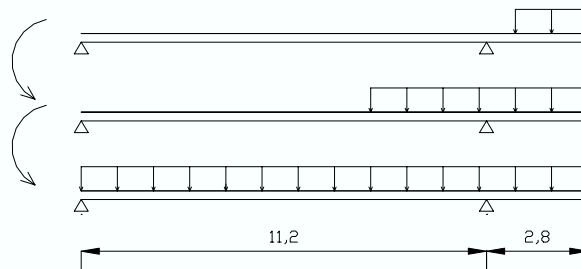


Figura IV.10 – Evolução do carregamento no ensaio numérico (carregamento tipo B)

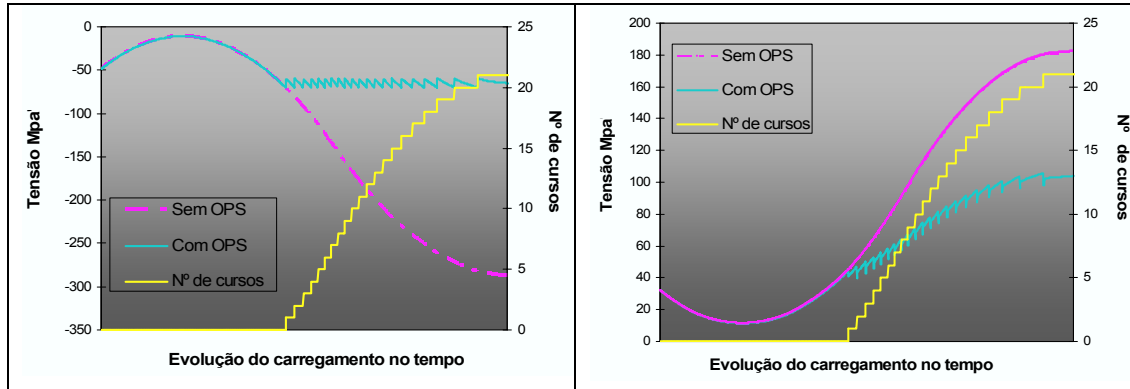


Figura IV.11 – Evolução das tensões no banzo traccionado (esquerda) e no banzo comprimido (direita), na secção de controlo ANDRÉ et al (2003)

Para este carregamento verifica-se que, com a aplicação do pré-esforço orgânico, é alcançado um aumento da capacidade de carga do cimbra de aproximadamente 60% ANDRÉ et al (2003).

No que respeita a deformações, os resultados são ainda mais expressivos. Para um mesmo carregamento (correspondente a 45% do carregamento admissível no cimbra sem OPS), os incrementos de flechas durante o carregamento, com e sem sistema OPS, são respectivamente 0,22 e 1,84 cm. Ou seja, em termos de deformações no modelo laboratorial, por aplicação de OPS, a redução expectável é de 88% ANDRÉ et al (2003). Este último valor pode ser ainda mais concludente, quando adoptado o algoritmo referente ao controlo da deformação (III.2).

4.2.3. Descrição geral do modelo experimental

O modelo experimental é constituído por uma viga metálica de almas treliçadas a uma escala aproximada de 1:4, composta por cantoneiras soldadas entre si, e apoiada em suportes metálicos fixos na laje de reacção do laboratório.

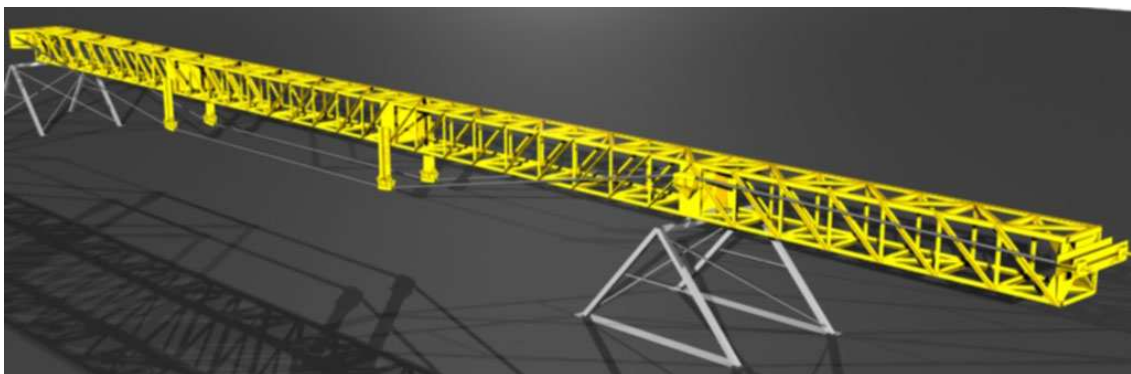


Figura IV.12 – Desenho em 3D do modelo experimental

O modelo tem um comprimento total L , e vence um vão entre apoios de $4/5L$, estando a restante parte ($1/5L$) em consola. Desta forma simula-se o funcionamento dum CA com viga-caixão de almas treliçadas, o qual se apoia na extremidade da consola já executada e no pilar seguinte.



Figura IV.13 – CA superior posicionado para execução do primeiro tramo. Apoio traseiro sobre o encontro e apoio dianteiro no primeiro pilar.

Como já foi referido, o modelo experimental foi concebido, para validação do sistema OPS, não tendo sido por isso, contemplados elementos estruturais relacionados com a cinemática/movimentação dos CA's, como por exemplo os narizes.

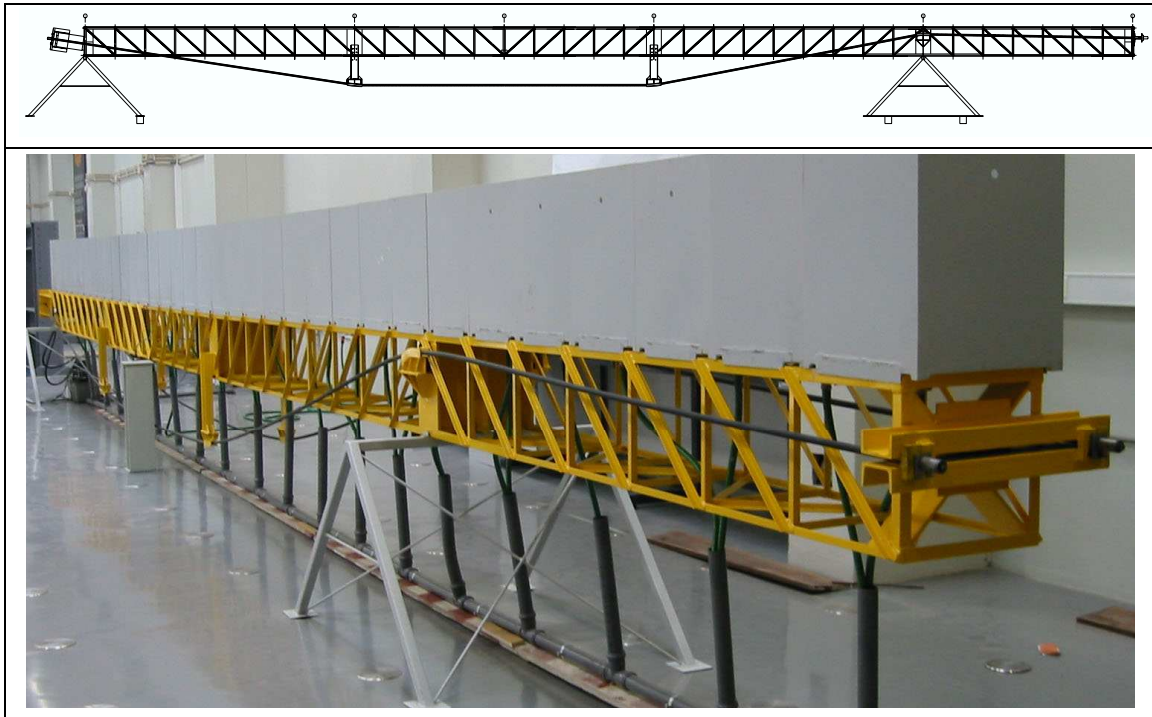


Figura IV.14 – Modelo laboratorial. De cima para baixo: desenho de dimensionamento e modelo físico com simulador de carga e sistema de drenagem

O pré-esforço é materializado por dois cabos de aço de alta resistência exteriores ao cimbra, e com traçado definido pelas selas de desvio e pontos de amarração. As extremidades do modelo, onde é feita a amarração dos cabos, têm comportamentos distintos; enquanto a extremidade da consola é passiva, a extremidade sobre o apoio é activa. A diferença de designação justifica-se pela aplicação do pré-esforço à estrutura ser feita através do afastamento da extremidade activa do cabo em relação ao cimbra. Esse afastamento é executado por um cilindro hidráulico de alta precisão, ligado a um grupo bomba-hidráulica controlado por um autómato (PLC).

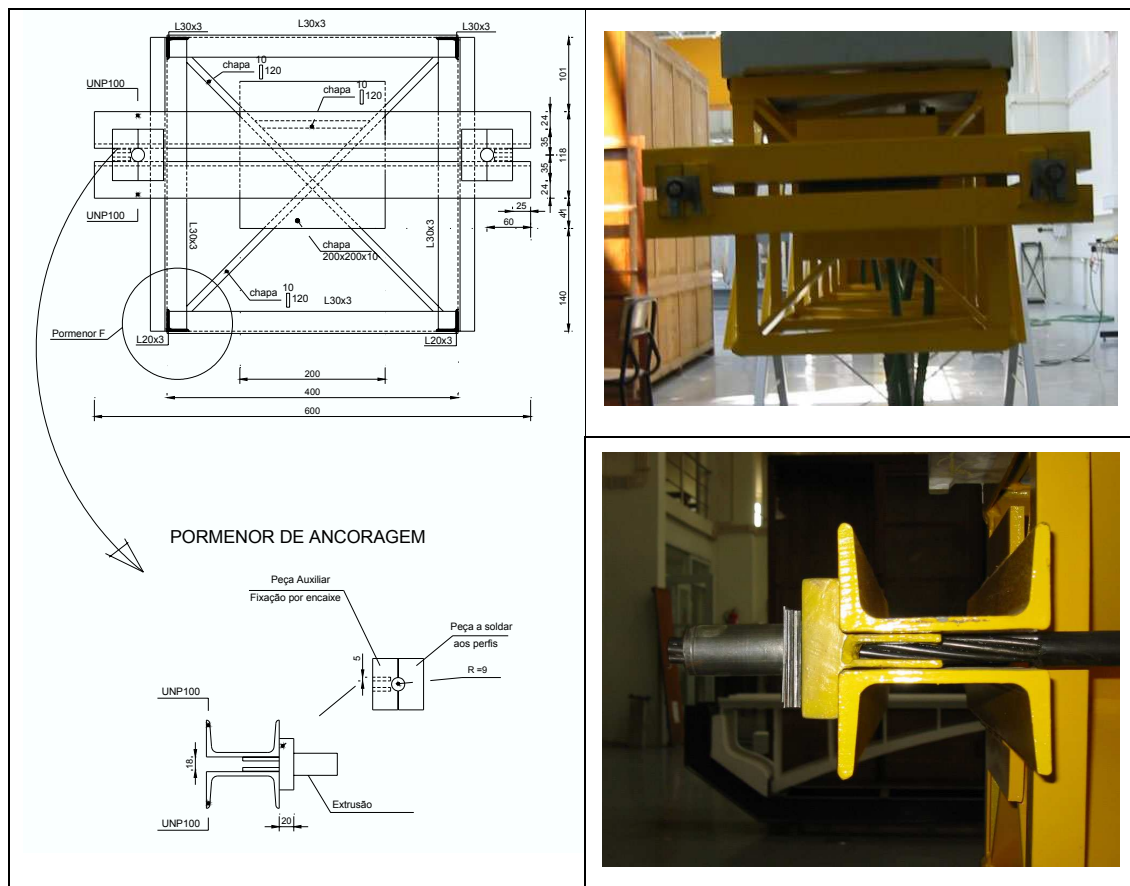


Figura IV.15 – Extremidade passiva

A extremidade passiva é semelhante a um ponto fixo de ancoragem dum elemento pós-tensionado.

O cilindro hidráulico encontra-se localizado entre uma placa de reacção soldada no topo do cimbra e uma peça metálica preparada para receber a “cabeça” do cilindro e as extrusões³ dos cabos.

³ Dispositivo de amarração/ancoragem dos monocordões.

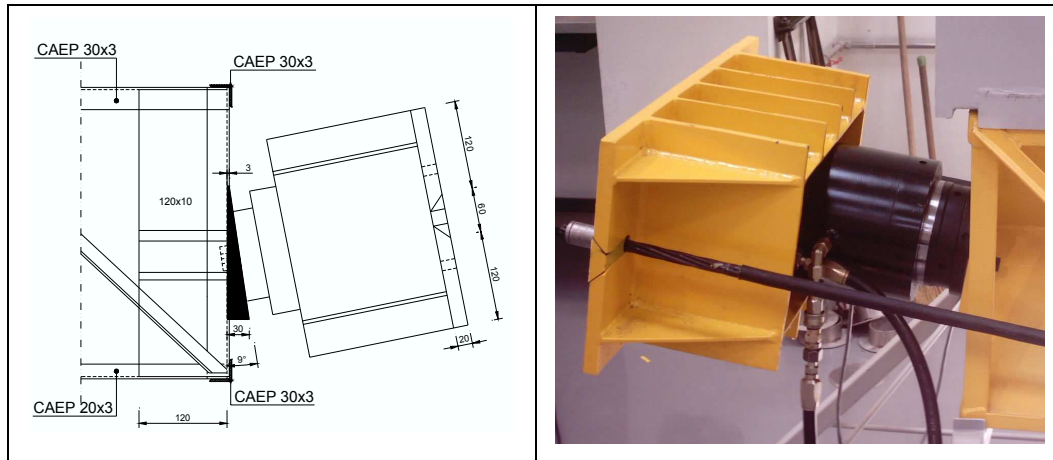


Figura IV.16 – Extremidade activa

A betonagem é simulada através do carregamento com água do simulador de carga, para de uma forma simples executar-se os ciclos de carga e descarga do cimbra.

O simulador de carga (cofragem) foi concebido de forma a permitir simular as diferenças de viscosidade e fluidez entre a água e o betão. Para tal, em vez de uma cofragem única (onde a água poder-se-ia movimentar livremente), desenvolveu-se um simulador de carga constituído por 35 caixas metálicas com dimensões de 0,4x0,4x0,5 m³, apoiadas nos nós da treliça (Figura IV.14).

O controlo do pré-esforço orgânico é realizado a partir de uma *secção de controlo* PACHECO (1999) localizada a $\frac{1}{2}$ vão de $4/5xL$, devidamente instrumentada. A informação recolhida na *secção de controlo* é transmitida para o autómato, e processada de acordo com o *algoritmo de controlo*, mantendo o sistema num estado de inactividade ou fazendo variar a intensidade do pré-esforço.

Na fase de calibração, instrumentaram-se outras secções para recolha de mais dados caracterizadores da estrutura. Terminada esta fase a sensorização pode ser desactivada, sendo apenas necessária a instrumentação da secção de controlo.

4.3. Pré-esforço Orgânico – Sistema de Controlo Estático

4.3.1. Generalidades

O OPS é um sistema de controlo activo, baseado numa estratégia de controlo estático. Como referido em 3.2.2.6., o OPS não pressupõe uma resposta contínua e imediata (controlo dinâmico) à evolução do sistema sobre excitações exteriores, mas sim, uma resposta à tendência de evolução do sistema, e com um tempo de actuação largamente superior ao período de vibração (T) de uma estrutura.

A aplicação de pré-esforço variável ao longo do tempo, de modo a fazer adaptar a estrutura à evolução das solicitações, pressupõe, a existência implícita ou explícita, de informação sobre esse mesmo estado. Tal informação, implica a implantação de sistemas de monitorização, a existência de elementos que provoquem alterações pretendidas, e, por último, pressupõe a existência de estratégias de controlo PACHECO (1999).

Apresentam-se os vários elementos constituintes do sistema de controlo activo – OPS, referentes à primeira aplicação experimental.

4.3.2. Estrutura

A estrutura do modelo experimental foi concebida utilizando o processo de dimensionamento apresentado em 3.2.5., referente a estruturas orgânicas. Assim sendo, a sua concepção foi simultânea ao do sistema de controlo, maximizando a funcionalidade pretendida. Do dimensionamento resultou uma viga-caixão em treliça com banzos desiguais (área do banzo comprimido superior à do banzo tensionado), e suficientemente flexível para permitir o funcionamento do sistema sob as solicitações simuladoras dos vários cenários de execução de um tramo de tabuleiro.

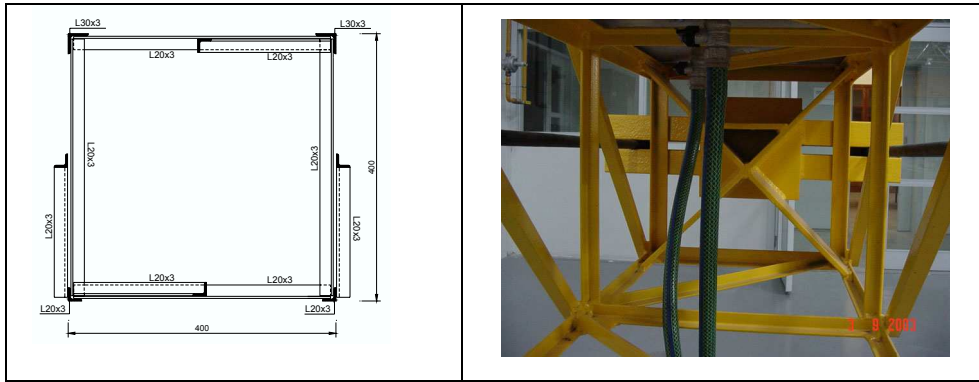


Figura IV.17 – Secção tipo do modelo experimental

O dimensionamento dum modelo dum cimbra com OPS inclui, para além da estrutura principal (viga-treliça), elementos de interligação entre estrutura e OPS, como por exemplo: extremidades (activa e passiva) do modelo (Figuras IV.15 e IV.16) e selas de desvio dos cabos (Figuras IV.19 e IV.21).

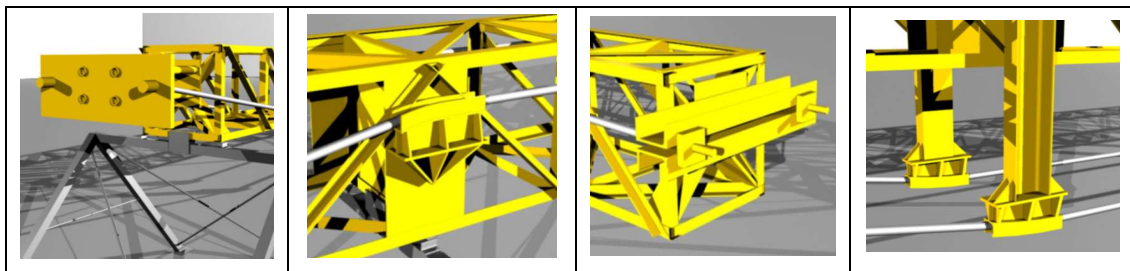
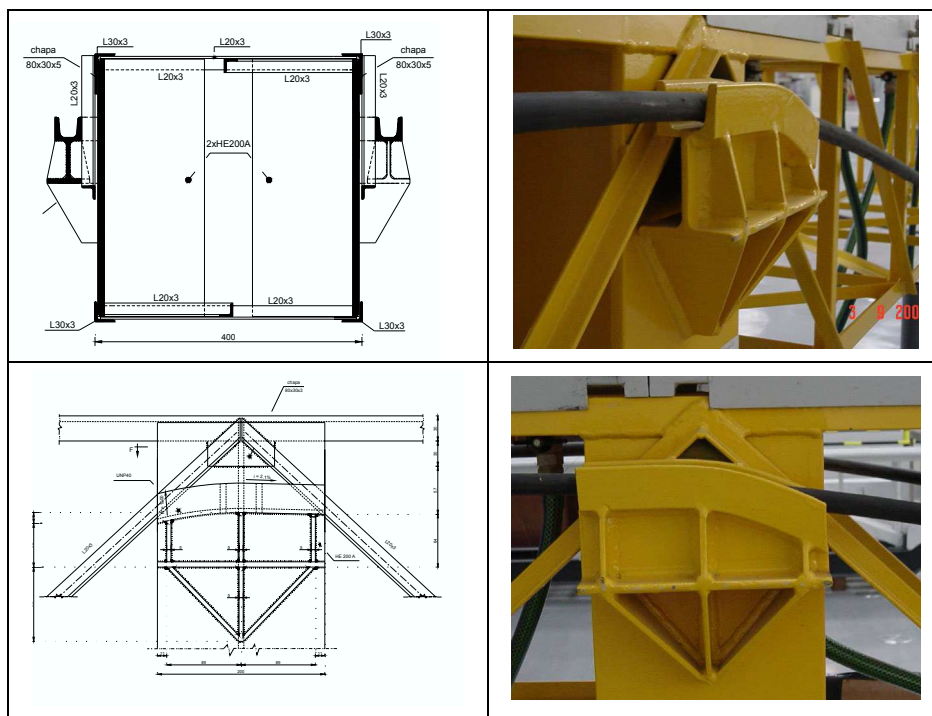


Figura IV.18 – Perspectivas 3D dos elementos de interligação estrutura base – sistema de controlo

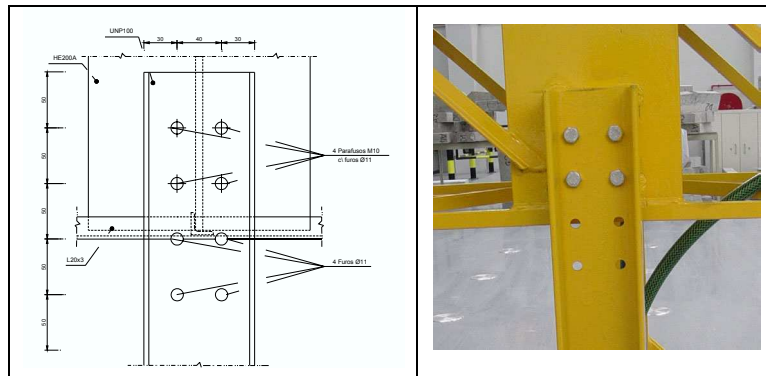


Figuras IV.19 – Secção com sela de desvio para momentos negativos

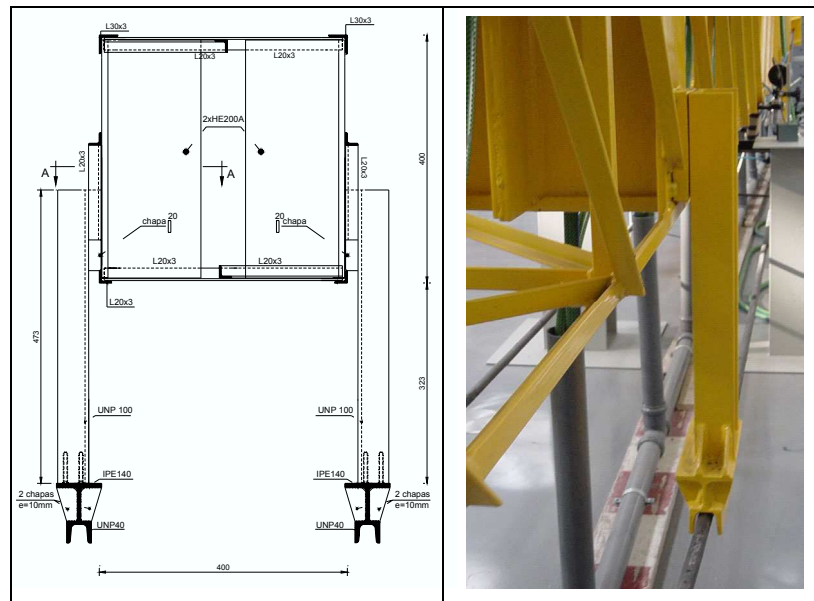
Todos os elementos foram dimensionados segundo a regulamentação nacional REAE (1986), complementada pela norma europeia EC3 (1993).

No caso dos elementos de interligação, a segurança das ligações para transmissão dos esforços à estrutura principal foi garantida assegurando resistência elevada⁴, deformações aproximadamente nulas, e raios de curvatura mínimos⁵ dos cabos de pré-esforço.

Optou-se por ligações aparafusadas pré-esforçadas entre a estrutura e as selas de desvio para permitir a sua retirada, ou alterar a excentricidade do cabo (Figura IV.19).



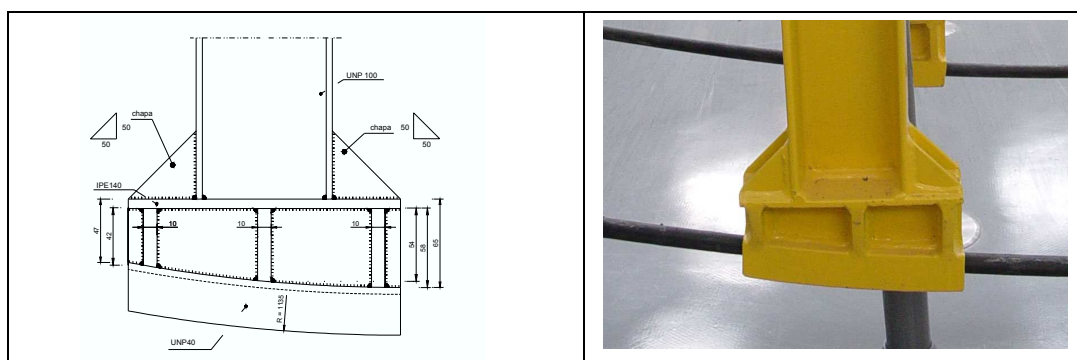
Figuras IV.20 – Ligação aparafusada das selas de desvios à estrutura



Figuras IV.21 – Secção com sela de desvio para momentos positivos

⁴ A resistência elevada refere-se a algumas considerações efectuadas, que implicaram a aplicação de coeficientes de segurança superiores aos considerados habitualmente em ELU, devido às incertezas intrínsecas da própria experimentação numa fase inicial.

⁵ Os raios de curvatura mínimos admissíveis dependem de sistema para sistema e são fornecidos pelos fabricantes dos cabos de pré-esforço.



Figuras IV.22 – Pormenor da sela de desvio para momentos positivos

Considerou-se que, perante os coeficientes de segurança adoptados, as perdas elásticas nos elementos de interligação ou o deslizamento nas ligações são desprezáveis, não tendo por isso interferência no desempenho do OPS.

4.3.3. Sensores aplicados no modelo experimental

Conforme referido no Capítulo 3, a estrutura dum sistema de controlo activo inclui sensores essenciais no fornecimento de informação sobre a resposta do sistema às solicitações exteriores, e eventualmente, sobre a acção de controlo exercida sobre a estrutura.

No modelo experimental, foram aplicados dois conjuntos de sensores. Um conjunto pertencente ao OPS e instalado permanentemente, e um outro temporário e independente do primeiro, utilizado apenas na calibração do modelo.

4.3.3.1 Sensores do sistema de controlo

O sistema de controlo OPS implementado tem dois sensores, um transdutor de pressão e um potenciómetro. O transdutor de pressão foi colocado na secção de controlo da estrutura sendo por isso essencial ao funcionamento do sistema. O potenciómetro, instalado na extremidade activa do cimbra, fornece informação acerca do desempenho do actuador. Como se verá mais à frente, devido à estratégia de controlo seguida na implementação do OPS, o potenciómetro não é essencial ao funcionamento do sistema.

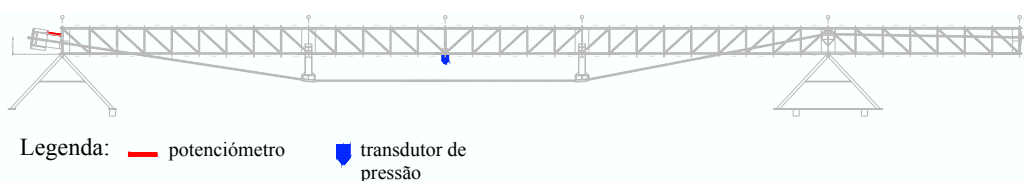


Figura IV.23 – Localização dos sensores pertencentes ao OPS

Equipamento	Transdutores de Pressão	Potenciômetros
Fabricante	STW	GEFRAN
Modelo	TS01	LT-H-100-S
Alimentação	5V	10V
Características	Gama de medida de 0 a 1000 mm; Linearidade: 0.35%; Compensado para pressão Atmosférica.	Escala: 0-70 mm ; Sem variação de sinal eléctrico; Linearidade: 0.05%
Outras	-10 < Temp. < 85 (°C) Sensibilidade térmica: 0,6%/10K	-30 < Temp. < 100 (°C)
Localização	Secção de Controlo	Extremidade activa

Quadro IV.5 – Principais características dos sensores pertencentes ao OPS

4.3.3.1.1. Transdutores de Pressão

Os transdutores de pressão são sensores que medem variações de pressão na forma de sinal eléctrico. Podem ser utilizados em várias aplicações na engenharia estrutural, por exemplo na medição de diferenças de cotas ou deformação. A estratégia de medição é simples e baseia-se na diferença de pressão entre um reservatório preenchido com um fluido líquido localizado num ponto fixo e o transdutor de pressão, ligados por vasos comunicantes. Qualquer variação da posição do transdutor (Figura IV.24), como por exemplo de H_0 para H_1 , é medida como uma variação de pressão OLIVEIRA (2003) PACHECO et al. (2004).

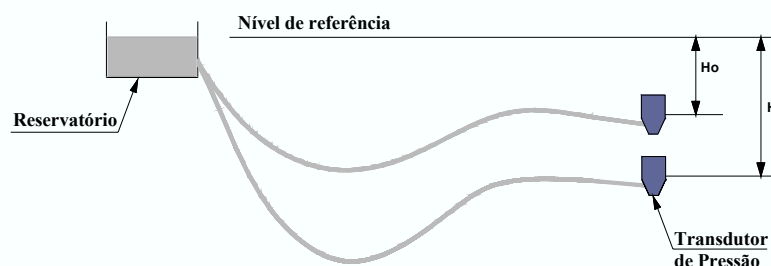


Figura IV.24 – Medição da variação de cota com transdutores de pressão

O transdutor foi fixo ao cimbra na secção de controlo ($\frac{1}{2}$ vão) para medir a deformação do modelo, e foi ligado a um reservatório colocado numa caixa fixa

independente do modelo. Utilizou-se óleo como líquido comunicante por ser menos susceptível a variações de temperatura, comparativamente com a água. (Figura IV.25).

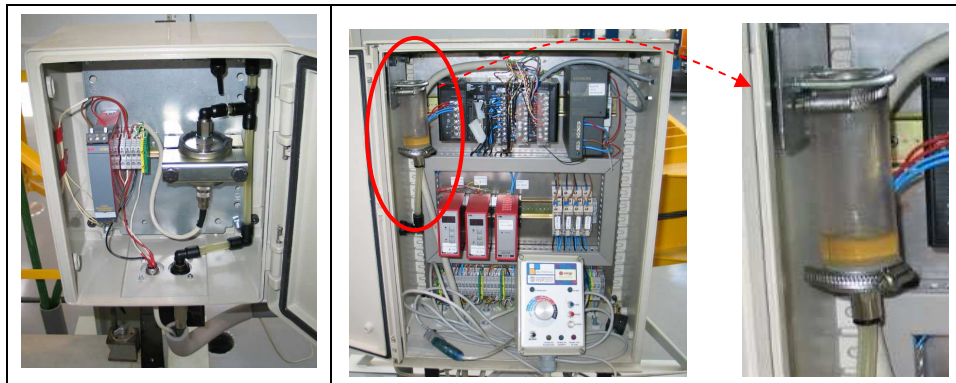


Figura IV.25 – Transdutor de pressão dentro de caixa⁶ na secção de meio vão (esquerda), e reservatório de óleo colocado no quadro de comando situado num ponto fixo (referência) (direita)

4.3.3.1.2. Potenciómetros

Os potenciómetros têm a capacidade de medição do deslocamento através da variação de potência voltaica introduzida num campo magnético, por movimento relativo entre uma haste e um núcleo.

O potenciómetro foi instalado na extremidade activa do modelo, situado entre a extremidade da viga-treliça e a peça de ancoragem dos cabos de pré-esforço que acolhe a cabeça do cilindro hidráulico.

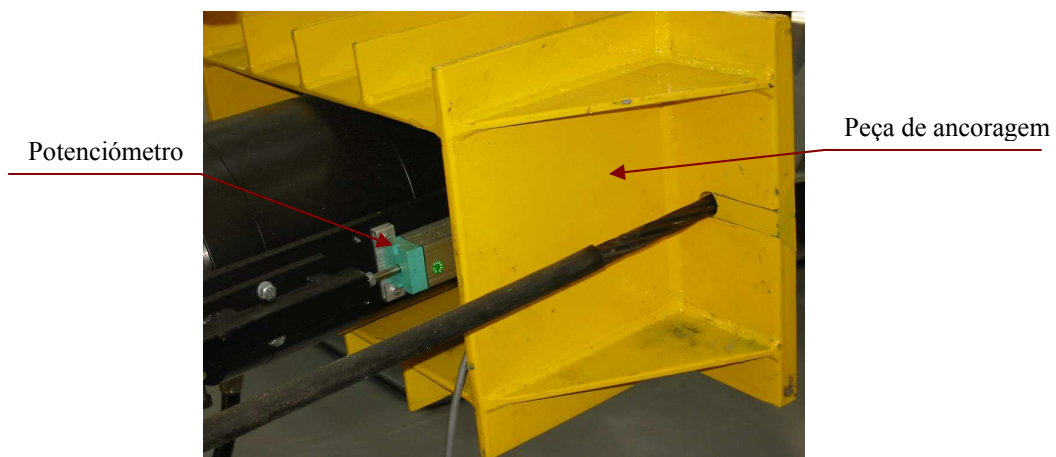


Figura IV.26 – Localização do potenciómetro na extremidade activa do modelo

⁶ Caixa em poliéster reforçada com fibra de vidro

4.3.3.2. Sensores para calibração do modelo

Para proceder à calibração do sistema OPS e em particular da *estrutura base*, foi elaborado um plano de monitorização independente do sistema, que definiu alguns pontos relevantes na caracterização da estrutura. Para tal, utilizaram-se vários tipos de sensores na monitorização desses pontos, nomeadamente, comparadores mecânicos, LVDT's, extensómetros e células de carga, ligados a um sistema de aquisição de dados (SAD).

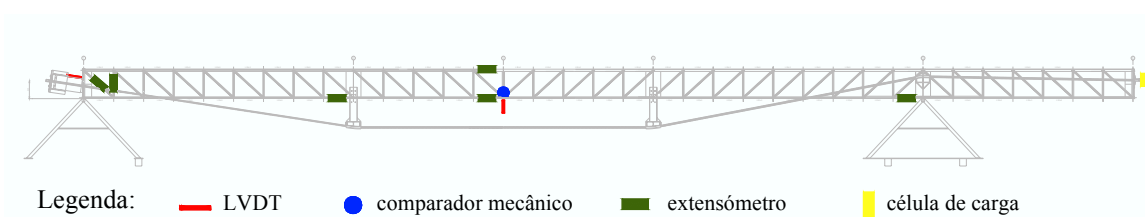


Figura IV.27 – Localização dos sensores de calibração

Equipamento	Fabricante	Modelo	Alimentação	Características	Outras
Comparador mecânico	Mitutoyo	Digimatic Indicator	Pilha de 1,5v	Mede até 12mm; precisão da milésima do mm para uma temperatura ambiente entre 0° e 40° C.	Permite a ligação a um registor que imprime em papel as leituras realizadas
Extensómetro	HBM	HBM3/120LY61	2,5V	Gage factor: 2.020 ; Resistência: 120 Ω ; Compensado para aço $\sigma=10.8$ [10 6/°C]	Permite a ligação a um sistema de aquisição de dados e registo em ficheiro informático
Extensómetro	MM - Micro-Measurements Division	CEA-06-125UN-120	2,5V	Gage factor: 2.080 ; Resistência: 120 Ω ; Compensado para aço $\sigma=10.8$ [10 6/°C] ;	Permite a ligação a um sistema de aquisição de dados e registo em ficheiro informático
Extensómetro	MM - Micro-Measurements Division	CEA-06-187UW-120	2,5V	Gage factor: 2.095 ; Resistência: 120 Ω ; Compensado para aço $\sigma=10.8$ [10 6/°C]	Permite a ligação a um sistema de aquisição de dados e registo em ficheiro informático
Extensómetro	HBM	HBM6/120LY61	2,5V	Gage factor: 2.060 ; Resistência: 120 Ω ; Compensado para aço $\sigma=10.8$ [10 6/°C]	Permite a ligação a um sistema de aquisição de dados e registo em ficheiro informático
LVDT	RDP group	MD5/500HK	entre 0.5 e 7V	Escala: ± 12.5 mm ; Sensibilidade: 63.31 mV/V/mm ; Linearidade: 0.14%	Cal. Temp.:24°C
LVDT	RDP group	ACT 2000C	5V	Escala: ± 50.0 mm ; Sensibilidade: 27.43 mV/V/mm ; Linearidade: 0.10%	Cal. Temp.:20°C
Célula de Carga	SENSY	5900 - 30 kN	entre 5 e 10V	Escala: 0-30 kN; Sensibilidade: 1 -2 mV/V; Erro $\leq \pm 0.5\%$	Permite a ligação a um sistema de aquisição de dados e registo em ficheiro informático

Quadro IV.6 – Resumo das características dos sensores de calibração

4.3.3.2.1. Comparadores Mecânicos

Os comparadores mecânicos permitem medir deslocamentos, podendo ser classificados, quanto ao princípio de funcionamento, em comparadores de engrenagem, de elástico torcido e, de alavancas e engrenagens FÉLIX (2002).



Figura IV.28 – Comparadores mecânicos de engrenagem, de leitura digital e analógica

Na Figura IV.28 apresentam-se dois comparadores mecânicos utilizados no decorrer dos ensaios de calibração para medir a deformação na secção de controlo. O seu princípio de funcionamento é semelhante, diferindo no tipo de leitura e na dimensão da escala definida pelo comprimento da haste.

4.3.3.2.2. Lvd't's

Os LVDT's (Linear Variable Differential Transformer), pertencem à classe de transdutores indutivos de deslocamento e têm uma estrutura básica constituída por um núcleo de material permeável e três enrolamentos.

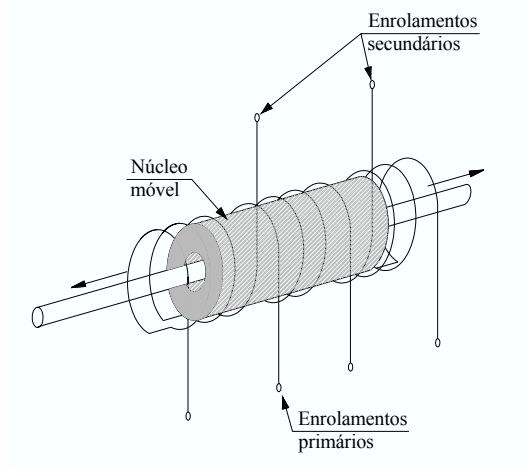


Figura IV.29 – Estrutura básica dum LVDT

O núcleo interior, ao ser excitado por um enrolamento primário percorrido por corrente alternada, gera um campo magnético; os outros dois enrolamentos (secundários), têm tensões induzidas devido ao acoplamento de fluxo com o primário.

Quando existe movimento relativo entre o núcleo e os enrolamentos, existe variação de tensão em cada um dos secundários. Essa variação de tensões transmitidas na forma de sinal eléctrico, é transformada em unidades métricas (mm) através de expressões introduzidas no software do SAD. Quando o núcleo está centrado em relação aos enrolamentos então a medição é nula, ou seja, é o zero da escala de medição [+) L; -) L] dum LVDT FÉLIX (2002).

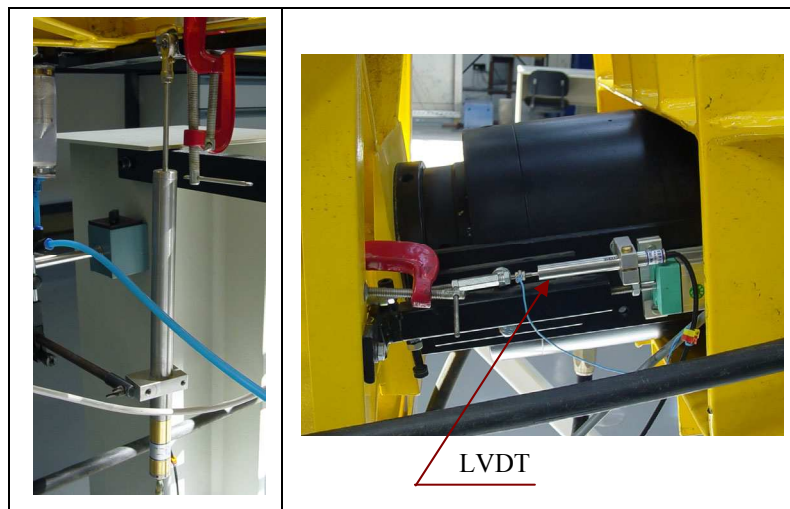


Figura IV.30 – Localização dos LVDT's utilizados na calibração do sistema a $\frac{1}{2}$ vão (esquerda) e na extremidade activa (direita)

Na calibração do sistema foram utilizados dois LVDT's, um para medir a deformação da estrutura a $\frac{1}{2}$ vão, e outro para medir os movimentos do actuador.

4.3.3.2.3. Extensómetros

Os extensómetros (ver 3.2.2.2) foram colocados em cinco secções (Figura IV.27), incluindo a secção de controlo. A função dos extensómetros aplicados nesta última secção, é de fornecer informação directa sobre extensões (e indirecta de tensões), relevantes na caracterização do OPS.

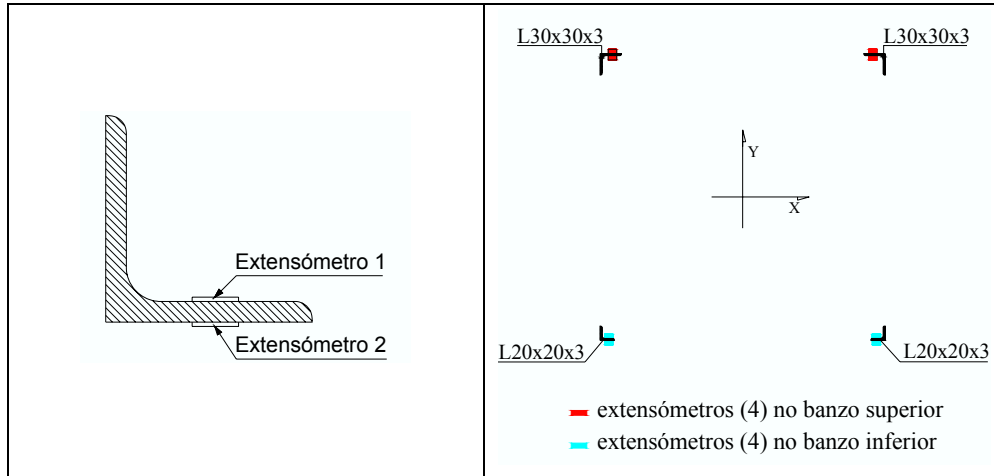


Figura IV.31 – Representação esquemática da localização dos extensómetros numa cantoneira e na secção de controlo

Em cada secção foram colocados 4 extensómetros localizados nas faces inferior e superior das cantoneiras (Figura IV.31), correspondendo à sensorização do banzo traccionado, comprimido, ou esforço de corte. Na secção de controlo foram colocados 8 (2x4) extensómetros nas cantoneiras que constituem ambos os banzos.

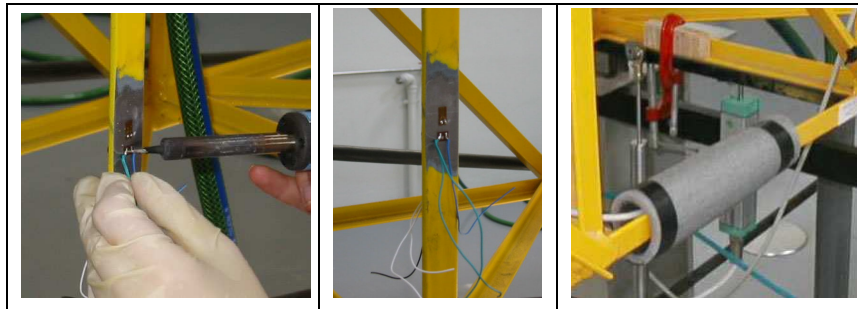


Figura IV.32 – Extensómetros - soldagem dos fios de ligação ao terminal (execução e aspecto pós-operação); protecção a acções mecânicas

O modelo experimental tem uma estrutura em viga caixão de almas treliçadas, com acções exteriores aplicadas directamente sobre os nós. Assim sendo, as barras (cantoneiras) constituintes do modelo têm apenas esforços axiais⁷, ou seja valores de extensão com o mesmo sinal. Por essa razão, não foi possível efectuar a ligação dos extensómetros em $\frac{1}{2}$ Ponte de Wheatstone⁸, da qual se obtém resultados mais precisos devido à maior sensibilidade da mesma. Optou-se então, por realizar as ligações em $\frac{1}{4}$

⁷ Como as ligações entre os elementos são soldadas, existem esforços de flexão parasitas nas barras, os quais são no entanto desprezáveis.

⁸ A ponte de Wheatstone, constitui sem dúvida, o processo mais comum de medição de um extensómetro, estando implementada na generalidade dos equipamentos de aquisição de sinal. Existem vários tipos de ligação da ponte Wheatstone: $\frac{1}{4}$ de ponte, $\frac{1}{2}$ ponte e ponte completa. Para cada uma destas ligações, varia o grau de sensibilidade.

de Ponte e efectuar a média das leituras dos extensómetros colocados na mesma cantoneira. Desta forma, obtiveram-se, valores referentes à fibra média de cada elemento.

4.3.3.2.4. Células de carga

As células de carga são instrumentos de medição que possibilitam conhecer a força sobre eles exercida. A medição da força é, em geral, efectuada através de extensómetros de corda vibrante ou de resistência eléctrica colocados no seu interior. Assim sendo, a força é medida indirectamente através da determinação da variação de extensão do material constituinte da célula.

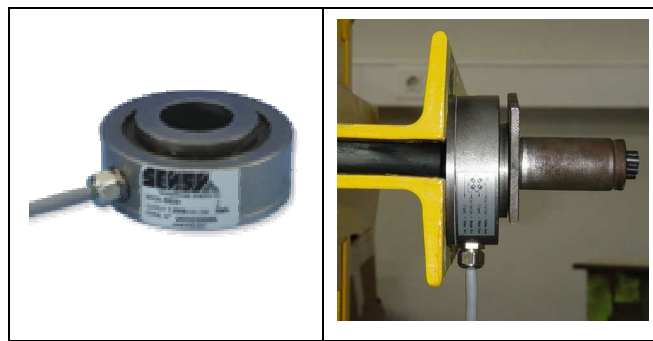


Figura IV.33 – Célula de carga *SENSY 5900 -30kN*

A célula de carga utilizada (Figura IV.33), utiliza extensómetros de resistência eléctrica ligados em ponte completa de Wheatstone.

4.3.4. Controlador

O controlador utilizado no sistema é do tipo “explícito” (ver 3.2.2.3.) e é concretizado por um PLC⁹ (Figura IV.34). A função do controlador é processar a informação recebida dos sensores, e dar instruções ao actuador. O processamento da informação é efectuado segundo o algoritmo de controlo introduzido no autómato.

O algoritmo de controlo é concebido/alterado num computador (PC), e depois transmitido para o PLC. Terminada a concepção ou alteração do algoritmo, o PC torna-se dispensável.

⁹ PLC – Programmable Logical Controller – nomenclatura utilizada para designar Autómato. É programável permitindo receber, processar e enviar informação para o sistema.

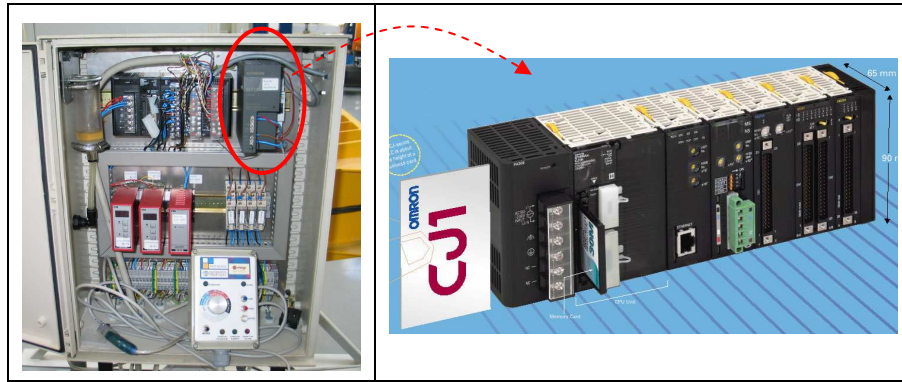


Figura IV.34 – PLC utilizado no Sistema de Controlo OPS, OLIVEIRA (2003)

O operador do sistema, assim o entenda, pode utilizar o PC para acompanhar gráfica e numericamente o decorrer dos ensaios “in-loco” ou a partir do exterior utilizando um sistema com conexão via telefone por intermédio de um modem (Figura IV.35).

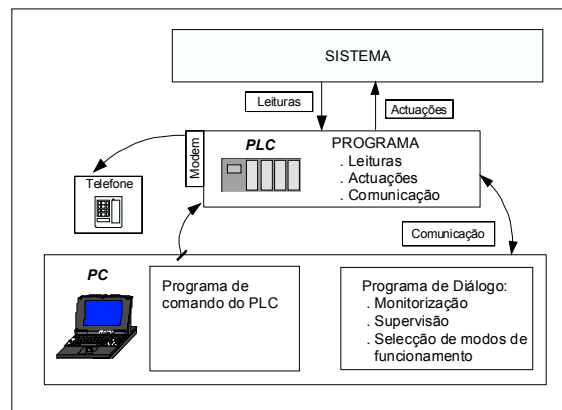


Figura IV.35 – Interação do PLC no Sistema de Controlo OLIVEIRA (2003)

4.3.5. Actuador – cilindro hidráulico

O actuador instalado no modelo experimental foi um cilindro hidráulico de duplo efeito e dimensionado respeitando os aspectos essenciais dum Sistema de Controlo Estático (ver 3.2.2.4.).

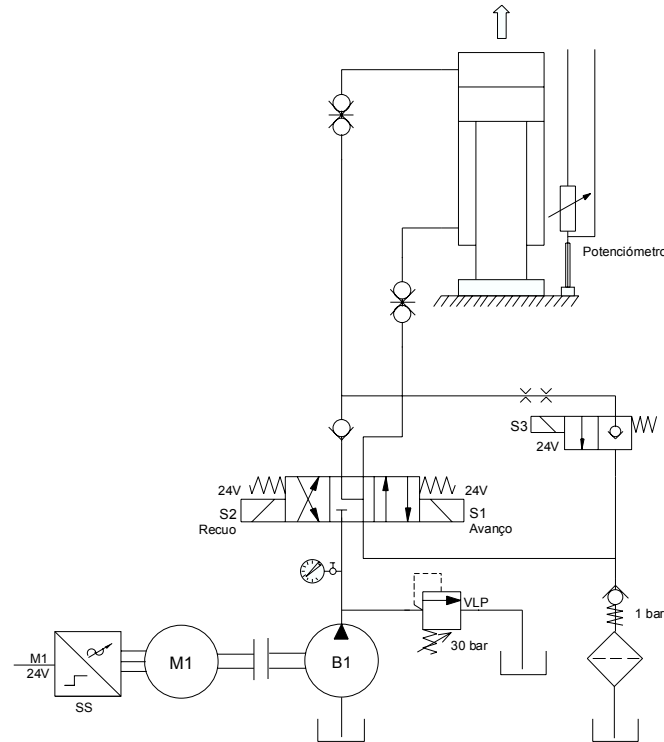


Figura IV.36 – Esquema do circuito óleo-hidráulico instalado

O actuador faz parte de um circuito óleo-hidráulico constituído pelos seguintes elementos (principais): cilindro hidráulico, motor, bomba, válvula direccional, válvula de descarga, válvula limitadora de pressão.

Elemento	Codificação	Características
Motor	M1	Potência: 0,75 kW Velocidade de rotação: 1500 rpm
Bomba	B1	Cilindrada: 0,7 cm ³ /rot Máxima pressão admissível: 160 bar : Caudal @1500rpm: cerca de 1lit/min
Soft-Starter	SS	-
Válvula direccional	V1	Electro-válvula 4/3 com dois solenoides: Solenóide de Avanço: S1 [Av_Act1] Solenóide de Recuo: S2 [Rec_Act1] (retorno por mola)
Válvula de descarga	V2	Electro-válvula com um solenoide: S3 [Ret_Act1] (retorno por mola); válvula que assegura a <u>retenção</u> do actuador para não recuar sob efeito da carga nos cabos
Actuador hidráulico	-	Cilindro hidráulico de duplo efeito. Dimensões: 160x140x90 mm Velocidade nominal, com central hidráulica mencionada: 5mm/min
Válvula Limitadora de Pressão	VLP	Ajustada para abrir a uma pressão de 30 bar
Placa orifício	PO	-

Quadro IV.7 – Elementos constituintes do circuito hidráulico

Em conjunto com os cabos de pré-esforço, o actuador exerce a função de “músculo” no sistema, permitindo compensar, através da introdução de forças de controlo na estrutura, as deformações provocadas pelas acções exteriores.

4.3.5.1. Pré-esforço

Os cabos de pré-esforço são elementos fundamentais no OPS, por transmitirem à estrutura as forças de controlo realizadas pelo actuador. Foram utilizados cabos auto-embainhados, lubrificados com graxa, e ancorados com extrusões definitivas.

O traçado dos cabos foi definido de forma a garantir um comportamento eficiente do pré-esforço, i.e., controlo tensões e deformações no vão bi-apoiado, conciliando a exequibilidade da sua inserção na estrutura base. Embora, o controlo efectivo ocorra na secção de controlo do vão bi-apoiado, optou-se por fazer a ancoragem passiva dos cabos na extremidade da consola. Apesar de para os carregamentos típicos não existir controlo tensional na consola, revela-se vantajosa a presença dos cabos nesse vão no controlo da deformação, devido ao aumento de rigidez da secção.



Figura IV.37 – Cabo auto-embainhado e extrusão definitiva

No vão bi-apoiado, optou-se por considerar duas selas de momentos positivos, para que a acção de controlo tenha um efeito contrário “mais semelhante”¹⁰ ao do carregamento uniformemente distribuído, tendo-se verificado numericamente a sua eficiência.

Como já foi referido, a secção de controlo é constituída por banzos de áreas desiguais, o que para além de aumentar a excentricidade do cabo em relação ao centro de gravidade da secção, possibilita ainda um aumento da força máxima de pré-esforço, condicionado pela sua componente axial.

4.3.6. Algoritmo de controlo do sistema OPS

O algoritmo de controlo utilizado na aplicação experimental, foi concebido seguindo a estratégia de controlo de deformações (ver 3.3.1.). Após a avaliação da tecnologia disponível, concluiu-se ser esta uma estratégia tecnicamente implementável, garantindo elevados índices de fiabilidade.

Apresenta-se na Figura IV.38 o diagrama de fluxo do algoritmo de controlo, o qual está “dividido” em duas partes, a de *controlo de posição* e a de *análise de oscilação*.

O *controlo de posição* é a parte do diagrama referente à acção de controlo exercida pelo OPS. A *análise de oscilação*, foi introduzida no sistema de forma a incrementar o nível de segurança (ver 4.3.7.3.).

¹⁰ Embora o aumento do nº de selas de desvio tendesse a aproximar as duas acções (carregamento e pré-esforço) de sinais contrários, tal aumento implicaria grandes dificuldades na execução de tal estrutura.

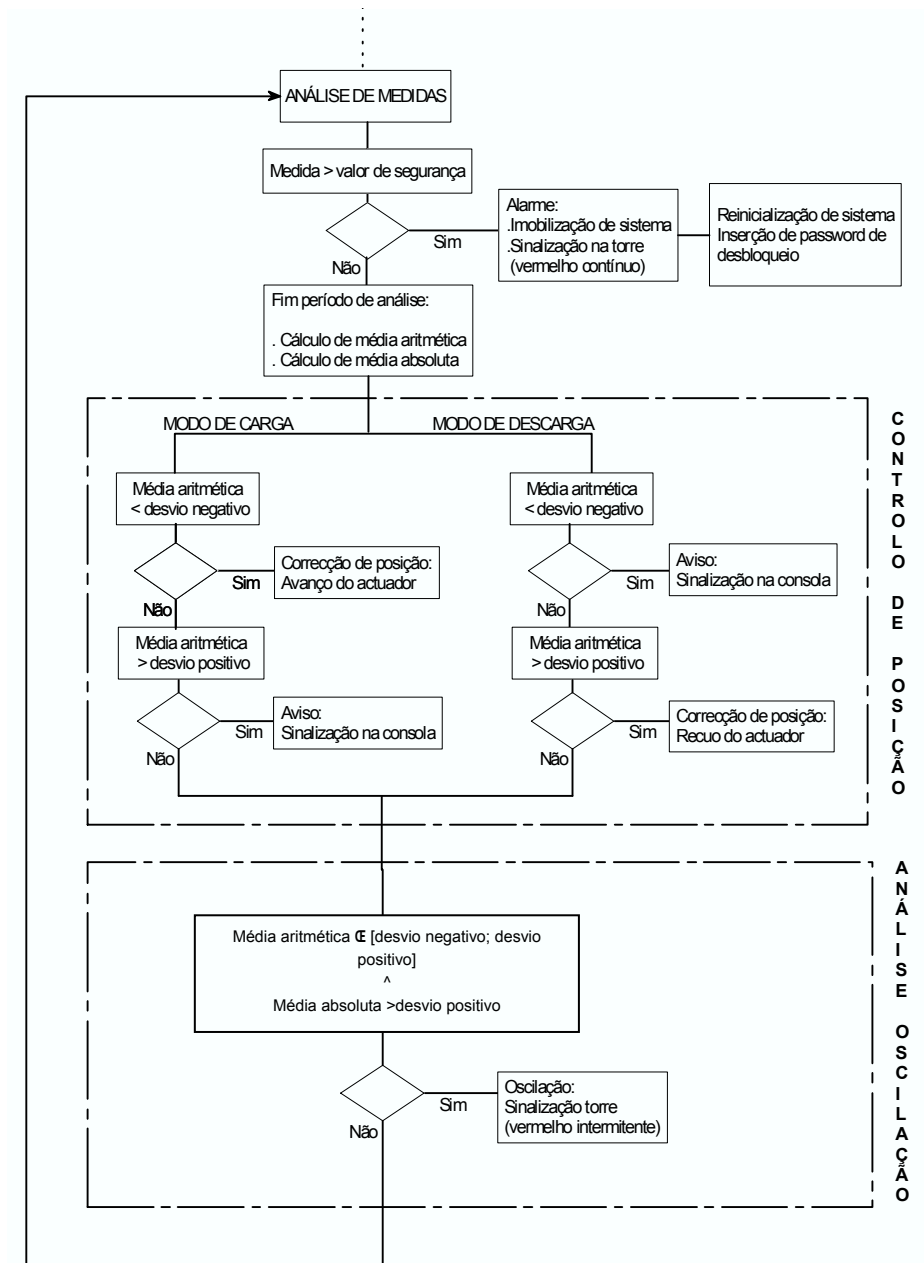


Figura IV.38 – Diagrama de fluxo do algoritmo de controlo

4.3.7. Funcionamento do sistema de controlo

O sistema de controlo foi concebido para que a sua utilização seja simples e funcional, reflectindo o objectivo futuro de aplicação do OPS à escala real. Através da consola criada especificamente para o sistema OPS (Figura IV.39), o utilizador introduz

uma *palavra-chave*¹¹ pré-definida no algoritmo para poder aceder a qualquer um dos modos. Existem dois tipos de modos passíveis de escolha: manuais e automáticos. Os modos utilitários são necessários para o funcionamento dos modos automáticos. Para confirmar a escolha de um modo, é necessário pressionar o interruptor de validação.

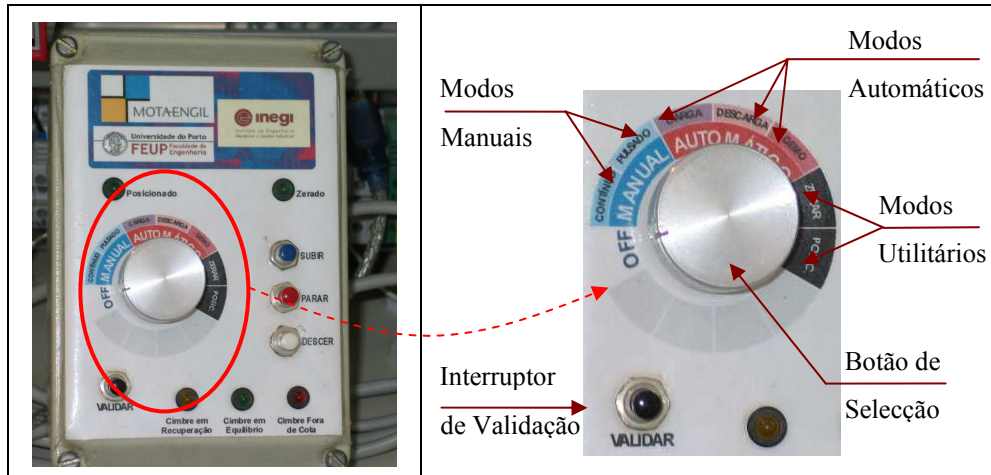


Figura IV.39 – Consola do Sistema de Controlo.

A consola apresenta ainda cinco “led’s” (Figura IV.40) que informam o utilizador sobre a acção seleccionada e validada, ou sobre o estado do sistema nos modos automáticos.



Figura IV.40 – “Led’s” existentes na consola do Sistema de Controlo

Na Figura IV.41 apresenta-se o diagrama de fluxo referente à escolha de um dos modos. No caso da escolha de um dos modos automáticos, o diagrama segue para a *análise de medidas* apresentada na Figura IV.38.

¹¹ A existência de uma palavra-chave aumenta o nível de segurança, garantindo que só um utilizador autorizado/credenciado pode aceder ao sistema.

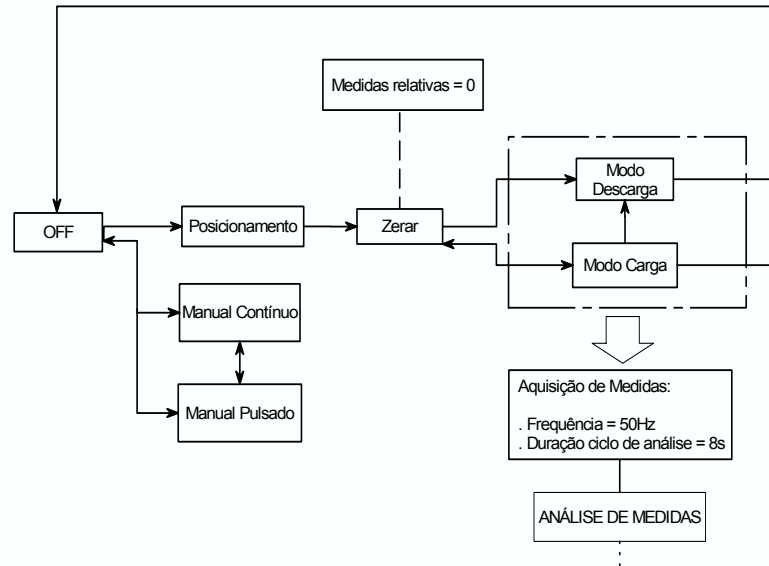


Figura IV.41 – Diagrama de fluxo referente à selecção de um modo

4.3.7.1. Modos manuais do sistema de controlo

Os modos manuais permitem ao utilizador comandar o actuador sem controlo automático. São particularmente úteis quando se pretende manipular o actuador, tanto para ajuste de posição “pós-posicionamento”, como para situações de emergência ou manutenção. Existem dois modos manuais: *contínuo* e *pulsado*. Através dos interruptores de controlo (Figura IV.42), o utilizador pode comandar o sistema da forma que pretender.

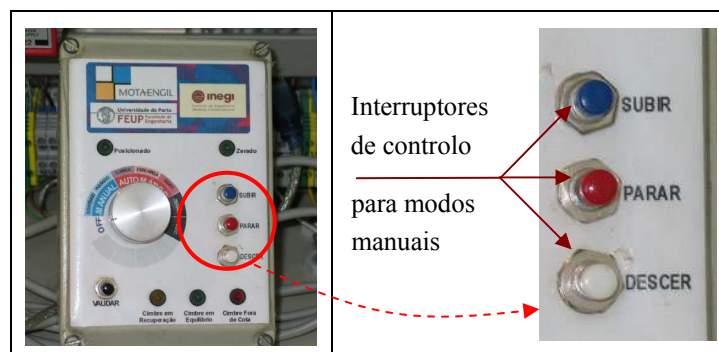


Figura IV.42 – Localização dos interruptores de controlo manual na consola

4.3.7.1.1. Modo manual contínuo

Seleccionado o modo manual contínuo, o utilizador controla directamente o funcionamento da central hidráulica e dos elementos que a constituem (válvula direccional, válvula de retenção, motor eléctrico) (Figura IV.36). Seleccionado o modo, é possível variar o curso do cilindro hidráulico de forma contínua, enquanto um dos interruptores *subir* ou *descer*, for pressionado.

A subida do cimb্রে (avanço do actuador) deve-se à comutação da válvula direccional para a posição S1. A descida (reco) ocorre quando a válvula direccional comuta para a posição S2 e a válvula de retenção para S3.

A utilização deste modo deve ser alvo dum atento acompanhamento da operação (avanço ou reco do embolo do cilindro) em curso. No decurso dos ensaios experimentais, deu-se um acidente decorrente da utilização deste modo, devido ao seu funcionamento estar inicialmente definido como contínuo após o accionamento dos interruptores *subir* ou *descer*, e apenas interrompido pela intervenção do utilizador (accionar o interruptor *parar*). Encontrando-se o utilizador concentrado na visualização gráfica em tempo-real das medições efectuadas pelos sensores, o cilindro atingiu o limite do seu curso, introduzindo na estrutura uma força axial de compressão que levou à rotura por encurvadura de duas barras do banzo inferior da viga-caixão.

4.3.7.1.2. Modo manual pulsado

No modo manual pulsado o motor trabalha em intervalos de tempo com duração constante e definida previamente. O modo tem um funcionamento por ciclos de 10 segundos, o qual está dividido em dois períodos: período de actuação (T_c) e período de análise¹² (T_a). A duração de T_c é de 1,5 segundos e a duração de T_a de 8,5 segundos.

A duração de cada período foi definida tendo em consideração critérios relevantes no comportamento dos modos automáticos do OPS. O T_c foi definido de forma a garantir-se suficientemente afastado do período fundamental da estrutura, i.e., que a acção de controlo não excita a estrutura. O T_a foi fixado garantindo que o tempo de análise é suficientemente grande para dissipar pequenas oscilações introduzidas pelo carregamento, ou por acções accidentais, aumentando a fiabilidade da análise efectuada à leitura do sensor de controlo.

O avanço ou reco do curso do cilindro hidráulico processa-se de forma semelhante à apresentada no ponto anterior.

¹² O período de análise corresponde, no modo manual pulsado, a um período de inactividade.

4.3.7.2. Modos automáticos do sistema de controlo – *controlo de posição*

Os modos automáticos são controlados pelo algoritmo de controlo “introduzido” no PLC. Os modos automáticos de carga e de descarga, essenciais numa futura aplicação à escala real do sistema, servem para controlar a fase de betonagem e de aplicação de pré-esforço, respectivamente. Um modo de demonstração foi desenvolvido com um carácter expositional e sem interesse prático ou científico.

Os modos automáticos só entram em funcionamento após a utilização dos modos utilitários – *posicionamento* e *zerar*. O modo *posicionamento* consiste em anular a deformação instalada no cimbra sob a acção de cargas permanentes. O modo *zerar*, consiste em anular todas as variáveis relativas do sistema.

4.3.7.2.1. Modo automático de carga

Os ciclos dos modos automáticos têm uma duração total de 10 segundos, os primeiros 1,5 segundos estão reservados à actuação, e o restante período de tempo, está reservado para análise da evolução do sistema. Durante o período de análise, o sistema recebe informação do sensor - transdutor de pressão - colocado na secção de controlo. Terminado este período, e a partir da informação recolhida, calculam-se as médias aritméticas e absolutas. Os valores obtidos são comparados com os limites predefinidos.

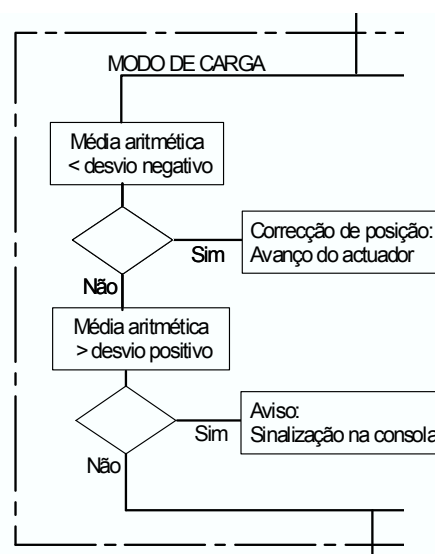


Figura IV.43 – Diagrama referente à secção *Modo de Carga* do algoritmo de controlo OLIVEIRA (2003)

Caso a média aritmética seja inferior ao *desvio negativo* (Figura 44) é feita uma correcção de posição. Caso seja superior ao *desvio positivo*, a deformação do cimbra está a evoluir de forma contrária ao espectável, originando um aviso ao utilizador. Se o limite definido não for ultrapassado o sistema mantém-se inactivo durante o período de actuação, após o qual inicia um novo ciclo.

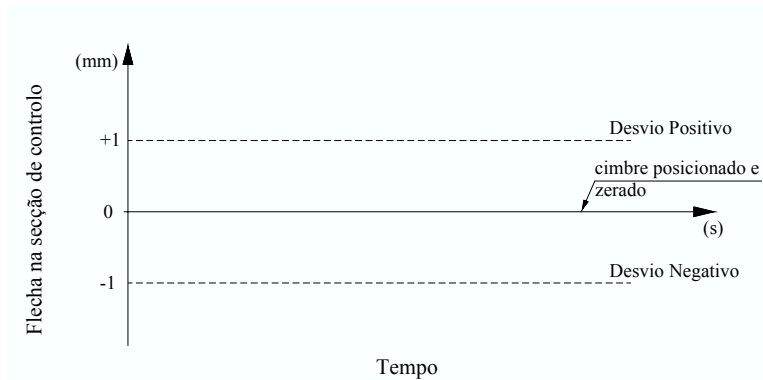


Figura IV.44 – Limites definidos para actuação do sistema

Quando a média arimética é inferior ao *desvio negativo* é activado o sistema, ocorrendo uma alteração na válvula direcciona com reposicionamento do solenóide de avanço. Este movimento do solenóide, permite a injeção de óleo na câmara principal do cilindro hidráulico e movimento do respectivo embolo, o que se traduz na introdução de pré-esforço à estrutura (Figura IV.45).

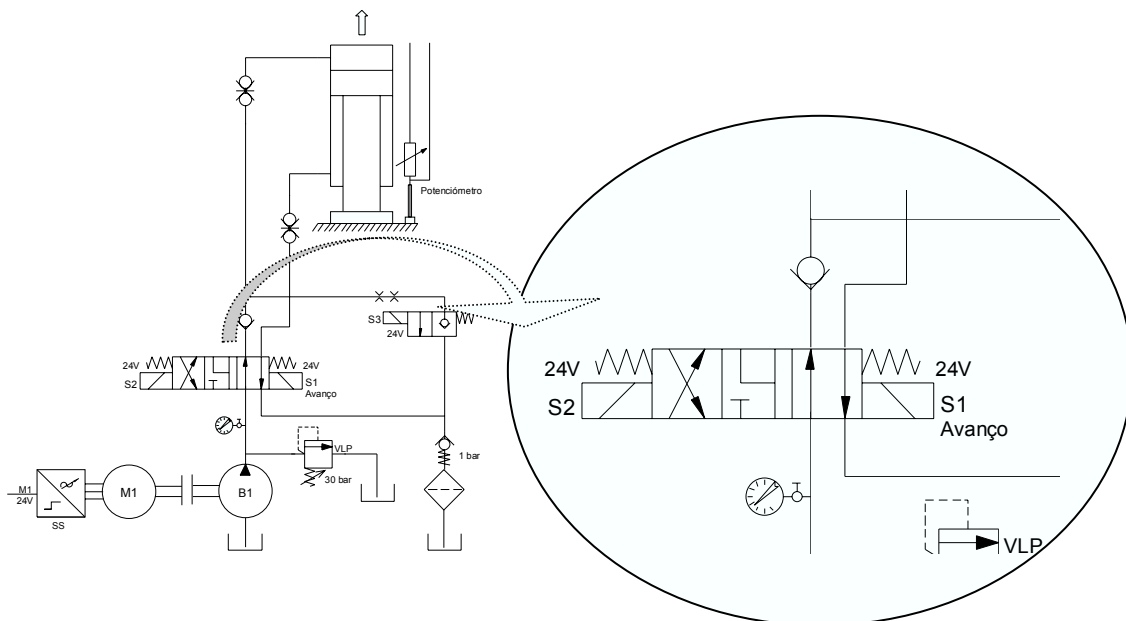


Figura IV.45 – Funcionamento em *Modo de Carga* OLIVEIRA (2003)

O sistema volta a actuar quando o desvio negativo definido for novamente ultrapassado pela média aritmética das leituras efectuadas dentro de um ciclo.

4.3.7.2.2. Modo automático de descarga

O modo automático de descarga foi concebido para controlar a contra-flecha introduzida no cimbra pelo OPS, na altura da pós-tensão dos cabos da ponte/viaduto. Pretende-se assim, que o cimbra não acompanhe o movimento ascendente do tabuleiro de betão armado, induzido pela aplicação do pré-esforço.

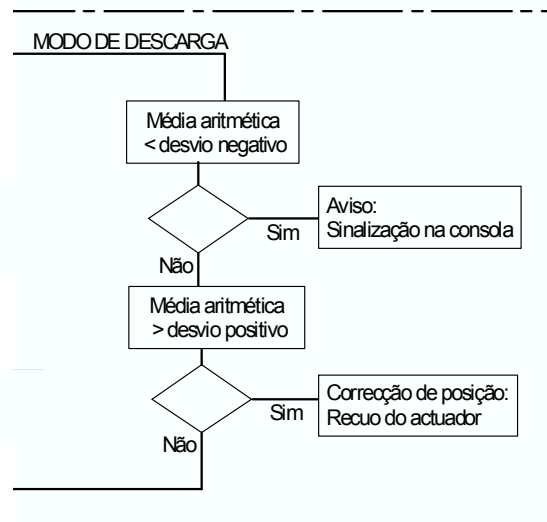


Figura IV.46 – Funcionamento em *Modo de Descarga* OLIVEIRA (2003)

Tal como o modo de carga, também este modo tem um limite bem definido – *desvio positivo*. Quando o algoritmo de controlo detecta que o valor da média aritmética é superior a esse desvio, o solenóide S2 é actuado de forma a movimentar a válvula para a posição que permite a saída de óleo da câmara principal do cilindro e, consequentemente, o respectivo alívio da tensão nos cabos.

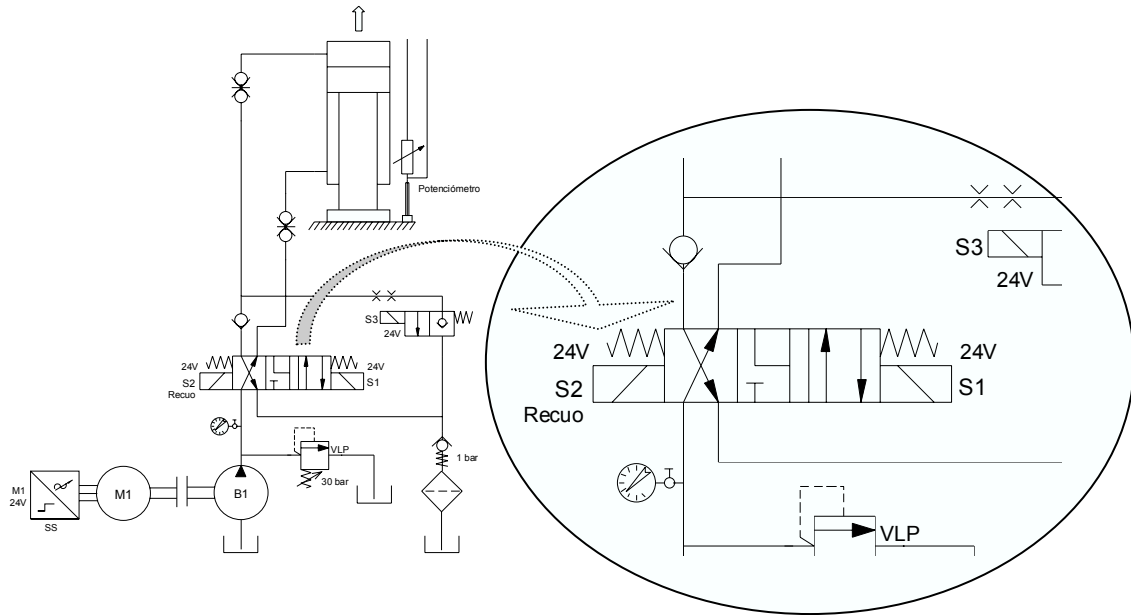


Figura IV.47 – Funcionamento em Modo_Descarga OLIVEIRA (2003)

4.3.7.3. Segurança

Na concepção do sistema OPS e da sua interacção com a estrutura, foram contemplados alguns aspectos referentes à segurança do modelo experimental e ao funcionamento do OPS.

O operador, acompanha a evolução dos modos automáticos e utilitários através dos “leds” presentes na consola e pela torre de luzes instaladas na caixa do controlador.



Figura IV.48 – Torre de luzes instalada no quadro de comando

O posicionamento é assinalado pela intermitência da lâmpada cor-de-laranja. Quando a posição pré-definida é atingida, a lâmpada apaga-se e acende-se na consola o *led posicionado*. Depois de *zerado* o sistema e seleccionado um dos modos de *carga* ou *descarga*, acende-se a luz verde e o *led cembre em equilíbrio* indicando a

operacionalidade do OPS. Quando o carregamento ou a descarga atingem os patamares de actuação e o cilindro realiza um curso, a luz verde é substituída (apenas durante a actuação) pela luz cor-de-laranja (contínua) e o *led cimbra em recuperação*.

A utilização dos modos manual contínuo ou manual pulsado, é assinalada pela luz cor-de-laranja intermitente.

No ponto referente a Sistemas de Alarme (4.3.7.3.2.) explica-se a função da luz vermelha instalada na torre do quadro de comando.

Todos os modos, manuais e automáticos, são independentes uns dos outros, não podendo funcionar em simultâneo.

4.3.7.3.1. Projecto de interface de especialidades

Como já foi referido, este trabalho foi desenvolvido no seio de uma equipa multidisciplinar. Os principais aspectos referentes à segurança resultantes do trabalho conjunto realizado pelas várias especialidades foram:

- , baixa velocidade de injeção do óleo garantida pela pressão limitada a 30 bar;
- , o curso máximo do cilindro hidráulico não excede a extensão máxima admissível dos cabos de pré-esforço, evitando que em caso de erro de utilização ou avaria do sistema, não existe ruptura dos cabos;
- , desvios negativo e positivo suficientemente distanciados, evitando por exemplo, que em momento algum o sistema entre em ressonância (avanços e recuos sucessivos, se ambos os *desvios* estiverem muito próximos) PACHECO (1999).

4.3.7.3.2. Sistemas de Alarme

O algoritmo de controlo do OPS possui rotinas que funcionam como alarme, umas com carácter de advertência, e outras, de inibição e bloqueio, dependendo do nível de risco em causa para a estrutura. Os dois parâmetros avaliados na segurança são as médias aritméticas e absolutas. Utilizando ambas as médias evita-se que, “picos” de deformação originados por acções acidentais ou acções cíclicas como o vento, possam excitar a estrutura e fazer actuar o sistema sem que este seja necessário, tornando-se numa acção contraproducente.

A média aritmética é avaliada em ambos os modos da fase de *controlo de posição*. No *modo de carga* (Figura IV.43), caso o valor da média aritmética seja

superior ao *desvio positivo*, gera na consola um aviso - o “led” *cimbra fora de cota* acende (Figura IV.40). No *modo de descarga* (Figura IV.46) o aviso é gerado quando a média é inferior ao desvio negativo.

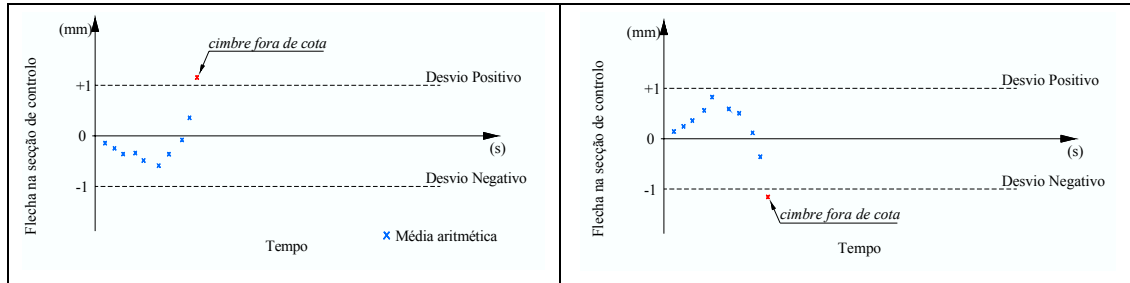


Figura IV.48 – Ilustração da ocorrência de um aviso *cimbra fora de cota* nos modos automáticos de carga e descarga

Na *análise de oscilação* (Figura IV.38), o algoritmo avalia se o cimbra se encontra a vibrar. Para tal, utiliza duas médias: a aritmética e a absoluta. Quando a média aritmética da deformação na secção de controlo está a variar entre o intervalo limitado pelos desvios positivo e negativo, e a média absoluta é superior ao *desvio positivo*, o sistema emite um sinal intermitente para a lâmpada de sinalização vermelha, instalada no compartimento do controlador. O sistema continua em funcionamento e a lâmpada apaga-se quando o operador assumir que tomou conhecimento da oscilação (accionar interruptor validar).

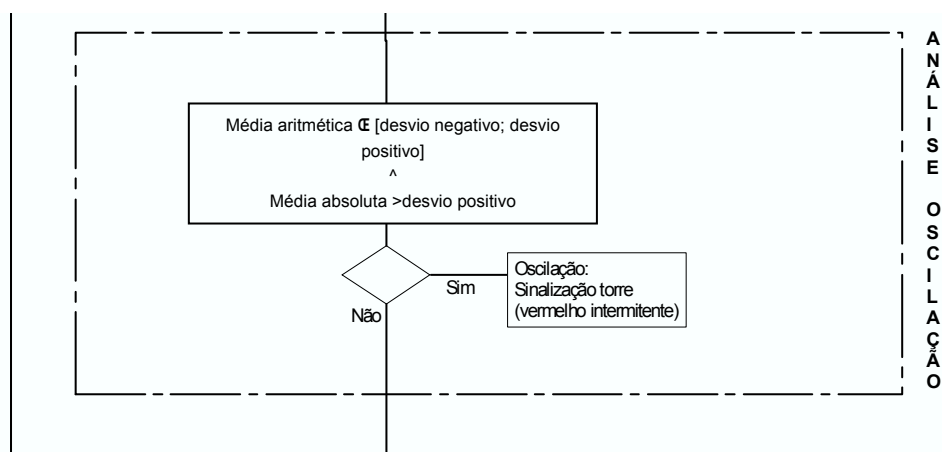


Figura IV.50 – Diagrama da análise de oscilação no algoritmo de controlo OLIVEIRA (2003)

Na Figura IV.51 ilustra-se a título exemplificativo uma situação de oscilação. Encontram-se representadas as leituras efectuadas durante um ciclo de análise, e o cálculo das respectivas médias aritméticas e absolutas.

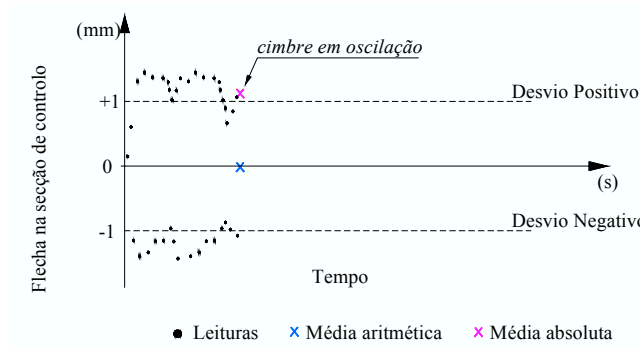


Figura IV.51 – Ilustração da ocorrência de um aviso *cimbra em oscilação*

Os valores medidos são comparados com valores de deformação de segurança, i.e., valores suficientemente distanciados dos desvios positivo e negativo (Figura IV.52) e que significam que o sistema está a ter um comportamento fora do normal.

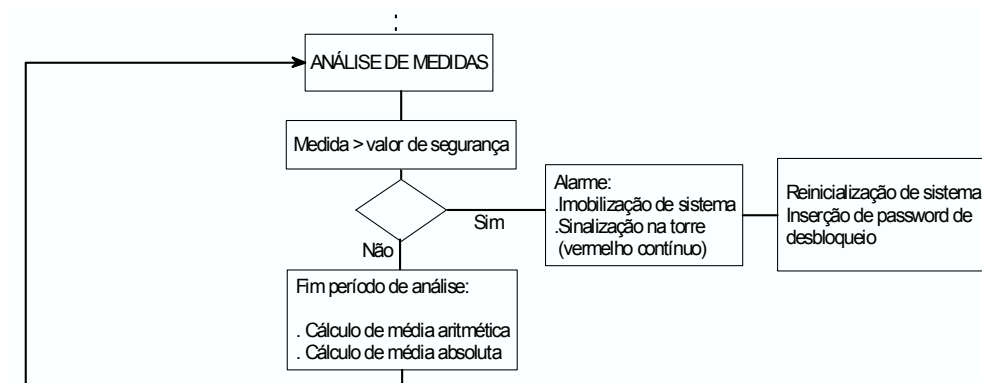


Figura IV.52 – Comparação das medidas efectuadas com os valores de segurança

No caso de um dos valores de segurança ser ultrapassado, a luz vermelha acende de forma contínua e o sistema é imobilizado e bloqueado. Neste caso, o sistema só volta ao estado operacional após a introdução de uma segunda palavra-chave¹³.

¹³ A primeira palavra-passe é introduzida no procedimento para iniciar o manuseamento do sistema (ver 4.3.7.).

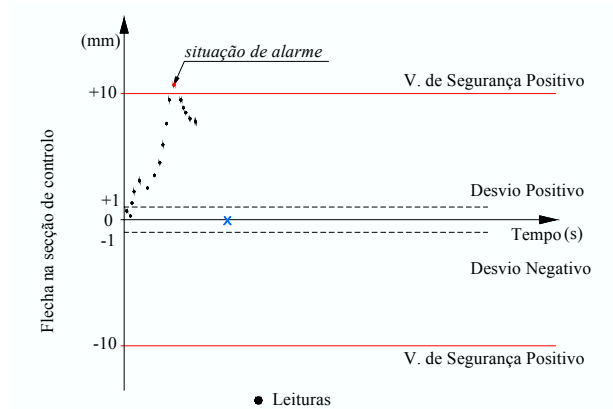


Figura IV.53 – Ilustração da ocorrência de uma situação de alarme

4.4. Caracterização do Modelo Experimental

Antes de se efectuar qualquer ensaio ao sistema de controlo OPS, é necessário caracterizar os parâmetros experimentais de cada um dos elementos que o constituem. Este aspecto é fundamental na credibilização dos valores obtidos pela via experimental.

Nos trabalhos realizados e integrados na presente dissertação, tornou-se clara a necessidade de confirmar todos os valores pressupostos, tendo-se verificando em alguns casos, diferenças relevantes entre os valores de “catálogo” e os valores experimentalmente determinados. Este processo de determinação das características efectivas do modelo experimental, constitui uma plataforma fundamental do trabalho de análise subsequente.

4.4.1. Estrutura base

A estrutura base do modelo experimental dum cimbra é definida pelos elementos que constituem a viga-caixão de almas treliçadas.

4.4.1.1. Caracterização geométrica longitudinal

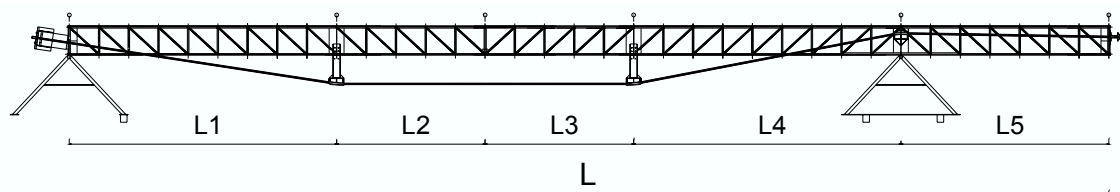


Figura IV.54 – Dimensões longitudinais parciais e totais

As medições efectuadas em laboratório das dimensões longitudinais do modelo, permitiram concluir que foram cumpridas as tolerâncias geométricas¹⁴ definidas no projecto de execução. As grandezas medidas, são assim consideradas, aproximadamente iguais às correspondentes grandezas projectadas.

L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	L ₅ (m)	L (m)
3,595	1,996	1,996	3,610	2,800	13.997

Quadro IV.8 – Dimensões longitudinais medidas em laboratório

4.4.1.2. Caracterização geométrica transversal

Como já foi referido em 4.2.1, o modelo apresenta duas secções transversais tipo, uma para resistir a momentos positivos e outra para resistir a momentos negativos.

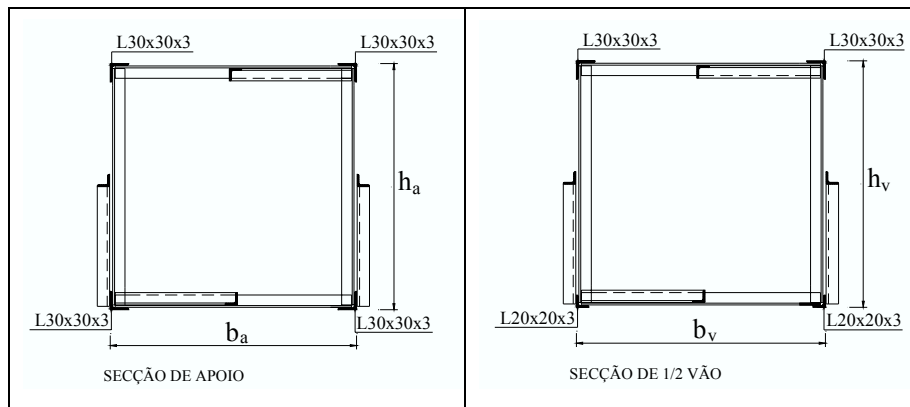


Figura IV.55 – Secções transversais tipo

As dimensões transversais do modelo experimental, foram medidas em várias secções ao longo do seu desenvolvimento longitudinal. A comparação da média de cada dimensão medida com a correspondente dimensão projectada, permitiram concluir que o erro entre dimensões é pequeno ($\leq 0,5\%$).

Dimensões	b _v (m)	h _v (m)	b _a (m)	h _a (m)
Projecto	0,400	0,400	0,400	0,400
Modelo Exp.	0,398	0,401	0,399	0,401

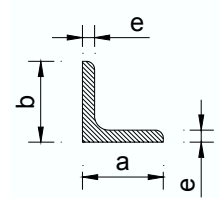
Quadro IV.9 – Dimensões transversais médias medidas em laboratório

¹⁴ A tolerância geométrica adoptada e indicada nos desenhos de execução do modelo experimental foi de 2mm.

4.4.1.3. Características geométricas das secções transversais dos perfis

Nos perfis de pequena dimensão, como é o caso das cantoneiras que constituem a estrutura do modelo experimental do cembre (L20x20x3 e L30x30x3 mm), os desvios inerentes ao processo de fabrico têm consequências relevantes nos principais parâmetros geométricos da secção - Área e Inércia. Por essa razão, os desvios foram quantificados através duma medição em 10 pontos distintos para cada um dos banzos das peças, recorrendo a um paquímetro. A medição foi efectuada depois de removida a camada de tinta protectora de metal.

Secção	Banzo Superior - L 30x30x3			Banzo Superior - L 20x20x3		
	a (mm)	b (mm)	e médio(mm)	a (mm)	b (mm)	e médio(mm)
1	30,050	30,150	3,200	20,250	20,050	3,625
2	30,050	30,050	3,100	20,400	20,200	3,925
3	29,550	30,150	3,050	20,050	20,750	3,775
4	30,050	30,300	3,150	20,200	20,750	3,900
5	30,250	30,550	3,200	20,100	20,100	3,825
6	30,600	30,800	3,100	20,350	20,350	3,775
7	30,500	31,150	3,100	20,300	20,350	3,800
8	30,550	30,500	3,350	20,100	20,050	3,725
9	30,650	30,550	3,300	20,250	21,100	3,725
10	30,550	30,650	3,125	20,350	20,200	3,700



Quadro IV.10 – Medições efectuadas às cantoneiras constituintes dos banzos do cembre

Das medições apresentadas no Quadro IV.10, calculou-se a média de cada dimensão e estimaram-se os seguintes valores para as características Área (A_c) e Inércia (I_c) do cembre.

A título exemplificativo, apresentam-se os valores para a secção de $\frac{1}{2}$ vão:

$$A_c = 6,729 \pm 0,213 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 2323,352 \pm 72,776 \text{ cm}^4$$

Em contrapartida os valores teóricos,

$$A_{c \text{ teórica}} = 5,720 \text{ cm}^2$$

$$I_{c \text{ teórica}} = 2029,900 \text{ cm}^4$$

A comparação destes valores resulta numa diferença de +17,64% no que se refere à área, e de +14,46% no que respeita à inércia, confirmando-se assim o grau de sensibilidade dos referidos desvios geométricos.

Os valores estimados da área e inércia foram introduzidos no modelo numérico através da alteração da secção de cada uma das cantoneiras predefinidas no programa.

4.4.1.4. Módulo de elasticidade do aço (E_c)

A determinação do Módulo de Elasticidade (E_c) do aço aplicado na viga-caixão foi efectuada através de ensaios de tracção¹⁵ (três séries) realizados no LET do Departamento de Eng.^a Mecânica e Gestão Industrial da FEUP. Na realização dos ensaios, foram utilizados três provetes retirados do mesmo lote do aço utilizado na estrutura.

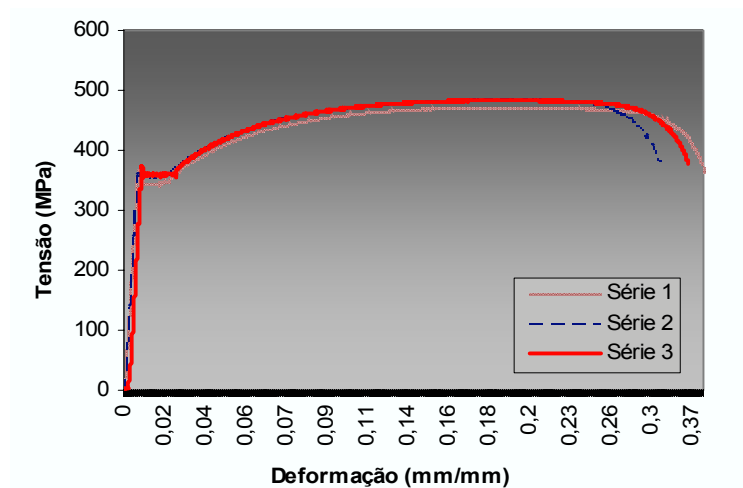


Figura IV.56 – Ensaios realizados ao aço do modelo laboratorial BAPTISTA (2003)

	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Média	Desvio
E (GPa)	202.4	206.3	202.8	203.8	1.64
σ_u (MPa)	472.3	483.6	484.0	480.0	5.11

Quadro IV.11 – Resultados das três séries de ensaios realizados ao aço do modelo laboratorial

Assim, o módulo de elasticidade estimado experimentalmente é:

$$E_c = 203,80 \pm 1,64 \text{ GPa}$$

¹⁵ Ensaios de tracção realizados segundo a Norma EN-NP 10002-1, e certificados com os n.ºs ETRA03021/3

4.4.1.5. Avaliação dos parâmetros experimentais

Os valores experimentais estimados em 4.4.1. foram introduzidos no modelo numérico original, dando origem a um modelo numérico corrigido. Desta forma, aumenta-se o grau de semelhança entre o modelo experimental e numérico permitindo uma análise de resultados mais consistente.

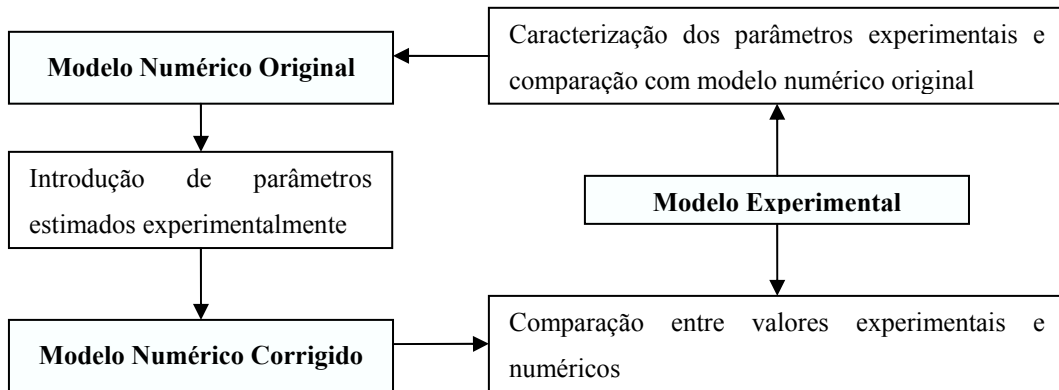


Figura IV.57 – Diagrama de interação entre modelo numérico e experimental

4.4.1.5.1. Ensaios de Carga

Para avaliar a validade dos parâmetros medidos experimentalmente em 4.4.1., efectuaram-se três ensaios de carga com halteres – Ensaio 4, 5 e 6 (consultar Anexo A).

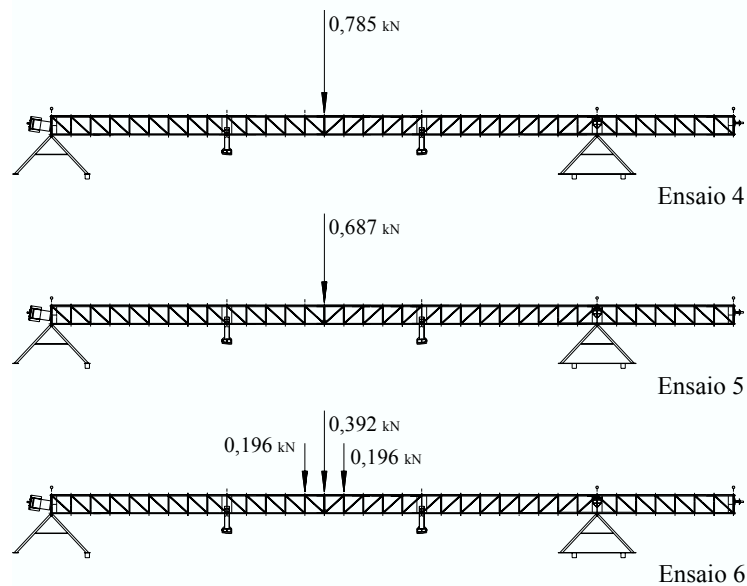


Figura IV.58 – Esquema de carregamento para os ensaio 4, 5 e 6

Os três ensaios consistiram na medição da deformação a meio-vão da estrutura utilizando um comparador mecânico, para três carregamentos diferentes com cargas bem definidas de 80 kg, 70 kg, e 40 kg + 2x20 kg.

No Quadro IV.12, apresentam-se os resultados experimentais, numéricos, e a comparação entre ambos.

Ensaio	h ½ vão Exp.(mm)	λ ½ vão Num.(mm)	Dif. (%)
4	4,270	4,240	0,7
5	3,765	3,715	1,3
6	4,250	4,223	0,6

Quadro IV.12 – Comparação de valores experimentais e numéricos

A média das diferenças determinadas entre os valores medidos experimentalmente e os valores numéricos foi de 0,95% com uma amplitude máxima 0,35%.

Da análise dos valores apresentados no Quadro IV.12, concluiu-se que o modelo numérico encontrava-se ligeiramente mais rígido do que o modelo experimental. De forma a minimizar a diferença entre os modelos, procedeu-se a uma variação da secção dos elementos constituintes do banzo no modelo numérico, dentro do intervalo de variação encontrado experimentalmente. Concluída essa variação, a média das diferenças entre modelos situou-se nos 0,35%.

4.4.2. Cabos de pré-esforço

Como referido anteriormente, os cabos de pré-esforço são elementos fundamentais no sistema de controlo OPS. No modelo experimental utilizaram-se dois cabos auto-embainhados da *TESIT* com diâmetro nominal de 1,524 cm (0,6”) e quatro extrusões definitivas do mesmo fabricante.

4.4.2.1. Comprimento dos cabos de pré-esforço

O comprimento dos cabos foi medido com uma fita métrica. Para além das incertezas intrínsecas ao instrumento de medição utilizado, admite-se que possa existir um erro na medição efectuada devido à inacessibilidade, causada pelas extrusões, aos pontos de deslocamento nulo.

$$L = 14,69 \pm 0,01 \text{ m}$$

Admitiu-se, pois, como válido para a modelação o comprimento do modelo teórico original de 14,69 m.

4.4.2.2. Factor de rigidez dos cabos de pré-esforço

O Módulo de Elasticidade (E_p) e Área (A_p) de aço dos cabos são dois parâmetros relevantes para a quantificação da rigidez do conjunto viga-cabos. Não se dispuseram de meios adequados para realizar um ensaio de tracção específico ao aço de pré-esforço constituinte dos cabos. Assim sendo, optou-se por tratar este parâmetro conjuntamente com a área de aço dos cabos. Desta forma o parâmetro a ser caracterizado passou a ser o factor de rigidez – $E_p \cdot A_p$.

Dados do fabricante¹⁶:

$$E_p^f \approx 195 - 10 \text{ GPa};$$

$$A_p^f \approx 1,4 \text{ cm}^2 \pm 2\%.$$

O que resulta num factor de rigidez médio dos cabos de 27300 kN.

Para avaliação do factor de rigidez ($E_p \cdot A_p$) dos cabos, realizaram-se dois ensaios de carga – Ensaios 8 e 9, nos quais se mediram deformações a meio-vão. Em ambos os ensaios a viga foi *posicionada* (ver 4.3.7.2.).

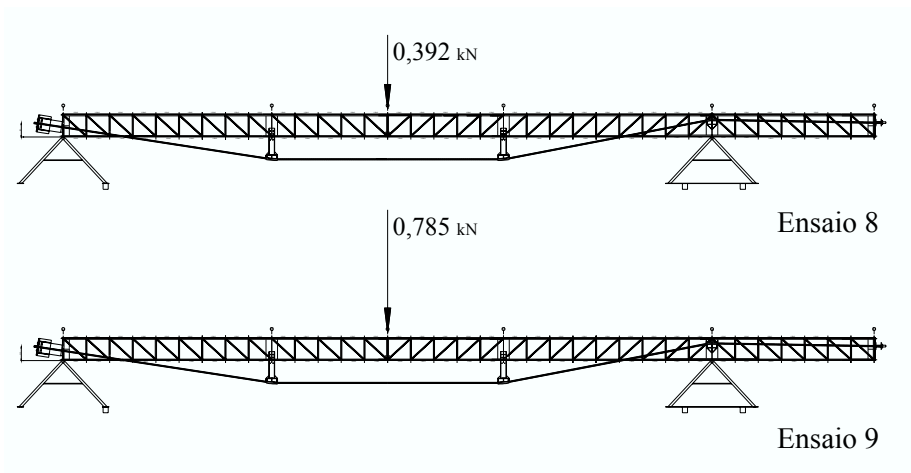


Figura IV.59 – Esquema de carregamento para os ensaios 8 e 9

¹⁶ Fabricante dos cabos de pré-esforço aplicados: TESIT PRECOMPRESSIONE SRL - Itália

Para estimar experimentalmente o factor de rigidez $E_p \cdot A_p$ através dos ensaios 8 e 9, foi necessário conhecer o comportamento do conjunto quando terminado o posicionamento da viga. Assim sendo, realizou-se um ensaio prévio – ensaio 7, para analisar o comportamento (linear ou não linear) do conjunto viga-cabos. Esta análise, permitiu conhecer o tipo de comportamento do conjunto estrutura/cabo para uma dada acção de controlo introduzida a $\frac{1}{2}$ vão.

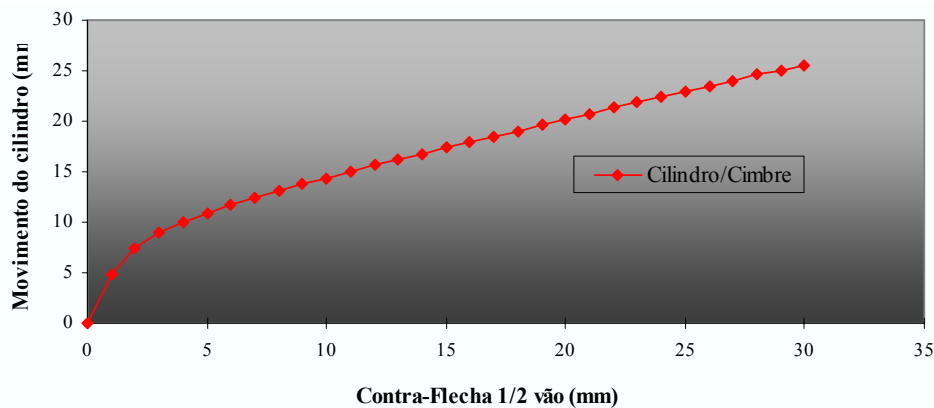


Figura IV.60 – Relação deslocamento do cilindro/deslocamento a $\frac{1}{2}$ vão do cimbra, durante o posicionamento

Iniciado o esticamento dos cabos, existe uma primeira fase de comportamento não linear, que corresponde ao ajuste dos cabos às selas de desvio e ao efeito não-linear geométrico do cabo enquanto não está suficientemente tensionado. Terminado o ajuste, toda a força de puxe exercida sobre os cabos, corresponde linearmente, à introdução de contra-flecha na estrutura.

A partir da Figura IV.60, definiram-se dois intervalos de contra-flechas a $\frac{1}{2}$ vão para identificar os diferentes comportamentos estruturais do conjunto:

- Não linear - até ao completo ajuste dos cabos às selas de desvio:

$$0 < \delta \cdot \frac{1}{2} \text{ vão} \leq 15\text{mm}$$

- Linear – desde o ajuste dos cabos até ao posicionamento:

$$15 < \delta \cdot \frac{1}{2} \text{ vão} \leq 30\text{mm}$$

A viga necessita de aproximadamente 30mm de contra-flecha para anular as deformações devidas a cargas permanentes. Assim sendo, atingido o “Posicionamento”, o comportamento do conjunto é linear, e assim se manterá, até que existam cedências nas ligações ou instabilidade de alguns elementos.

4.4.2.3. Resultados Experimentais

Para cada um dos ensaios de carga - 8 e 9, foram realizadas três séries de ensaios de forma a despistar erros de leitura (ou outros menos relevantes), estando a carga colocada exactamente nos pontos de aplicação previstos.

Série Ensaio	1 (mm)	2 (mm)	3 (mm)	Média (mm)	Var. (+/-)
8 – 0,392 kN	1,03	1,06	1,05	1,05	0,02
9 – 0,784 kN	2,14	2,16	2,15	2,15	0,01

Quadro IV.13 – Resultados experimentais da deformação a $\frac{1}{2}$ vão para três séries de ensaios de carga

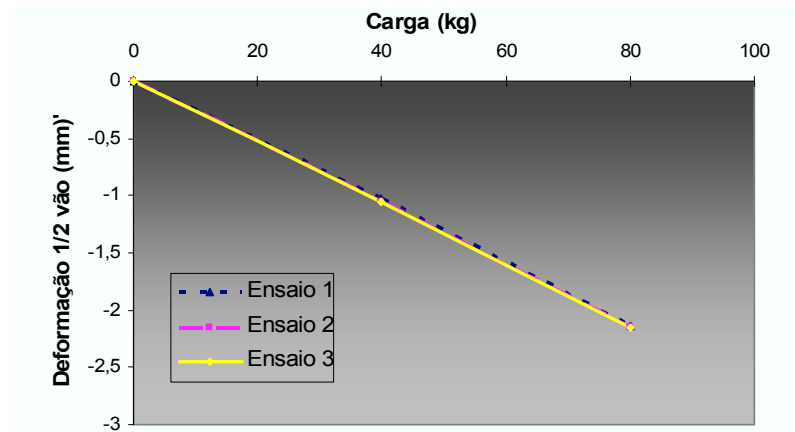


Figura IV.61 – Avaliação da linearidade e repetibilidade entre as séries de ensaios experimentais

Os ensaios 8 e 9 foram simulados numericamente, tendo como base as características do cabo fornecidas pelo fabricante. Obtiveram-se valores que diferem dos valores experimentais em -4,8%, i.e., o modelo numérico mais flexível que o modelo experimental.

Carga	δ $\frac{1}{2}$ vão (mm) ($E_p \times A_p = 27300$ kN)
0,392 kN	1,10
0,784 kN	2,20

Quadro IV.14 – Valores da flecha a $\frac{1}{2}$ vão correspondentes ao valor do factor de rigidez médio definido pelo fabricante

Determinou-se numericamente (interpolação linear) uma primeira estimativa para o factor de rigidez dos cabos que faz coincidir as flechas de ½ vão experimentais com as numéricas:

$$E_p \cdot A_p = 29274 \text{ kN}$$

O modelo numérico, tal como o experimental, contabiliza as perdas elásticas devido à deformação longitudinal (encurtamento) da estrutura da viga-caixão.

As perdas por atrito (ver 4.4.2.3.) nas selas de desvio dos cabos, existente no modelo experimental, foram avaliadas numericamente e comparadas com valores medidos experimentalmente

4.4.2.3. Perdas por Atrito

No Quadro IV.15, apresentam-se valores de coeficientes de atrito para cabos em pré-esforço exterior, preconizados pelo A.C.I., pelo Eurocódigo 2, pelo Setra e pela VSL

Tipo de Bainha	ACI	EC2	SETRA	VSL
Aço	0,05-0,15	0,18	0,20	0,20-0,25
Plástico	0,05-0,15	0,12	0,12	0,05-0,07

Quadro IV.15 – Coeficientes de atrito para cabos de pré-esforço exterior PACHECO (1999)

Os cabos instalados são constituídos, por fios de aço de alta resistência lubrificados com graxa, envolvido por uma bainha plástica. Os valores de coeficientes de atrito apresentados pelas normas/códigos e fabricantes variam entre $0,05 < \mu < 0,15$.

No modelo experimental, o contacto dos cabos à estrutura é pontual. Assim sendo, as selas de desvio são os pontos que determinam a existência de perdas por atrito.

Recorreu-se a uma formulação matemática, adaptada a partir da fórmula de Cooley (cálculo de perdas por atrito em cabos não aderentes), para determinar as perdas por atrito devidas à interacção localizada viga-cabos PACHECO (1999). A perda por atrito em cada ponto de conexão x_i é dada por:

$$FP_a^f(x_i) = (1 / e^{\mu(d-\bar{d})}) \cdot P_0^f \quad (IV.10)$$

Onde:

μ — coeficiente de atrito entre o aço de pré-esforço e a bainha;

β — ângulo de desvio entre os pontos de abcissa 0 e x ;

$\bar{d}$ — desvios angulares adicionais devidos a defeitos geométricos na colocação das bainhas;

P_0^r — força de esticamento.

A expressão apresentada (IV.10) para o cálculo de perdas por atrito em singularidades, foi obtida para bainhas fixas nas selas de desvio, ou seja, um caso semelhante ao do pré-esforço exterior em pontes de betão armado. No cimbra em estudo, as bainhas não se encontram fixas, podendo ajustar o seu posicionamento de forma a reduzir a energia dispendida pelo sistema, ou seja coincidindo o alinhamento do eixo dos cabos. Assim sendo, considera-se os desvios angulares adicionais nulos em todos os troços.

Analisando os resultados experimentais atrás obtidos, acredita-se que o coeficiente de atrito dos cabos seja próximo do extremo inferior do intervalo de valores apresentados no Quadro IV.16, i.e., $\mu=0,05$.

Recorrendo à fórmula adaptada de Cooley para interacção localizada, determinou-se a perda total por atrito nos pontos de desvio dos cabos: 2,83%.

Sela	1	2	3	P.atrito Total (kN)
P'of (kN)	1,0000	0,9925	0,9828	
P.atrito (kN)	0,0076	0,0097	0,0111	
				0,02834

Quadro IV.16 – Perdas de pré-esforço pontuais considerando $\mu = 0,05$

Para avaliar os valores apresentados no Quadro IV.16, mediu-se experimentalmente a força instalada em cada extremidade dos cabos - ensaio 10, utilizando uma célula de carga. A diferença de força entre extremidades do mesmo cabo é igual às perdas por atrito pontuais.

Das várias séries de ensaios realizados, estimaram-se perdas por atrito médias em 1,57%. Desta forma, conclui-se que o valor do coeficiente de atrito (μ) é consideravelmente inferior ao mínimo encontrado na bibliografia. Através de (IV.10) avaliou-se em 0,028 o coeficiente de atrito entre bainha e cabo. Como já foi referido, as selas de desvio permitem o movimento transversal dos cabos, possibilitando o seu ajuste natural. Julga-se que esta característica do modelo experimental, contribui para reduzir o atrito interno entre bainhas e cabos.

Após análise numérica e experimental da variação das perdas de pré-esforço por atrito, foi necessário simular a interação pontual no modelo numérico.

O “artifício” que permitiu a simulação das perdas por atrito nas selas de desvio e a consequente variação pontual da força, foi a alteração do ângulo das bielas de compressão, inicialmente determinado pela bissetriz do ângulo (ver 4.2.2.) definido por dois troços contíguos, para $\frac{l}{2} / i$.

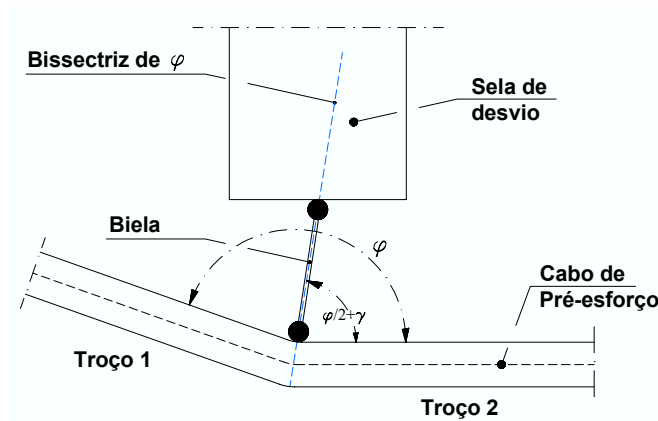


Figura IV.62 –Variação angular das bielas no modelo numérico

Desta forma foi introduzida a mesma variação percentual de força nos cabos, determinada pela fórmula adaptada de Cooley (Quadro IV.17).

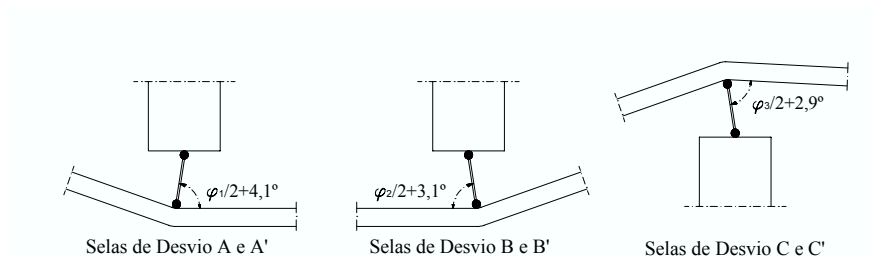


Figura IV.63 – Variação angular das bielas das várias selas de desvio que garante as mesmas perdas por atrito calculadas através da fórmula de Cooley

Variados os ângulos das bielas em relação aos troços dos cabos, simularam-se numericamente os ensaios experimentais. Apresentam-se as flechas obtidas para o valor médio de catálogo e para o valor determinado em 4.4.2.2 do factor de rigidez dos cabos.

Carga	$\delta_{1/2 \text{vão}} \text{ (mm)}$ ($E_p \cdot A_p = 27300 \text{ kN}$)	$\delta_{1/2 \text{vão}} \text{ (mm)}$ ($E_p \cdot A_p = 29274 \text{ kN}$)
0,392 kN	1,08	1,06
0,784 kN	2,18	2,13

Quadro IV.17 – Simulação numérica dos Ensaios 8 e 9 considerando perdas de pré-esforço por atrito

Da análise do Quadro IV.17, conclui-se que o factor de rigidez dos cabos pertence ao intervalo [27300 kN ; 28484 kN].

Note-se que estes valores foram obtidos para um comportamento passivo dos cabos.

No ponto 4.4.3., apresenta-se a caracterização experimental e modelação numérica do OPS.

Quando o OPS actua, os cabos deixam de ter um comportamento passivo para passarem a ter um comportamento activo sobre a estrutura. Entendeu-se que avaliadas ambas as situações do comportamento do cabo, é possível caracterizar, com maior exactidão, o factor de rigidez dos cabos. Apresenta-se no ponto 4.4.3.3. o valor estimado para $E_p \cdot A_p$.

4.4.3. Pré-esforço orgânico (OPS)

4.4.3.1. Caracterização experimental

Conhecidas as características geométricas do cilindro¹⁷, foi necessário caracterizar dois parâmetros fundamentais do OPS: o movimento do êmbolo do cilindro em cada curso, e a contra-flecha a $1/2$ vão do cimbra, introduzida por esse movimento.

¹⁷ O cilindro hidráulico foi dimensionado e fornecido pelos colaboradores de Eng. Mecânica envolvidos na equipa de investigação (grupo OPS)

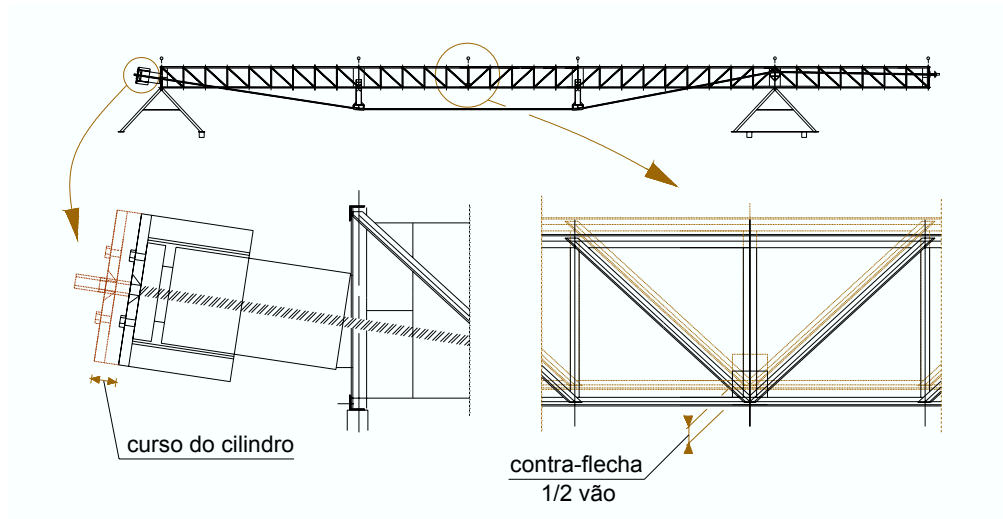


Figura IV.64– Ilustração dos pontos monitorizados durante o ensaio 11

Para caracterizar os parâmetros referidos, realizou-se uma avaliação experimental – Ensaio 11.

Local de Medição	Equip. de medição	h (mm)	Variação (mm)
½ Vão	Comp. Mecânico	1,10	±0,02
Cilindro	Comp. Mecânico	0,61	±0,02

Quadro IV.18 – Ensaio 11 – Medição experimental de um curso do OPS

4.4.3.2. Modelação Numérica do OPS

Aferido o modelo numérico em 4.4.2.3, simulou-se o funcionamento de um curso do OPS.

A actuação do cilindro hidráulico, simulado por um elemento de barra no modelo numérico, foi feita através de uma variação térmica (ΔT_{ops}^f), determinada através das expressões IV.8 e IV.9.

Iterativamente determinou-se $\Delta T_{ops}^f = 88,46^\circ$, que provoca uma variação de comprimento positiva (alongamento) equivalente a um curso do cilindro.

4.4.3.3. Calibração do Modelo Numérico

Para efectuar a calibração da acção do OPS no modelo numérico, avaliou-se o seu desempenho para os limites do intervalo de valores de $E_p \times A_p$ encontrados em 4.4.2.3. .

$E_p \times A_p$ (kN)	h_{cilindro} (mm)	$h_{\frac{1}{2} \text{vão}}$ (mm)
27300	0,620	1,098
28484	0,621	1,112

Quadro IV.19 – Simulação numérica da actuação do OPS (Ensaio 11)
para diferentes valores dos parâmetros E_p e A_p

Foram analisados os resultados numéricos apresentados nos Quadros IV.19 e comparados com os resultados experimentais. Observou-se que as diferenças são mínimas para valores médios (catalogados) de $E_p \cdot A_p$, ou ligeiramente superiores.

Balizaram-se as diferenças máximas entre valores numéricos e experimentais para cada tipo de ensaio:

Ensaio 8 e 9 – Nos ensaios de carga, as diferenças variaram entre os 0,5% e os 1,4%, tendo os resultados mais díspares ocorrido para os carregamentos de 0,392 kN.

Ensaio 11 – As diferenças determinadas, para um curso do OPS foram de 1,8% para o deslocamento do êmbolo do cilindro e, de 1,1% para o deslocamento a $\frac{1}{2}$ vão do cimbra.

Refira-se, que todos os valores estimados a partir dos diferentes ensaios efectuados para determinação do factor de rigidez dos cabos, encontram-se dentro dos intervalos de variação das características catalogadas.

Assim sendo, daqui em diante, considera-se como factor de rigidez o valor médio do intervalo de valores determinado em 4.4.2.3.:

4.4.3.4. Análise da actuação do OPS

Com o objectivo de verificar a parametrização do modelo numérico, compararam-se valores semi-experimentais e valores numéricos, da força instalada nos cabos de pré-esforço.

Caso a estrutura do cimbra fosse infinitamente rígida axialmente, a força “teórica” instalada nos cabos seria dada pela expressão:

$$N_p \approx 2 \cdot \frac{E_p A_p}{L_p} \cdot FL_{ops} \quad (IV.13)$$

Sendo o cimbres uma estrutura com “reduzida” secção transversal, a deformação axial (encurtamento) é relevante na quantificação da força de pré-esforço instalada nos cabos. Este efeito foi avaliado numericamente através da variação de comprimento dos cabos, medidos para a situação inicial (comprimento experimental muito semelhante ao numérico) e aplicação de variação de temperatura equivalente a um curso de OPS.

$$FL_p^{s/exp} \approx L_{p/ops}^{num} / L_{p/0}^{exp} \quad (IV.14)$$

$$N_p^{s/exp} \approx 2 \cdot \frac{E_p}{L_{p/0}^{exp}} \cdot FL_p^{s/exp} \quad (IV.15)$$

Onde:

$FL_p^{s/exp}$ / Variação de comprimento dos cabos de pré-esforço determinada a partir de valores experimentais e numéricos;

$L_{p/ops}^{num}$ / Comprimento dos cabos de pré-esforço após a acção equivalente a um curso do OPS; determinado a partir do modelo numéricos;

$L_{p/0}^{exp}$ / Comprimento inicial dos cabos de pré-esforço (sem carga e sem aplicação do OPS); determinado a partir do modelo experimental;

$N_p^{s/exp}$ / Força instalada nos cabos após a actuação do OPS; calculada numericamente, a partir de valores numéricos e experimentais;

Por leitura directa no modelo numérico, obteve-se o valor da força instalada nos cabos após a actuação do OPS - N_p^{num} .

Compararam-se os dois valores, N_p^{num} e $N_p^{s/exp}$, obtendo-se uma diferença de 0,34%.

Confirmou-se portanto, a grande deformabilidade axial do cimbres, pois aproximadamente 2/3 de cada curso do cilindro são “utilizados” para compensar o encurtamento do cimbres.

4.4.4. Caracterização dinâmica do conjunto cembre-cabos

O Laboratório de Vibrações e Monitorização da FEUP realizou um ensaio dinâmico – Ensaio 12, com o objectivo de identificar experimentalmente as frequências naturais mais relevantes da estrutura. A Figura IV.65 apresenta uma estimativa espectral média obtida, cujos valores de pico possibilitam uma fácil identificação dos valores das frequências naturais com contributo mais significativo na gama de frequências de interesse CAETANO (2000).

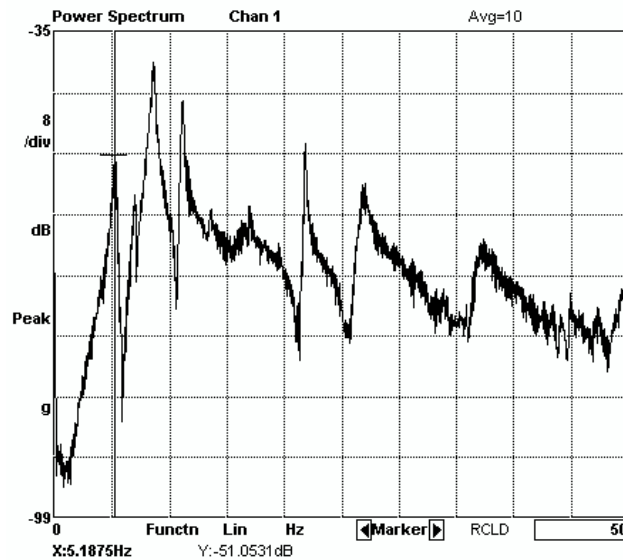


Figura IV.65 – Estimativa espectral média de acelerações verticais medidas numa extremidade do modelo laboratorial LVM 2003

No Quadro IV.20, é feita a comparação entre a frequência medida em laboratório e o modelo numérico calibrado para as cargas estáticas.

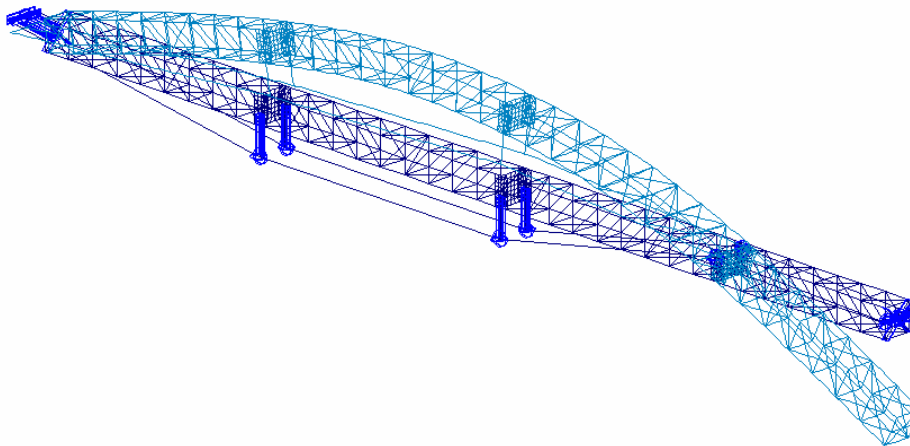


Figura IV.66 – Quarto modo de vibração da estrutura – Primeiro modo de vibração global

Frequência (Hz)	
Experimental	Númerica
5,19	5,25

Quadro IV.20 – Frequências resultantes de análises dinâmicas

O valor da frequência natural, no caso do modelo numérico, corresponde ao quarto modo de vibração do conjunto estrutural viga-cabos; os três primeiros modos de vibração são locais e ocorrem nos cabos de pré-esforço.

Os resultados obtidos da análise dinâmica, permitiram concluir que o modelo previamente calibrado para cargas estáticas, também se apresentava calibrado para solicitações dinâmicas. A diferença encontrada entre modelos numérico e experimental foi de 1,14%.

4.4.5. Caracterização do modelo numérico corrigido

Como apresentado na Figura IV.57, a interacção entre modelo experimental e numérico foi necessária para a calibração deste último. O modelo numérico corrigido, possibilita a comparação de valores experimentais e numéricos, para os ensaios a realizar posteriormente.

No Quadro IV.21 apresentam-se os parâmetros calibrados, que constituem o modelo numérico corrigido.

	Parâmetro	Avaliação	Valor	Unid.	Variação(+/-)	Verificado
Cembre	Ec	Ensaio Especifico	203,80	GPa	1,64	OK
	Ac	Medição Experimental	6,729	cm ²	0,213	OK
	Ic	"	2323,352	cm ⁴	72,776	OK
	bv	"	0,398	m	0,003	OK
	hv	"	0,401	m	0,001	OK
	ba	"	0,399	m	0,001	OK
	ha	"	0,401	m	0,002	OK
	L	"	13,997	m	0,001	OK
	L1	"	3,595	m	0,001	OK
	L2	"	1,996	m	0,001	OK
	L3	"	1,996	m	0,001	OK
	L4	"	3,610	m	0,001	OK
	L5	"	2,800	m	0,001	OK
Cabo	Ep x Ap	Avaliação Numérica	27892	kN	-	OK
	Lp	Medição Experimental	14,7	m	0,005	OK
Carga	P	Medição Experimental	0,784	kN	0,005	OK

Quadro IV.21 – Resumo da caracterização dos principais parâmetros do sistema cembre – cabos

4.5. Estudo Experimental

4.5.1. Planeamento dos ensaios laboratoriais

Antes de se dar início aos trabalhos laboratoriais, elaborou-se um plano de ensaios para estruturar os objectivos a alcançar na realização de cada um dos ensaios.

O plano de ensaios é constituído por quatro séries de trabalhos devidamente discriminadas: Série 0 - Preparação, Série I – Calibração, Série II – Carregamentos sem acção de controlo, e Série III – Carregamentos com acção de controlo. Para cada série traçaram-se objectivos, curta descrição do ensaio, duração, interveniente e material necessário. Apresenta-se a título de exemplo a Série 0 (Quadro IV.22).

Série 0 - Preparação dos ensaios					
Ação	Objectivo Parcial	Breve Descrição	Duração estimada (dias)	Intervenientes	Material necessário
0. 1.	Avaliação final dos desenhos do cimbra	Reunião entre equipas com o objectivo de avaliar os desenhos e responder a dúvidas surgidas de ambas as partes	1	Feup+Engil	
0. 2.	Avaliação final dos desenhos de pré esforço	Avaliação de incompatibilidades entre o traçado dos monocórdões e ancoragens e a patente de pré-esforço a utilizar	1/2	Feup+Engil	
0. 3.	Avaliação final dos desenhos do simulador de carga	Troca de impressões acerca da forma como deverá ser fixado ao cimbra, bem como criar partições estanques no simulador	1/2	Feup+Engil	
0. 4.	Preparação do Espaço Laboratorial	Limpeza e preparação do espaço a utilizar, teste de fichas eléctrica e teste de mangueiras	1	Feup	Lab. Est.
0. 5.	Colocação do cimbra, apoios e simulador de carga no Laboratório de Estruturas da FEUP.	Entrada em laboratório dos elementos constituintes do cimbra e dos reservatórios.	1/2	Feup+Engil	a1) a2) a3)
0. 6.	Montagem dos apoios e do cimbra	Colocação dos apoios no local previsto. Verificação da fixação dos apoios à laje de piso e eliminação de possíveis folgas. Colocação do cimbra sobre os apoios.	1	Feup+Engil	a1) a2) a3)
0. 7.	Montagem da cofragem sobre o cimbra	Colocação do simulador de carga (reservatórios) ao cimbra	1	Feup+Engil	b)
0. 8.	Montagem do sistema hidráulico do actuador	Montagem do cilindro hidráulico e peça de ancoragem no cimbra.	1	Feup	a4) e4)
0. 9.	Colocação e montagem do sistema de pré-esforço no laboratório	Montagem dos monocórdões e ancoragens passivas (extrusões).	1	Feup+Engil	e1) +e2)
0. 10.	Sensorização	Colocação dos extensómetros, célula de carga, lvd's e ligação ao sistema de aquisição de dados	2	Feup	c1) c2) d1) a d5)
0. 11.	Colocação do grupo bomba hidráulica no laboratório	Ligação do cilindro ao grupo, e do grupo ao sistema de aquisição de dados/controlador	1	Feup	e5)
0. 12.	Ligações sensorização/controlador	Rever todas as ligações e soldaduras nos cabos de conexão entre os vários dispositivos	1	Feup	
0. 13.	Colocação de água no simulador e ensaio do sistema de drenagem	Colocação e verificação da estanqueidade da mangueira e do sistema de drenagem	1/2	Feup	b4)
0. 14.	Reunião de coordenação	Avaliação multidisciplinar das acções desenvolvidas	1/2	Feup+Engil	

Quadro IV.22 – Acções a desenvolver durante a Série 0

O planeamento dos ensaios permite aos intervenientes controlarem os objectivos e a calendarização predefinida.

4.5.2. Ensaaios

Os ensaios experimentais realizados foram definidos de forma a contemplar o funcionamento estático dum CA durante a construção de um tabuleiro – betonagem e aplicação de pré-esforço. Os resultados obtidos foram validados através de simulações numéricas, realizadas em paralelo, no *modelo numérico corrigido* (ver 4.4.5.).

Como já foi referido, o modelo experimental foi concebido para validar a aplicação de OPS em CA's, por isso, não contempla aspectos cinemáticos como o avanço do cembre ou abertura de cofragens. Assim sendo, não foram efectuados quaisquer ensaios à cinemática do modelo.

Importa referir novamente (ver 4.3.7.1.1.), que durante a realização dos ensaios ocorreu um dano na estrutura. Efectuada a reparação do dano, verificou-se que algumas das características da estrutura, tal como a rigidez, tinham sido alteradas. Embora tal acidente tenha acontecido após a realização da grande maioria dos ensaios, não foi possível realizar algumas séries inicialmente previstas, nem a repetição de alguns ensaios com resultados menos satisfatórios.

4.5.2.1. Carregamento a 65% da resistência última do modelo

Os ensaios 13 e 14 foram realizados de forma a validar o controlo de deformação e o considerável aumento da capacidade de carga obtido com a aplicação do sistema de controlo ao modelo experimental.

Optou-se por incrementar o factor de segurança à rotura do modelo, limitando o carregamento do modelo a 65% da carga de rotura em duas situações distintas: sem OPS e sem cabos nas selas de desvio (apenas estrutura base do cembre) - ensaio 13, e com OPS - ensaio 14. Analisam-se os valores obtidos nos deslocamentos da secção de controlo ($\frac{1}{2}$ vão) e no actuador (apenas nos ensaios com OPS).

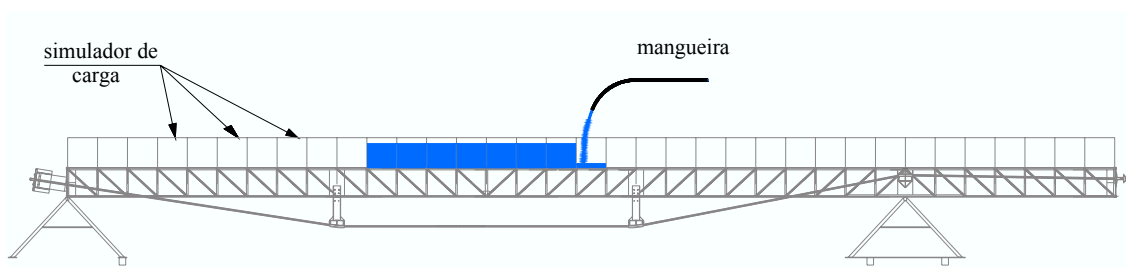


Figura IV.67 – Esquema do carregamento realizado para o ensaio 14

Nas Figura IV.68 e IV.69 apresentam-se respectivamente os deslocamentos determinados numericamente e medidos experimentalmente, para os ensaios 13 e 14.

Nos gráficos e tabelas que se seguem é usada a seguinte notação:

||

u - flecha a meio vão

Lc – curso do actuador

σ_b – tensão no banzo b (i -inferior ou s- superior)

Adoptam-se ainda as contracções *num. e exp.*, para se referir a grandezas afectas aos modelos numérico e experimental, respectivamente.

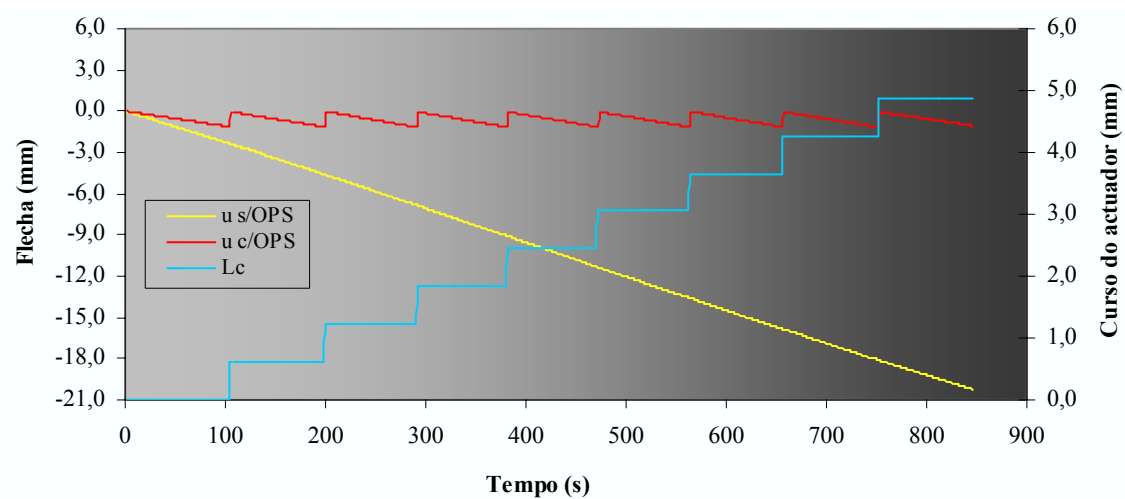


Figura IV.68 – Ensaio 13 e 14 – Modelo Numérico Corrigido

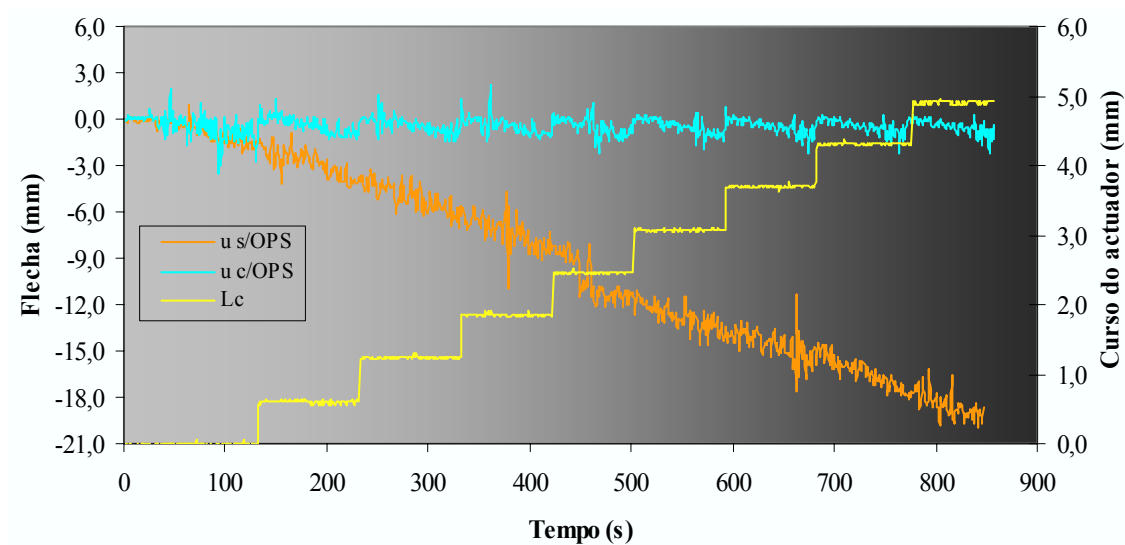


Figura IV.69 – Ensaio 13 e 14 – Modelo Experimental

Em ambas as figuras, é notório o controlo de deformações conseguido através da implementação do OPS. As diferenças estimadas após o oitavo curso do actuador foram de 95% para valores numéricos e 95,6% para valores experimentais. É de notar que esta diferença tende a aumentar indefinidamente, apenas limitada pela capacidade resistente do modelo.

Repare-se ainda que a inclusão do OPS no modelo experimental, tem como consequência um acréscimo de rigidez global originado pela inclusão dos cabos de pré-esforço.

Os resultados experimentais obtidos da flecha a $\frac{1}{2}$ vão, apresentam uma considerável oscilação, justificada pela grande sensibilidade do transdutor de pressão que detecta a excitação da estrutura perante o carregamento com a água. O algoritmo de controlo adoptado, revela-se assim, perfeitamente adequado para a correcta análise de valores (ver 4.3.6.).

Na Figura IV.70 encontra-se a sobreposição de valores experimentais e numéricos. Realça-se a semelhança entre valores, que comprovam um controlo de deformações eficiente.

Efectuou-se numericamente uma repetição da evolução do carregamento de forma a fazer coincidir os tempos de actuação, e designada como *comparação cronológica* de valores numérico e experimentais. Não existiu qualquer intervenção no parâmetro em análise - valor da flecha a $\frac{1}{2}$ vão.

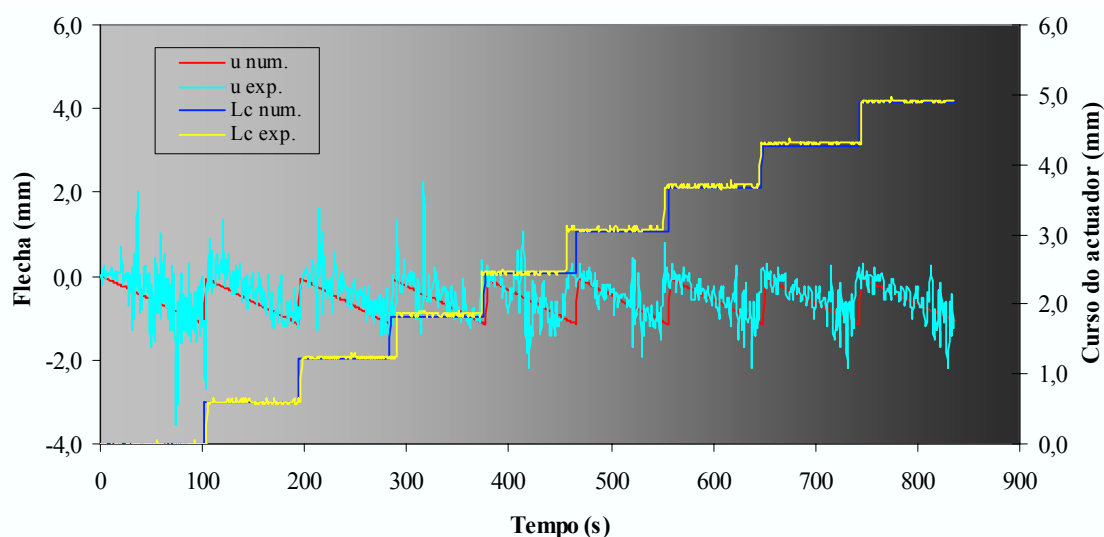


Figura IV.70 – Comparação cronológica de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 13

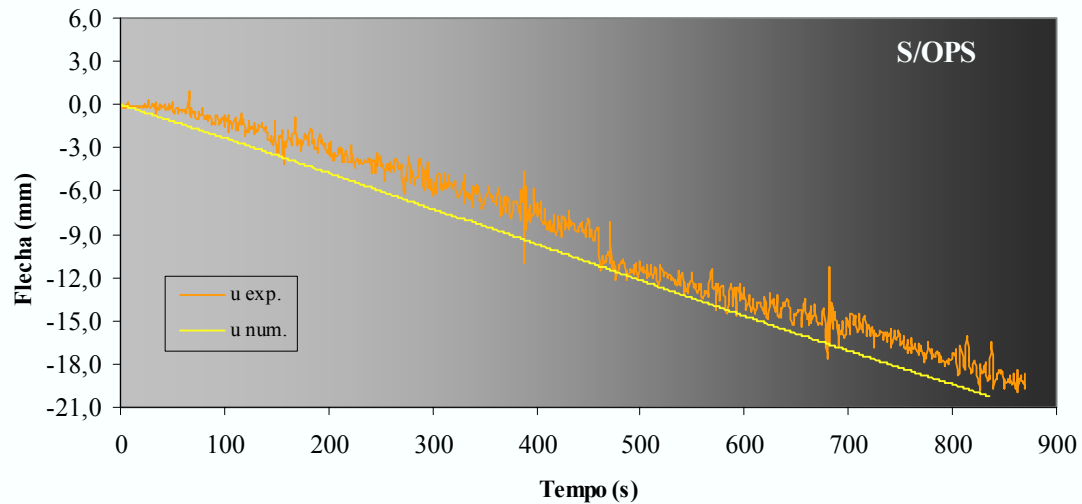


Figura IV.71 – Comparação cronológica de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 14

Para o carregamento do modelo sem controlo – ensaio 14 (Figura IV.71), estimou-se uma diferença nos valores da deformação a $\frac{1}{2}$ vão de 2,9%.

Para avaliar o aumento da capacidade de carga perante o carregamento das 8 caixas centrais do simulador de carga do modelo pela aplicação de OPS, analisam-se a evolução das tensões nos banzos. Numericamente determinou-se um aumento da capacidade de carga de 59,4%, considerando que o colapso¹⁸ da estrutura acontece por compressão nas barras do banzo superior.

Refira-se que foram analisadas as variações de tensões, não tendo sido por isso contabilizadas as tensões instaladas devido às cargas permanentes e *posicionamento* no ensaio 13, e devido apenas às cargas permanentes no ensaio 14.

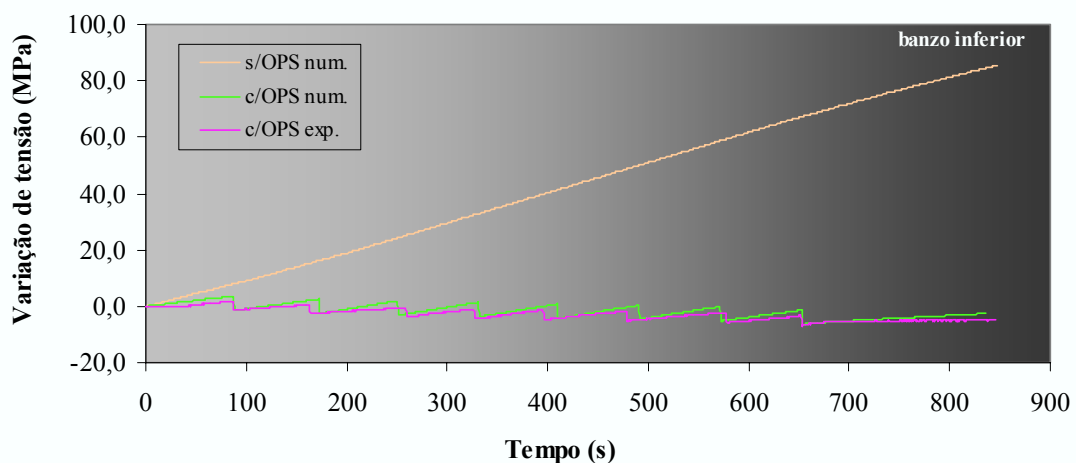


Figura IV.72 – Evolução da tensão no banzo inferior – Valores numéricos e experimentais para os ensaios 13 e 14

¹⁸ Estima-se que o colapso da estrutura ocorre nas barras do banzo superior para tensões de compressão da ordem dos 185 MPa.

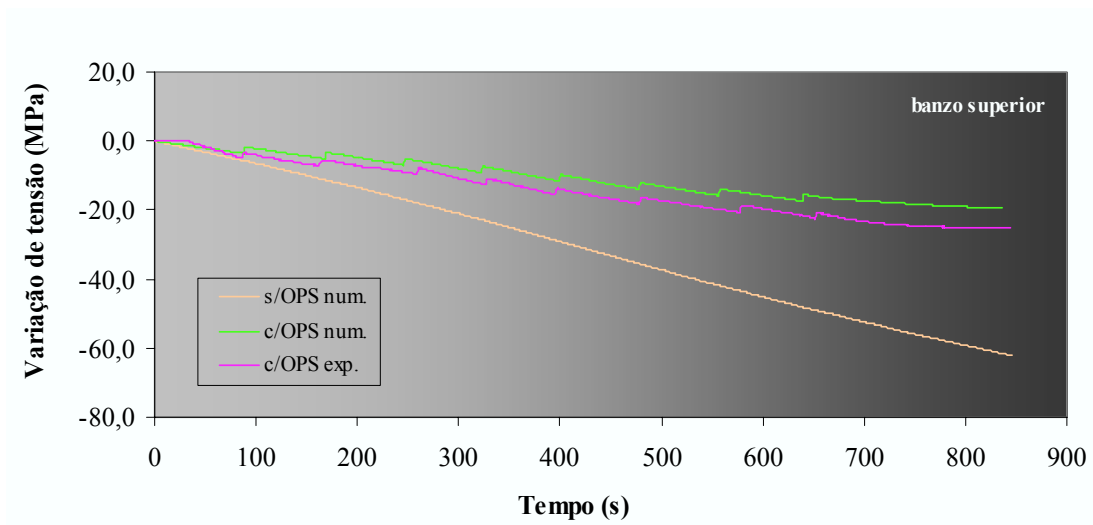


Figura IV.73 – Evolução da tensão no banzo superior – Valores numéricos e experimentais para os ensaios 13 e 14

Parâmetro	Carregamento a 65% da Resistência Última			
	Ensaio 13		Ensaio 14	
	Num.	Exp.	Num.	Exp.
$u_{\text{máx. posit.}}$ (mm)	0,00	0,25	0,02	0,50
$u_{\text{máx. negat.}}$ (mm)	-20,25	-19,84	-1,35	-1,41
u_{final} (mm)	-20,25	-19,84	-1,35	-1,37
$j_{\text{bs máx.}}$ (MPa)	-62,20	-	-25,28	-19,48
$j_{\text{bi máx.}}$ (MPa)	85,48	-	-2,53	-5,02
LC máx. (mm)	-	-	0,61	0,65
LC total (mm)	-	-	4,88	4,93

Quadro IV.23 – Valores numéricos e experimentais para os ensaios 13 e 14

Na análise dos resultados acima apresentados, verifica-se uma redução na deformação de 92,3%. Comparam-se apenas as tensões numéricas, não existindo valores experimentais para o ensaio 13, pelas razões já referidas. No banzo superior estima-se uma redução da tensão em 59,4%, observando-se no banzo inferior a inversão total das tensões.

4.5.2.2. Simulação de Betonagem do Tabuleiro

Conforme exposto em 2.2.5., existem dois processos de betonagem do tabuleiro, independentemente se esta é efectuada com balde ou mangueira. Nos ensaios realizados ao comportamento do modelo com e sem OPS, a simulação da betonagem foi efectuada com água e utilizando uma mangueira, ou seja, efectuada de forma contínua.

4.5.2.1.1. Processo de Execução – Tipo A

No processo de execução do tipo A, a betonagem é efectuada simetricamente em relação ao apoio dianteiro, favorecendo o equilíbrio de tensões e deformações na secção de controlo. Como já foi referido, para utilizar este processo é conveniente utilizar duas mangueiras. No caso dos ensaios experimentais – Ensaio 15 (com OPS) e 16 (sem OPS), utilizou-se apenas uma mangueira e alternou-se o enchimento das caixas entre cada um dos vãos em relação ao apoio (Figura IV.74).

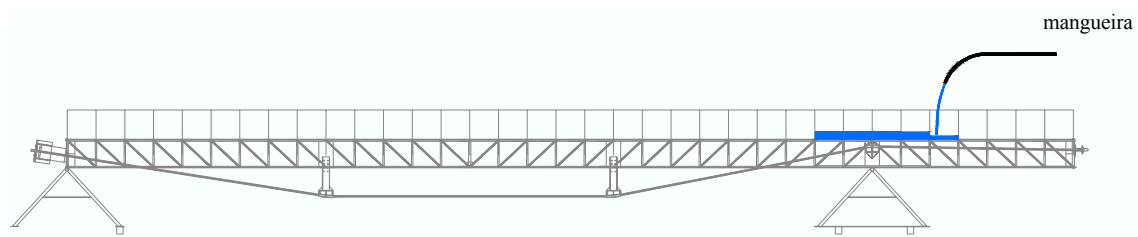


Figura IV.74 – Processo de execução do tipo A – carregamento simétrico em relação ao apoio

Nas Figuras IV.75 e IV.76 apresenta-se o controlo de deformações para o processo de execução da betonagem do tipo A.

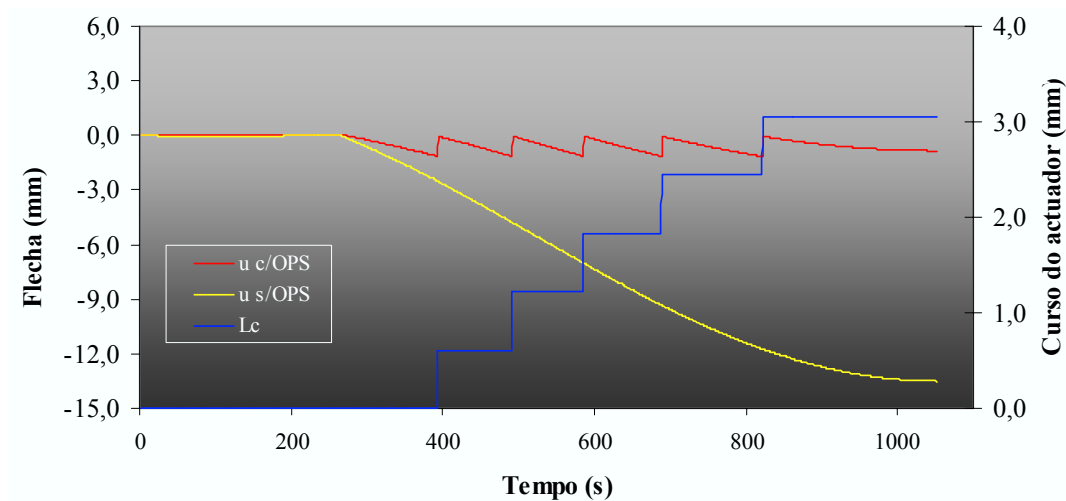


Figura IV.75 –Ensaio 15 e 16 – Modelo Numérico Corrigido

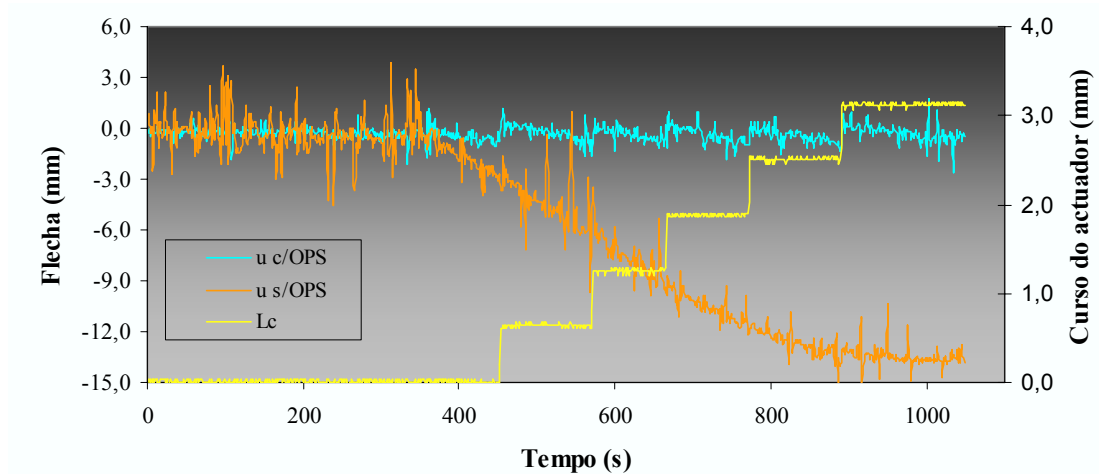


Figura IV.76 – Ensaio 15 e 16 – Modelo Experimental

Como se observa das Figuras IV.75 e IV.76 o equilíbrio na secção de $\frac{1}{2}$ vão durante o carregamento simétrico é “praticamente” total.

A comparação por sobreposição dos valores obtidos experimental e numericamente para o ensaio 15, permite observar um comportamento semelhante do sistema em ambas as situações. O desfasamento existente entre actuações, é justificado por uma diferença na velocidade de carregamento.

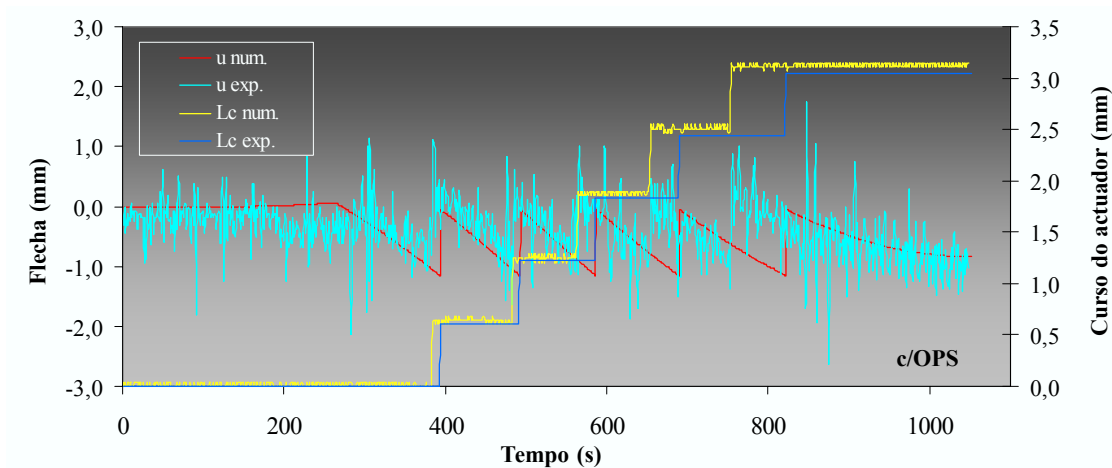


Figura IV.77 – Comparação de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 15

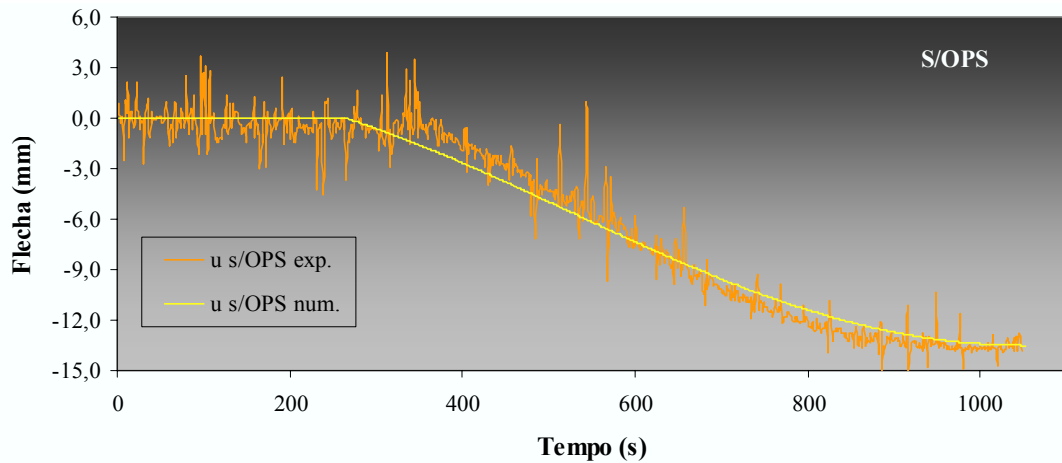


Figura IV.78 – Comparação de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 16

O ensaio 16 apresenta diferenças de 2,3% entre valores finais de deslocamento experimental e numérico. Verifica-se ainda uma evolução das deformações muito semelhantes ao longo de todo o ensaio. As diferenças observadas são justificadas pela oscilação dos valores experimentais, bem como velocidade diferente do carregamento.

Avaliaram-se também para os ensaios 15 e 16, a evolução das tensões nos banzos da secção de controlo (Figuras IV.79 e IV.80).

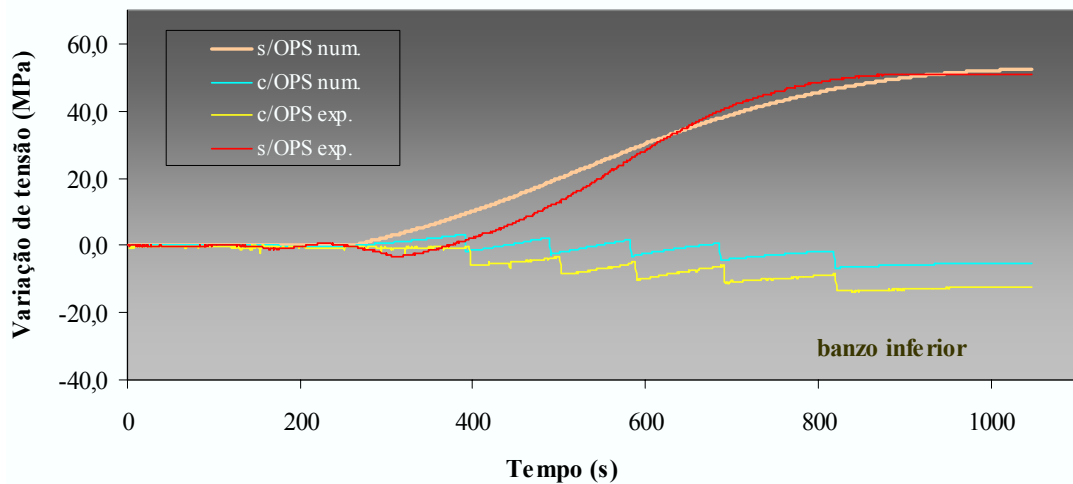


Figura IV.79 –Evolução da tensão no banzo inferior da secção de controlo. Valores numéricos e experimentais obtidos nos ensaios 15 e 16

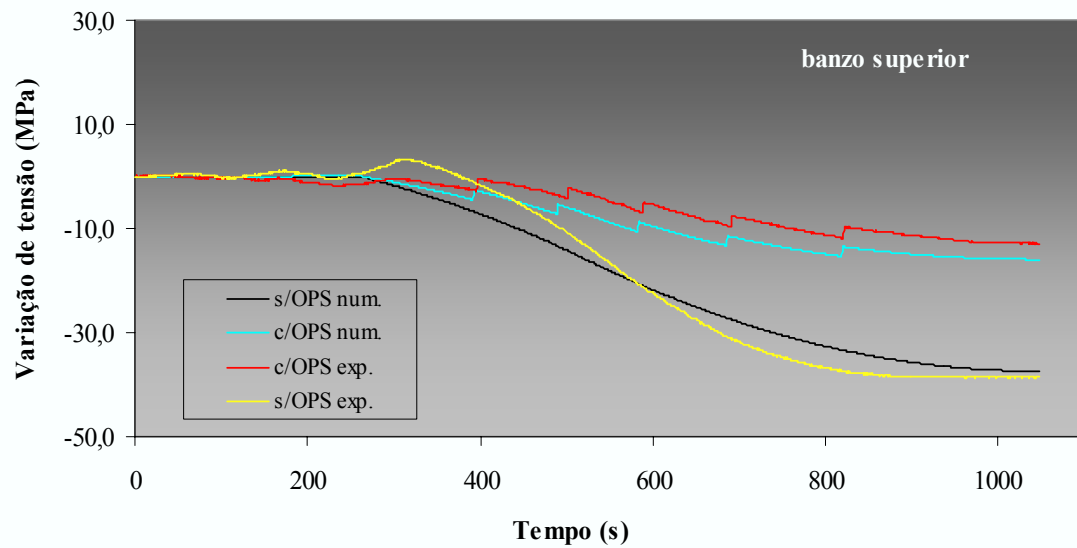


Figura IV.80 – Evolução da tensão no banzo superior da secção de controlo. Valores numéricos e experimentais obtidos nos ensaios 15 e 16

O ensaio 15 apresenta algumas perturbações que, tal como referido em 4.5.2., requeriam a realização de mais séries de ensaios. Identifica-se um paralelismo entre curvas experimentais e numéricas para o mesmo ensaio.

Parâmetro	Processo de execução do tipo A			
	Ensaio 15		Ensaio 16	
	Num.	Exp.	Num.	Exp.
$u_{\text{máx. posit.}}$ (mm)	0,00	1,40	0,00	0,25
$u_{\text{máx. negat.}}$ (mm)	-13,50	-14,10	-1,15	-1,63
u_{final} (mm)	-13,50	-13,72	-0,84	-0,81
$j_{\text{bs máx.}}$ (MPa)	-37,46	-38,54	-15,96	-12,91
$j_{\text{bi máx.}}$ (MPa)	52,32	50,94	-12,17	-5,29
Lc máx. (mm)	-	-	0,61	0,70
Lc total (mm)	-	-	3,05	3,11

Quadro IV.24 – Valores numéricos e experimentais para os ensaios 15 e 16

O controlo de deformação medido experimentalmente para o carregamento do tipo A foi de 88,4%. Numericamente o valor estimado foi de 85,2%.

A tensão máxima esperada sem controlo (ensaio 15) no banzo superior era de 37,46 MPa (compressão). A tensão obtida com controlo foi de 15,96 MPa (compressão), ou seja, assegurando uma redução na tensão de 57,4%. Experimentalmente, determinou-se uma redução de 66,5% na tensão do banzo superior.

No banzo inferior, esperava-se uma redução de 123,3%, ou seja, inversão de esforços de tracção para compressão. Através dos resultados experimentais determinou-se uma redução de tensão de 110,4%.

4.5.2.1.2. Processo de Execução – Tipo B

O processo de execução da betonagem dum tabuleiro do Tipo B, é caracterizado pela variação de sinal dos esforços e deformação instalada na secção de controlo. Os ensaios 17 e 18 foram realizados para comprovar que apesar da contra-flecha provocada pelo carregamento do vão em consola segundo este processo de execução, não existe alteração no desempenho do OPS.

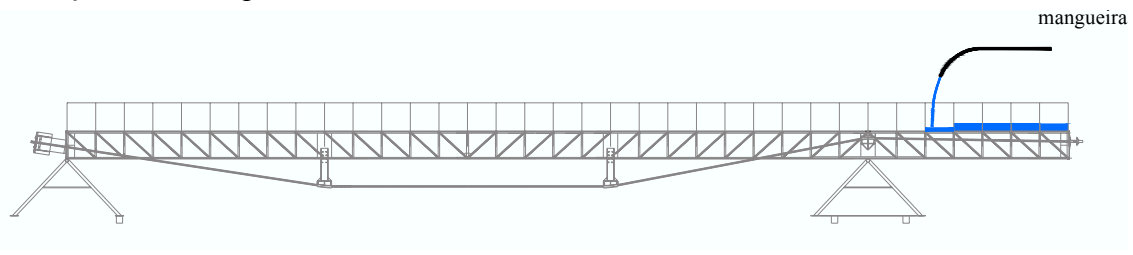


Figura IV.81 – Processo de execução tipo B – carregamento desde a extremidade da consola em direcção ao apoio

Nas Figuras IV.82 e IV.83 encontram-se representados os resultados obtidos numérica e experimentalmente para os ensaios 17 e 18.

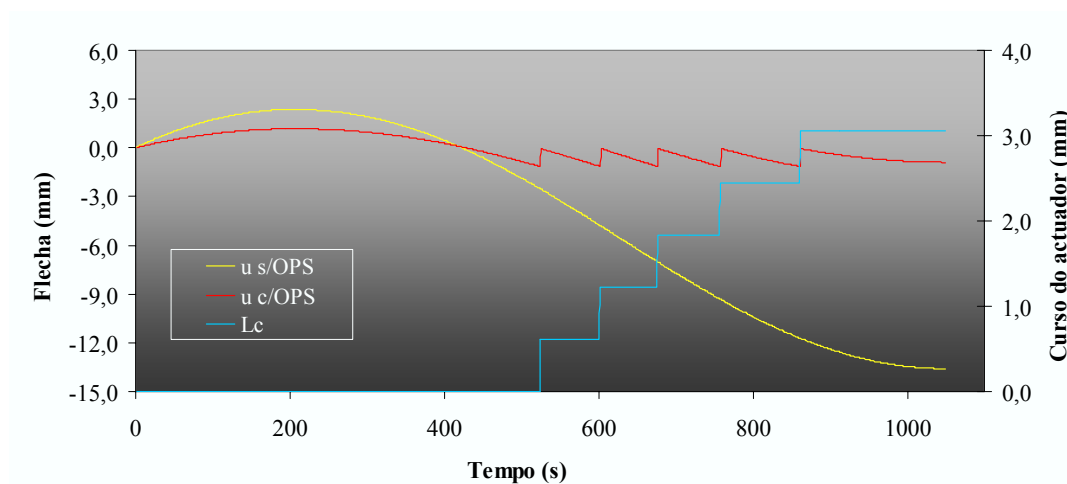


Figura IV.82– Ensaio 17 e 18 – Modelo Numérico Corrigido

Como já foi referido, o OPS contribui para a rigidez global da estrutura. Este facto é notório nos ensaios 17 e 18, observando-se um notório aumento da rigidez durante o carregamento do vão em consola.

Nas Figuras IV.82 e IV.83 comprova-se a insusceptibilidade do sistema a deformações de sinal contrário àquelas para as quais foi concebido actuar durante o modo de carga automático (ver 4.3.7.2.1.).

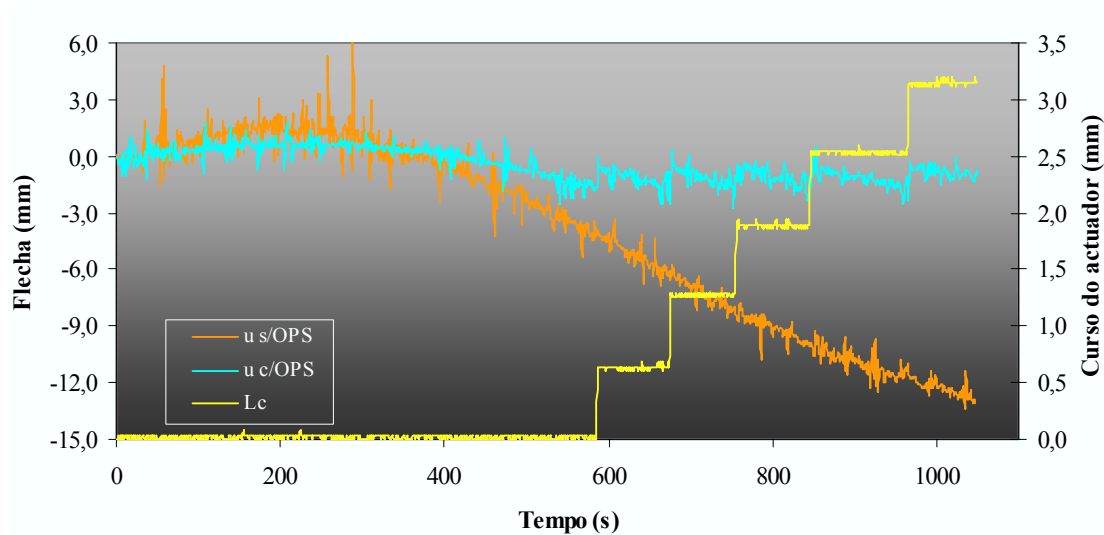


Figura IV.83 – Ensaio 17 e 18 – Modelo Experimental

Nas Figuras IV.84 e IV.85 encontram-se sobrepostos valores numéricos e experimentais obtidos nos ensaios 17 e 18, respectivamente.

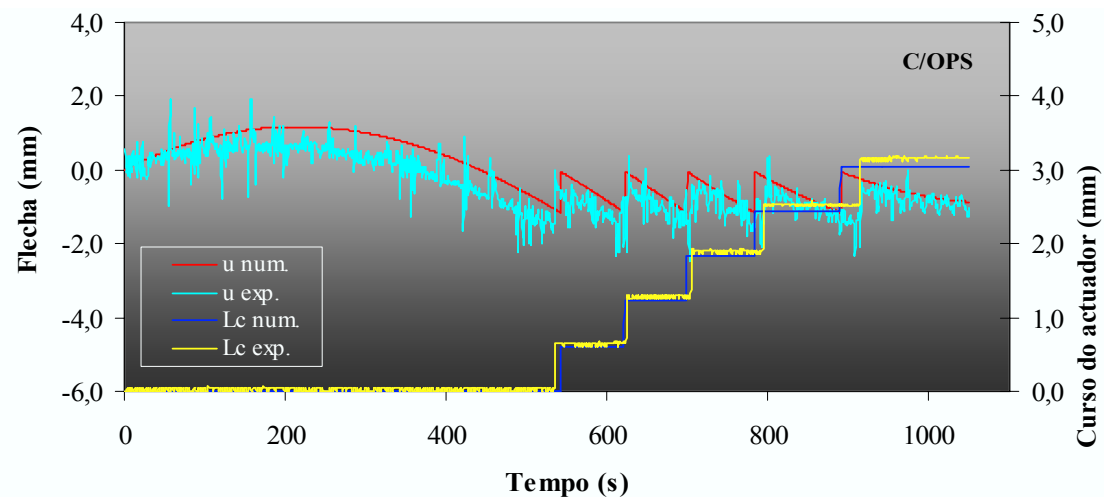


Figura IV.84 – Comparação de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 17

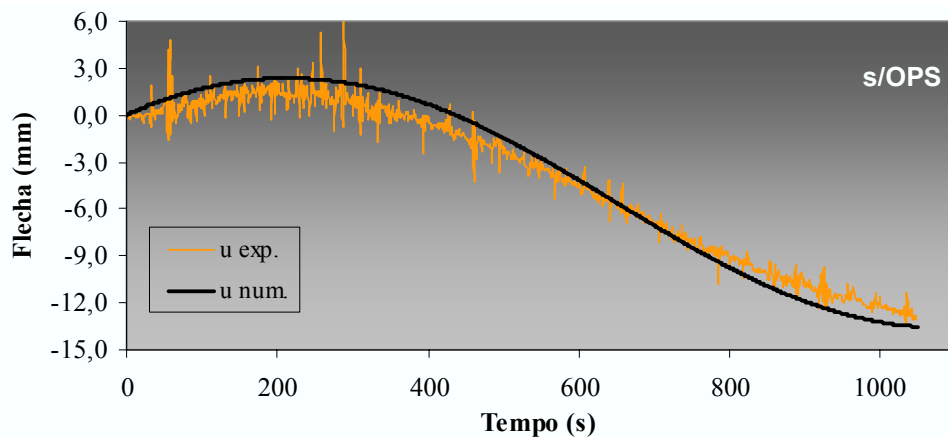


Figura IV.85 – Comparação de valores numéricos e experimentais obtidos para o ensaio 18

Nas Figuras IV.86 e IV.87, apresentam-se as variações de tensões para os ensaios 17 e 18.

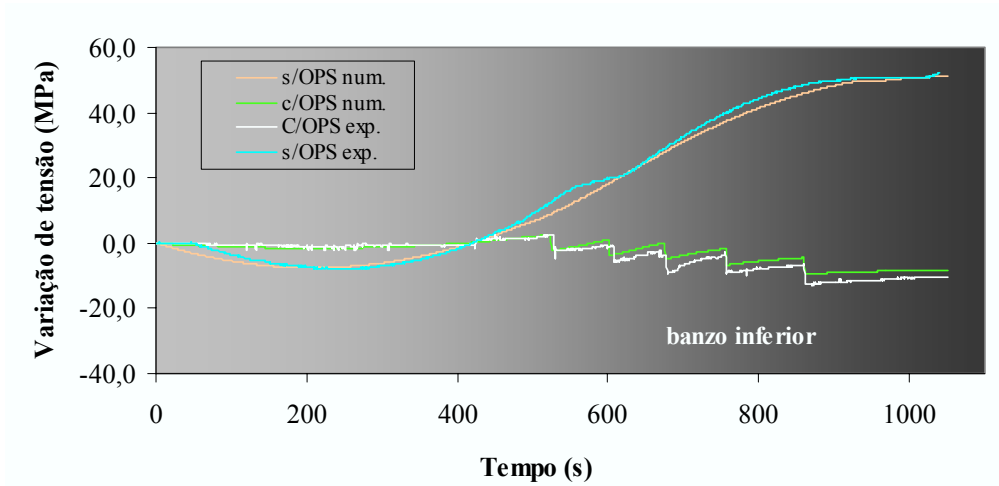


Figura IV.86 – Evolução da tensão no banco inferior da secção de controlo. Valores numéricos e experimentais obtidos nos ensaios 17 e 18

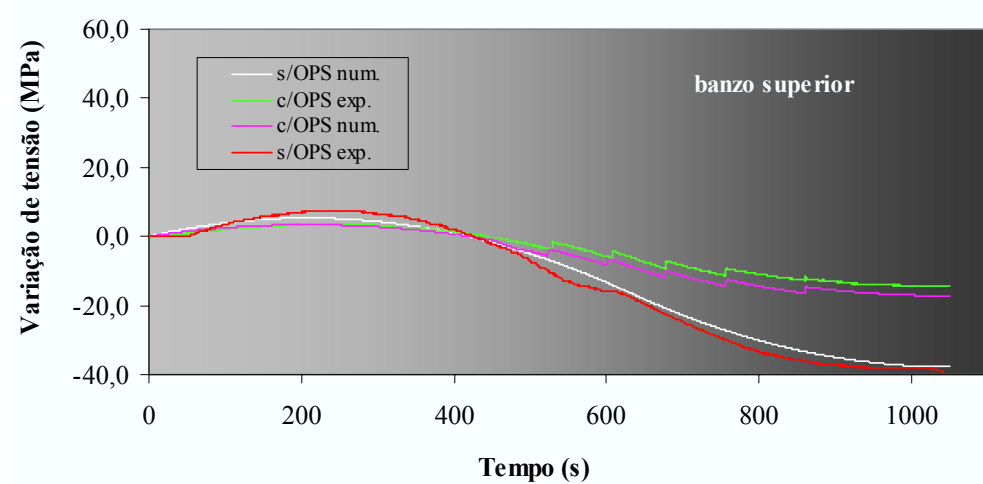


Figura IV.87 – Evolução da tensão no banco inferior da secção de controlo. Valores numéricos e experimentais obtidos nos ensaios 17 e 18

Parâmetro	Processo de execução do tipo B			
	Ensaio 17		Ensaio 18	
	Num.	Exp.	Num.	Exp.
$u_{\text{máx. posit.}}$ (mm)	2,33	2,65	1,16	1,18
$u_{\text{máx. negat.}}$ (mm)	-13,64	-13,10	-1,16	-1,86
u_{final} (mm)	-13,64	-13,10	-1,04	-1,11
$\sigma_{\text{bs máx.}}$ (MPa)	-37,78	-39,59	-17,22	-14,55
$\sigma_{\text{bi máx.}}$ (MPa)	51,04	52,19	-8,43	-10,51
Lc máx. (mm)	-	-	0,61	0,65
Lc total (mm)	-	-	3,05	3,15

Quadro IV.25 – Valores numéricos e experimentais para os ensaios 17 e 18

Da análise do Quadro IV.25, conclui-se que o controlo de deformação esperado para o carregamento do tipo B traduz-se numa redução de deformação final de 91,5%. Experimentalmente, determinou-se uma redução de 85,8%.

O aumento de rigidez da estrutura resultante da inclusão dos cabos de pré-esforço, implica uma diminuição de contra-flecha durante o carregamento da consola. Estimou-se numa redução de contra-flecha de 50,2%, determinando-se experimentalmente uma redução de 55,5%.

Para a situação do cimbra sem controlo (OPS), a tensão máxima estimada no banzo condicionante (comprimido) era de 37,78 MPa. Para a estrutura com OPS, o valor estimado para a tensão no mesmo banzo foi de 17,22 MPa. Assim sendo, era prevista uma redução de 54,4%. Dos ensaios experimentais realizados, determinou-se uma redução de 63,2%.

No banzo inferior estimou-se numericamente uma redução na tensão máxima de 116,5% (inversão do sinal das tensões), tendo-se determinado numericamente uma redução de 120,1%.

4.5.2.1.3. Simulação da aplicação de pré-esforço

Atingidas as resistências mínimas do betão do tabuleiro para aplicação de pré-esforço, é efectuado o pós-tensionamento dos cabos. Esta acção provoca um “alívio” da carga suportada pelo CA. O modo automático de descarga (ver 4.3.7.2.2.), foi concebido de forma a garantir que o cimbra se manterá na mesma posição, não acompanhando a “subida” do tabuleiro.

Realizou-se o ensaio 19 para simular o controlo do cimbra durante o pós-tensionamento dos cabos. Optou-se por representar graficamente a evolução de um ciclo de execução de um tramo de tabuleiro, ou seja, período de betonagem, período de evolução das características de resistência do betão, e pós-tensão dos cabos de pré-esforço.

Foi efectuado um carregamento semelhante ao dos ensaios 13 e 14, tendo sido carregadas 6 caixas localizados no $\frac{1}{2}$ vão, durante o qual o sistema de controlo foi activado no *modo de carga automático*. Após estabilização do sistema foi efectuada a descarga simultânea de todas as caixas com o sistema OPS a funcionar em *modo automático de descarga*.

Este ensaio foi realizado após o acidente ocorrido na estrutura. Como já foi referido, os danos que advieram de tal ocorrência modificaram algumas características do modelo experimental, deixando este, de ser comparável com o *modelo numérico corrigido*. Por esta razão, apresenta-se apenas os resultados experimentais da variação da flecha e de tensões na secção de controlo.

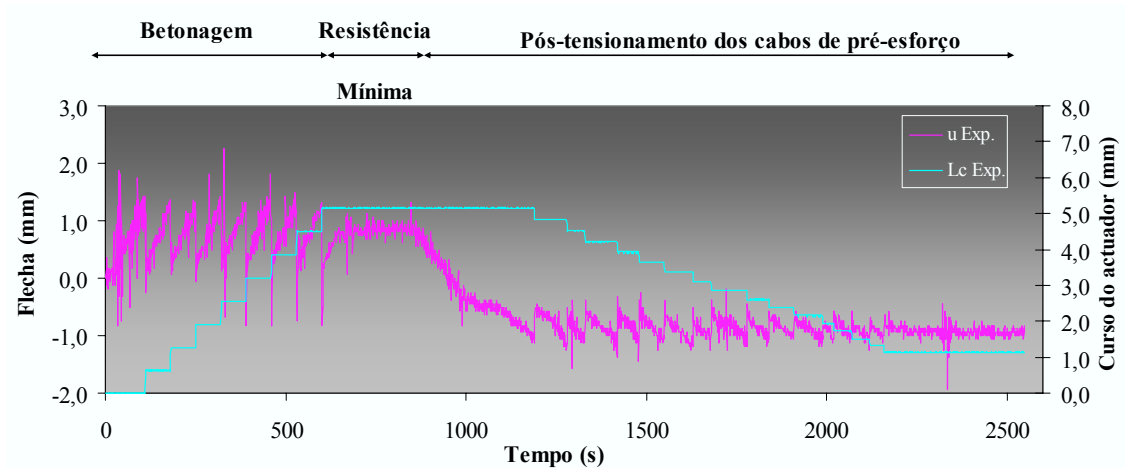


Figura IV.88 – Evolução do deslocamento na secção de controlo para um ciclo de execução de um tramo de tabuleiro. Valores experimentais obtidos para o ensaio 19

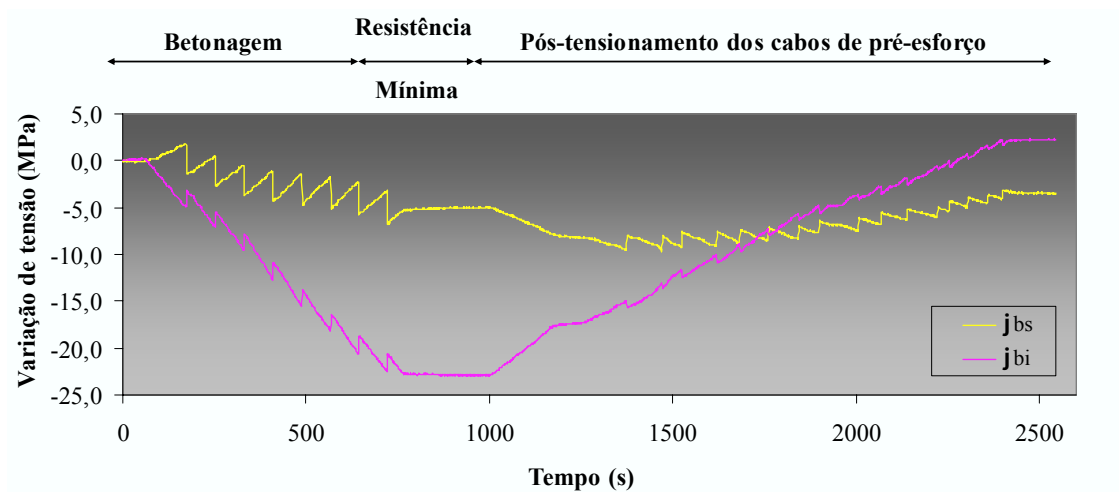


Figura IV.89 – Valores experimentais das tensões na secção de controlo para o banzo superior e inferior obtidos para o ensaio 19

Da análise das Figuras IV.88 e IV.89 conclui-se que a aplicação do OPS permite efectuar o controlo da deformação durante a aplicação de pré-esforço ao tabuleiro, permitindo que os movimentos verticais do cimbra (contra-flecha) estejam limitados por um valor predefinido.

Observou-se ainda, que no final do ensaio ficaram instaladas algumas tensões residuais de 2,3 MPa no banzo superior e de 3,4 MPa no banzo inferior. Confirmou-se através de várias séries de ensaios, que após a reparação efectuada ao cimbra e para o

nível de carga aplicado no ensaio 19, não era ultrapassado o limite elástico da estrutura. Assim sendo, atribui-se este “erro” ao desempenho dos extensómetros.

4.5.2.2. Estudo de Fiabilidade do Sistema de Controlo

O estudo de fiabilidade dum sistema, exige um trabalho profundo de investigação que sustente experimentalmente aplicações futuras à escala real.

No âmbito desta dissertação, realizou-se uma sintética análise a alguns aspectos fundamentais para a fiabilidade do OPS. Realizaram-se ensaios de vibração - ensaios 20 a 23, ensaios de torção - ensaio 24, ensaio de temperatura – ensaio 25, e ensaio ao deslizamento dos cabos nas selas.

4.5.2.2.1. Ensaio de vibrações

Os ensaios de vibrações realizados tiveram como principal objectivo, verificar a sensibilidade do OPS a oscilações provocadas por acções do tipo ambientais (cíclicas e contínuas) ou do tipo accidental (pontuais).

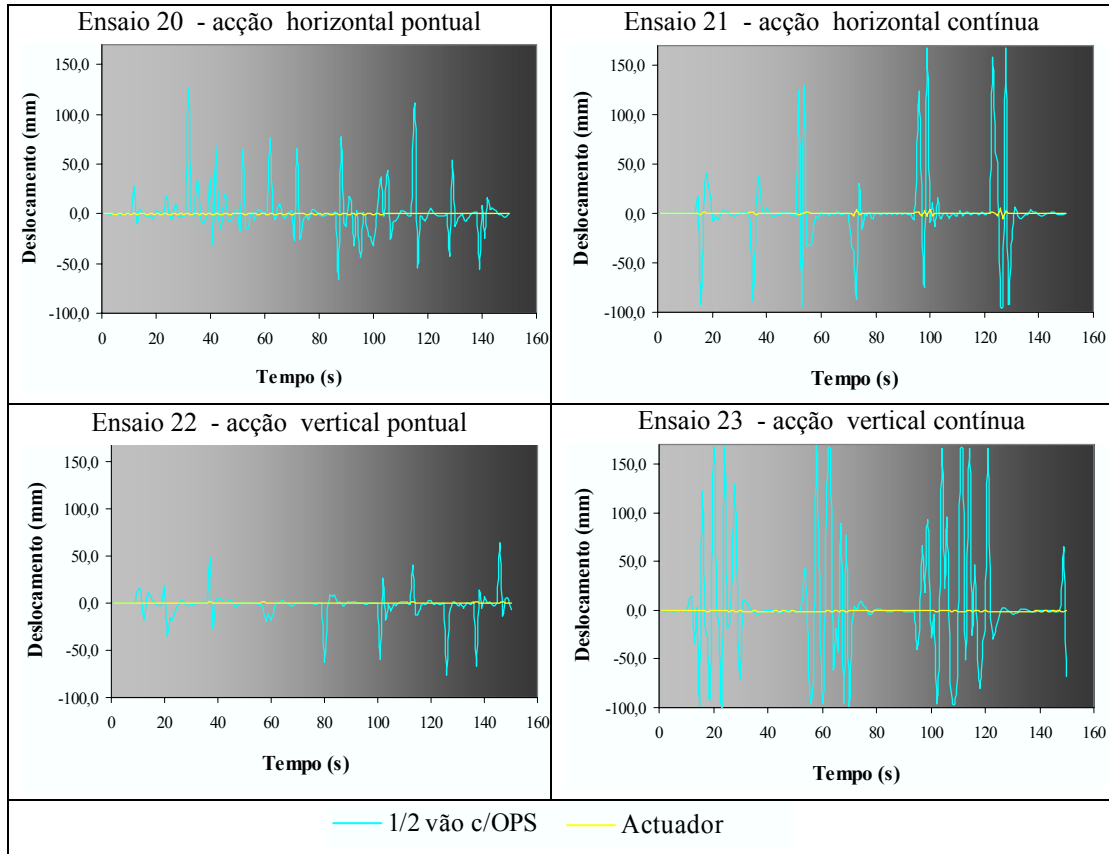


Figura IV.90 – Ensaios de vibração.

As vibrações foram introduzidas no modelo através de acção humana. A vibração pontual foi provocada através de “pancadas” espaçadas de aproximadamente de vinte segundos, e a vibração contínua através de movimentos oscilatórios contínuos em períodos de dez a vinte segundos.

Como se verifica pela análise da Figura IV.90, nenhuma das vibrações provocou a actuação do sistema, justificando assim a estratégia de controlo adoptada.

Também o sistema de *análise de oscilações* foi avaliado, tendo sido o alerta efectuado na torre de luzes no decorrer de todos os ensaios de vibrações.

4.5.2.2.2. Ensaio de torção

Um dos aspectos que se julgou relevante avaliar, foi o esforço de torção introduzido na estrutura devido a cabos com diferentes comprimentos e as consequências no desempenho do OPS.

A colocação dos cabos de pré-esforço no modelo experimental foi da responsabilidade de uma empresa especializada, que garantiu uma diferença de comprimento entre cabos, inferior a ½ milímetro. Assim sendo, foi necessário utilizar cunhas de espessura variável que permitiram ter uma diferença de comprimentos de 9,1 milímetros.

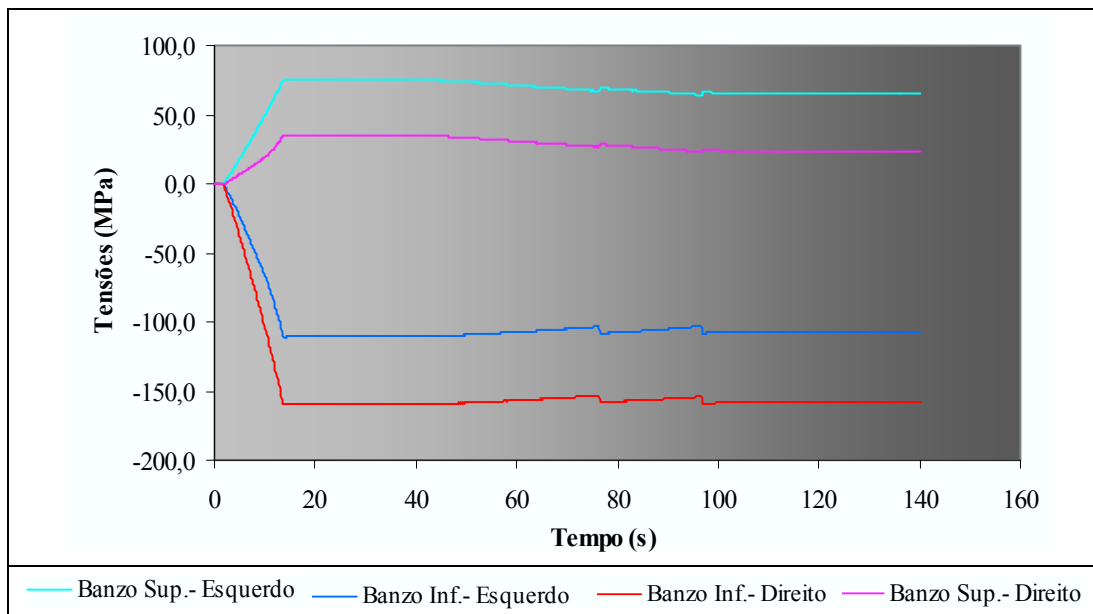


Figura IV.91 – Evolução das tensões nos banzos da secção de controlo - ensaio 24.

O ensaio 24 consistiu em avaliar a evolução das tensões em cada uma das cantoneiras que constituem a secção transversal do modelo. Para tal, foram efectuadas leituras desde o início do *posicionamento* e durante o modo automático de carga.

Da análise da Figura IV.91 conclui-se que uma diferença entre comprimentos dos cabos que representa 0,6‰¹⁹ do comprimento real de cada um, introduz, durante o *posicionamento*, uma diferença de tensões de 48,7 MPa entre elementos do banzo inferior, e de 40,2 MPa entre elementos do banzo superior. Estimou-se ainda, que em cada curso do actuador, o acréscimo de tensão nas fibras inferiores difere em 12,5%, e nas fibras superiores de 10,2%.

4.5.2.2.3. Ensaio de temperatura

A temperatura é uma acção ambiental que deve ser atendida, principalmente em situações ambientais potencialmente desfavoráveis. Como o sensor utilizado para efectuar a medição de controlo – deformação a 1/2 vão – é um transdutor de pressão, realizou-se o ensaio 25 para averiguar o efeito da variação da temperatura na pressão do óleo no interior do sensor. Para tal colocou-se o sistema no modo automático de carga e aproximou-se uma fonte de calor do transdutor de pressão.

Apresenta-se na Figura IV.92 os resultados obtidos na realização do ensaio 25. Verifica-se que o sistema é susceptível de ser actuado apenas pela variação da temperatura.

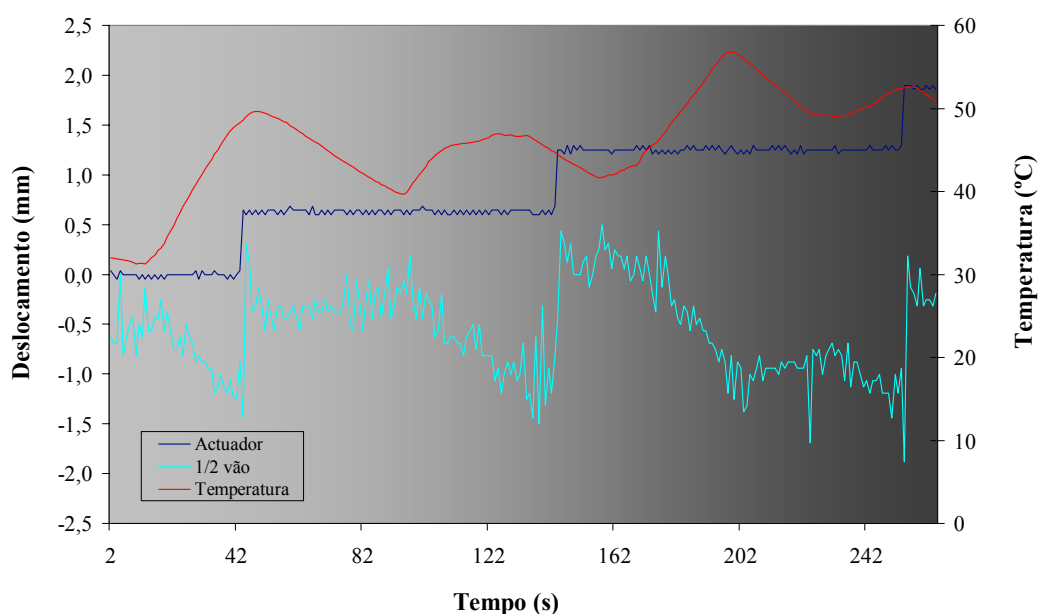


Figura IV.92 – Comportamento do OPS sujeito a variações de temperatura

¹⁹ Num cabo para aplicação corrente de pré-esforço, as empresas especializadas garantem desvios inferiores a 0,2‰ entre comprimentos de cabos com igual traçado.

4.5.2.2.4. Ensaio ao deslizamento das bainhas nas selas de desvio

A rotura por fadiga das bainhas dos cabos de pré-esforço é susceptível de acontecer se o deslizamento previsto a existir entre cabo e bainha, for substituído por um deslizamento entre bainha e sela de desvio. Tal situação, que pode ocorrer no caso da lubrificação do cabo for deficiente, origina um desgaste da bainha provocando a sua rotura a médio prazo, desprotegendo o aço constituinte do cabo.

Para avaliar a existência de deslizamento, realizou-se uma medição do movimento relativo entre o cabo e a sela de desvio em cada actuação do sistema – ensaio 26. Não se dispondo de meios de elevada precisão, efectuou-se uma medição que se considera aproximada. Estimou-se que durante o *posicionamento* existe um movimento relativo de 8 milímetros, e em cada curso, com os meios de medição disponíveis, não se identificou qualquer movimento.

CAPÍTULO V – CONCLUSÃO

ÍNDICE

5.1 – SÍNTESE DAS CONCLUSÕES RELEVANTES.....	1
5.2 – NOTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	3

5.1 – Síntese das Conclusões Relevantes

Neste trabalho desenvolveram-se aspectos fundamentais para a aplicação de pré-esforço orgânico num modelo reduzido de um cimbra autolanzável (CA). Para tal, reuniu-se parte da escassa bibliografia existente sobre CA's, complementada com importantes e imprescindíveis notas fornecidas por empresas e técnicos ligados à indústria da construção de pontes e viadutos. Entende-se por isso, ser a presente dissertação um documento de vasto interesse para os engenheiros em geral, e para os diversos agentes intervenientes nesta área da construção, contribuindo para o estado de conhecimento dos cimbres autolanzáveis.

Efectuou-se uma sintética avaliação do estado-da-arte de sistemas de controlo activo, apresentando algumas das principais aplicações destes sistemas em estruturas de engenharia civil. Neste âmbito, apresentou-se ao leitor o conceito de sistema de controlo activo estático – Pré-esforço Orgânico, estratégias de controlo aplicáveis ao mesmo. Na investigação bibliográfica efectuada não foram encontradas aplicações à escala real deste tipo de sistema de controlo, conhecendo-se apenas uma aplicação experimental.

Os trabalhos experimentais ora desenvolvidos, possibilitam concluir que a avaliação de alguns parâmetros normalmente assumidos com valores catalogados, revelaram-se fundamentais na validação do modelo reduzido. Conclui-se ainda, que a escolha dos sensores, consoante o parâmetro em medição, deve ser implementada atendendo principalmente à sua sensibilidade.

Os resultados experimentais obtidos, permitem retirar inequívocas ilações do desempenho da aplicação do sistema OPS em cimbres auto-lanzáveis:

✕ o sistema OPS assegura um considerável aumento da capacidade de carga dos cimbres;

✕ o sistema OPS assegura uma drástica redução de flechas.

Para além disso, a implementação com sucesso do sistema, permitiu confirmar que o sistema OPS é exequível e fácil de operar.

A colaboração e apoio da indústria da construção neste estudo experimental, resultou numa calendarização rigorosa para cada fase de trabalho, tendo-se verificado, que os prazos combinados foram cumpridos. Tal facto, confirma a exequibilidade técnica do sistema em tempo útil.

O autor acredita que com a realização deste estudo, foi dado um “passo” fulcral para a aplicação do OPS à escala real.

5.2 – Notas para Trabalhos Futuros

Considera-se pertinente o desenvolvimento dos seguintes itens para uma primeira aplicação do OPS num cimbre autolanzável à escala real:

- , Estudo rigoroso dos aspectos cinemáticos dum cimbre reforçado com a tecnologia de pré-esforço orgânico, entre os quais, possíveis incompatibilidades relativas à localização dos actuadores e possíveis conflitos entre selas de desvio e pilares da estrutura;
- , Monitorização de um cimbre autolanzável em funcionamento, que permita avaliar a evolução dos deslocamentos e esforços instalados na secção de controlo durante vários ciclos de execução de tramos;
- , Garantia da estabilidade do sistema, perante consideráveis amplitudes térmicas, através de especificações de isolamentos térmicos;
- , Concepção das selas de desvio adequadas ao raio mínimo de curvatura dos cabos de pré-esforço aplicados de forma a diminuir o atrito e o desgaste das bainhas.

BIBLIOGRAFIA

Abreu A., “Evolução da construção de pontes na JAE, alguns cuidados a ter na sua conservação corrente”, Ministério das Obras Públicas, JAE, 1953

Abcassis T., “Especificação E.04-001 – estruturas metálicas, cimbra móvel para construção do viaduto V2 no sublanço Fafe-Basto”, Engil, 2003

ACI, American Concrete Institute 347-88, “Guide to formwork for concrete”, ACI, USA, 1989

André, A., Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Pré-esforço orgânico – estudo sobre uma aplicação de uma nova tecnologia”, V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2003

Baptista, M. A., “Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolancáveis”- dissertação para obtenção do grau de mestre em Estruturas de engenharia civil, F.E.U.P, Porto, 1995

Baptista, M., Silva, R., “Relatório dos ensaios realizados no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Mecânica para o grupo OPS”, FEUP, Porto, 2003.

Bossens, F., “Amortissement actif des structures câblées: de la théorie à l’implémentation”, ULB, Bruxelles, 2001

Caetano, E. – “Dynamics of cable-stayed bridges: experimental assessment of cable-structure interaction” – tese submetida para obtenção do grau de Doutor de Filosofia em Engenharia Civil, F.E.U.P, Porto, 2000

Eurocódigo 1, ENV 1991 – Parte 3 – “Bases de dimensionamento e acções em estruturas” – Parte 1 –Bases de dimensionamento”, CEN, 1993

Eurocódigo 2, NP ENV 1992-1-1:1991, “Projecto de estruturas de betão; Parte 1: regras gerais e regras para edifícios”, CEN, 2001

Eurocódigo 3, “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.1: General rules, prEN 1993-1-1”, CEN, 1993

Eurocódigo 3, “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints, prEN 1993-1-8: 2002”, Final Draft, CEN, 2002

Farinha, J.B., Reis, A., “Tabelas técnicas”, Lisboa, 1992

Félix, C. M., “Monitorização do comportamento de estruturas de betão” - dissertação apresentada a concurso para professor-coordenador do quadro do Instituto Superior de Engenharia do Instituto Politécnico do Porto, ISEP, 2002

Ferraz, M. Â. C., – “Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas” - dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2001

Fib, Bulletin 9 “ Guidance for good bridge design; Part 2- design and construction aspects, ISBN, 2000, 190 p.

Griñan, J., “Manual prático de cofragens”, Edições Cetop, Sintra, 1991, 172 p.

Helduser, S., Bonefeld, R., “Active damping in civil engineering using hydraulic actuators”, Institute of Fluid Power and Motion Control, Dresden, 2000

Hurd, M. K., “Formwork for concrete”, A.C.I., Farmington Hills, U.S.A., 1995

Jung, H. J., Spencer, B.F., Ni, Y.Q., Lee, I.W., “State-of-the-art of semiactive control system using MR fluid dampers in civil engineering”, 2004

Machado, C. B., “Processos construtivos de pontes de médio vão”, dissertação para obtenção do grau de Mestre em Construção, I.S.T., Lisboa, 1993

Oliveira, T. C. F., “Controlo automático de pré-esforço orgânico em cimbres”, trabalho final da disciplina de Laboratórios de Automação, FEUP, Porto, 2003, 28 p.

Pacheco, P., Quinaz, C., Adão da Fonseca, A., “Aplicação de pré-esforço orgânico em cimbres móveis”, comunicação apresentada no Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, Porto, 1997, p. 331-339

Pacheco, Pedro A. R., “Pré-esforço orgânico – um exemplo de sistema efector”, dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Porto, 1999

Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Organic prestressing”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, p. 400-405

Pacheco, P., Adão da Fonseca, André, A., Guerra, A., Freitas, F., Oliveira, T., Pinto, C., Mendes, J., “Strengthening by organic prestressing of existing launching gantries, in the construction of high speed railway bridge decks”, Workshop Bridges for High-Speed Railways, Porto, 2004, p. 289-299

PERI, “Manual de procedimentos do cimbra aéreo autolancável superior para a construção da ponte sobre a ribeira do Loureiro (A10)”, Abrantina, 2002.

Peurifoy, Robert L., “Formwork for concrete structures”, McGraw-Hill Book Company, 1976, 333 p.

Pfeil, Walter C., - “Cimbramentos”, LTC – Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 1987, 431 p.

Preumont, André, “Vibration control of active structures – an introduction” – Kluwer Academic Publishers, Holland, 1999, 259 p.

Quinaz, Carlos M. S., “Estruturas de aço e mistas pré-esforçadas”, dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1993

Ratay, Robert T., “ Handbook of temporary structures in construction – engineering standards, designs, practices & procedures”, McGraw-Hill Book Company, 1984

R.E.A.E., “Regulamento de estruturas de aço para edifícios”, Imprensa Nacional, Lisboa, 1986

R.E.B.A.P., “Regulamento para estruturas de betão armado e pré-esforçado”, Porto Editora, 1993

R.S.A., “Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes”, Imprensa Nacional, Lisboa, 1983

Rodrigues, M. C. X., “Solicitações transmitidas às cofragens pelo betão armado”, LNEC, Lisboa, 1972.

Sederat, H., Kosut, R., “Active control in structures”, Proceedings of 13th ASCE Engineering Mechanics Division Conference, Baltimore, 1999

Selvarajan, A., Asundi, A., “Photonics, fiber optic sensors and their application in smartb structures”, Hong Kong University, Hong Kong, 2003

Soong, T.T., Spencer, B. Jr., “Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice”, Engineering Structures (24), 2002.

Spencer, B.F.Jr., Dyke, S.J., Sain, M.K. “Experimental verification of acceleration feedback control strategies for seismic protection”, Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers 3rd Colloquium on Vibration Control of Structures, 1995

Spencer, B.F.Jr., Sain, M., “Controlling buildings: a new frontier in feedback”, IEEE, Vol.17, 1997

Spencer, B.F. Jr., Soong, T.T., “New applications and development of Active, Semi-Active and Hybrid Control techniques for seismic and non-seismic vibration in the USA”, Proc. of International Post-SMirRT Conference, Korea, 1999

Strukturas, Consulting Engineers, “Manual de instruções do lançador MSS superior para construção dos viadutos dos Brejões e de Escobeira”, BPC, 2001

Strukturas, Consulting Engineers Web Site, 2003

Takahashi, M., Kobori, T., Nasu, T., Niwa, N., Kurata, N., “Active response control of buildings for large earthquakes – seismic response control system with variable structural characteristics”, Smart Material Structures, UK, 1998

Troyano, L.F., “Bridge engineering: a global perspective”, Thomas Telford ltd., 2003, 775 p.

GLOSSÁRIO

A	—	Área do elemento;
b	-	Altura da cantoneira;
A_c	-	Área de aço da secção transversal ($\frac{1}{2}$ vão) do cimbre (modelo experimental);
$A_{cTeórica}$	-	Área de aço da secção transversal ($\frac{1}{2}$ vão) do cimbre (valores catalogados);
ABS	-	Sistema de controlo activo com elementos de força variável;
AMD	-	Amortecedor de massa activa;
AVS	—	Sistema de controlo activo de rigidez variável;
A_p	—	Área de aço de um cabo de pré-esforço (modelo experimental);
A_p^f	—	Área de aço dos cabos de pré-esforço – dado do fabricante;
ATMD	—	Amortecedor de massa sintonizada;
$\mathbf{c}$	—	Coefficiente de dilatação térmica do aço do cilindro;
$b(t)$	—	Carregamento que simula a evolução da betonagem de um tramo ao longo do tempo;
b	—	Largura da cantoneira;
b_a	—	Largura da secção sobre o apoio;
b_v	—	Largura da secção de $\frac{1}{2}$ vão;
$\langle$	—	Ângulo de desvio entre os pontos de abcissa 0 e x ;
$\bar{d}$	—	Desvios angulares adicionais devidos a defeitos geométricos na colocação das bainhas;
dt	—	Tempo de análise considerado no algoritmo de controlo.
Dt	—	Atraso na resposta do sistema de controlo;
f	—	Deformação medida;
F_{ai}	—	Margem de actividade do sistema orgânico;
F_c	—	Limite predefinido para a deformação a meio-vão;"
F_{ci}	—	Margem de compressão do sistema orgânico;
$F_{\bar{d}}$	—	Variação de deformação;"
FL_{ops}	—	Variação de comprimento da haste do cilindro, equivalente a um curso do OPS;
$FL_p^{s/exp}$	/	Variação de comprimento dos cabos de pré-esforço determinada a partir de valores de experimentais e numéricos;
$FP_a^f(x_i)$	—	A perda por atrito em cada ponto de conexão x_i é dada por:
$\Delta\sigma$	—	Variação de tensão (MPa);
$F(t_i)$	—	é a deformação a meio-vão no instante t_i ;"

FT	—	Variação térmica;
FT_{ops}^f	—	Variação térmica que provoca no elemento barra, um alongamento final, semelhante a um curso do OPS ;
FT_{ops}⁰	—	Variação térmica que provoca no elemento barra, um alongamento teórico, semelhante a um curso do OPS;
FT_{de}	—	Variação térmica que provoca um alongamento equivalente à deformação (encurtamento) elástica do elemento barra;
E	—	Módulo de Elasticidade (GPa);
e	—	Espessura da cantoneira;
E_c	—	Módulo de Elasticidade do aço constituinte do cimbra (modelo experimental);
E_p	—	Módulo de Elasticidade dos cabos de pré-esforço (modelo experimental);
E_p^f	—	Módulo de Elasticidade dos cabos de pré-esforço – dado do fabricante;
φ	—	Ângulo formado por dois troços dum cabo de pré-esforço;
γ	—	Incremento angular que garante a simulação numérica das perdas por atrito pontuais nas selas de desvio;
h_a	—	Altura da secção sobre o apoio;
h_v	—	Altura da secção de ½ vão;
H₀, H₁, ... H_n	—	Variação dos sensores de nível em relação ao nível de referência;
HMD	—	Amortecedor de massa híbrido;
HPDE	—	Polietileno de alta densidade;
HSRB	—	Pontes para comboios de alta velocidade (“ <i>High Speed Railway Bridges</i> ”);
I	—	Inércia segundo o eixo de maior inércia;
I_c	—	Inércia da secção transversal (½ vão) do cimbra (modelo experimental);
I_c^{Teórica}	—	Inércia da secção transversal (½ vão) do cimbra (valores catalogados);
i_{xx}	—	Raio de giração segundo o eixo xx;
i_{yy}	—	Raio de giração segundo o eixo yy;
I_{xx}	—	Inércia dum elemento segundo o eixo xx;
I_{yy}	—	Inércia dum elemento segundo o eixo yy;
l_{xx}	—	Comprimento de encurvadura segundo o eixo xx;
l_{yy}	—	Comprimento de encurvadura do cimbra segundo o eixo yy;
L_{p/ops}^{num} /		Comprimento dos cabos de pré-esforço após a acção equivalente a um curso do OPS; determinado a partir do modelo numéricos;
L_{p/0}^{exp er} /		Comprimento inicial dos cabos de pré-esforço (sem carga e sem aplicação do OPS) e determinado a partir do modelo experimental;

L	—	Vão de um elemento (dimensão livre para deformação);
L_1	—	Comprimento do tramo: apoio - 1ª sela de desvio;
L_2	—	Comprimento do tramo: 1ª sela de desvio – ½ vão;
L_3	—	Comprimento do tramo: ½ vão - 2ª sela de desvio;
L_4	—	Comprimento do tramo: 2ª sela de desvio – 3ª sela de desvio;
L_5	—	Comprimento do tramo: 3ª sela de desvio – extremidade da consola;
L_b	—	Comprimento do elemento barra que simula numericamente o cilindro hidráulico;
$L_{c \text{ exp.}}$	—	Curso do cilindro hidráulico medido experimentalmente;
$L_{c \text{ máx.}}$	—	Curso máximo numa actuação;
$L_{c \text{ num.}}$	—	Curso do cilindro hidráulico determinado numericamente;
$L_{c \text{ total}}$	—	Curso total efectuado no conjunto de todas as actuações do mesmo ensaio;
L_p	—	Comprimento de um cabo de pré-esforço
ζ_{xx}	—	Esbelteza segundo o eixo xx;
ζ_{yy}	—	Esbelteza segundo o eixo yy;
m	—	Massa;
O''	—	Momento flector;
n	—	Número de vãos centrais de uma ponte ou viaduto;
$nc(t_i)$	—	Número de cursos elementares executados até ao instante t_i ;
nc_t	—	Número de contracção activa no instante t ;
nc_{t+Ft}	—	Número de contracção activa no instante $t+\rangle t$;
$nc_i \cdot \sigma_{Sci}^{OPS}$	—	Tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido a acção do sistema OPS no instante t ;
N_p	—	Força instalada nos cabos após a actuação do OPS;
N_p^{num}	—	Força instalada nos cabos após a actuação do OPS, determinada por leitura directa no modelo numérico;
$N_p^{s/exp} /$	—	Força instalada nos cabos após a actuação do OPS; calculada numericamente, a partir de valores numéricos e experimentais
OPS	—	Pré-esforço Orgânico (“ <i>Organic Pre-Stress</i> ”);
P_0^f	—	força de esticamento dos cabos.
$P(1)$	—	Carregamento 1 – carga pontual (kN);
$P(2)$	—	Carregamento 2 – carga uniformemente distribuída (kN/m);
P_l	—	Pressão lateral do betão sobre as cofragens;
PTMD	—	Amortecedor passivo de massa sintonizada;
R	—	Velocidade ascendente do betão numa cofragem;
S	—	Tensão muscular;

S_0	—	Tensão muscular função da massa m ;
S_1	—	Tensão muscular função da massa $m+\Delta m$;
SAD	—	Sistema de Aquisição de Dados;
SAHD	—	Amortecedor hidráulico semi-activo;
SAVS	—	Sistema semi-activo de variação de rigidez;
SCD	—	Sistema controlo dinâmico;
SCE	—	Sistema controlo estático;
S_{MAdm}	—	Tensão de cedência do aço;
j_{bs} máx.	—	Tensão máxima no banzo superior;
j_{bi} máx.	—	Tensão máxima no banzo inferior;
$u_{Sci}(G)$	—	Tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido á carga permanente;
$u_{Sci}^t(Q)$	—	É a tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido á carga variável no instante t ;
σ_{Sci}^{OPS}	—	É o incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo i produzido pelo sistema OPS numa contracção;
μ	—	Coefficiente de atrito entre o aço de pré-esforço e a bainha;
T	—	Período do modelo experimental;
T_a	—	Período de análise num ciclo do sistema OPS;
T_c	—	Período de actuação num ciclo do sistema OPS;
$u_{exp.}$	—	Deslocamento na secção de $1/2$ vão obtido experimentalmente;
$u_{num.}$	—	Deslocamento na secção de $1/2$ vão obtido numericamente;
$u_{máx. posit}$	—	Contra-flecha máxima na secção de $1/2$ vão obtido numericamente;
$u_{máx. negat}$	—	Flecha máxima na secção de $1/2$ vão obtido numericamente;
u_{final}	—	Flecha no término do ensaio na secção de $1/2$ vão obtida numérica e experimentalmente;
VSD	—	Dispositivos de rigidez variável;
W	—	Módulo de flexão elástico;

ANEXOS

ANEXOS

ANEXO A - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

ANEXO B – PEÇAS DESENHADAS DO MODELO REDUZIDO

ANEXO A - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

A.1. Ensaios 1, 2 e 3

Ensaios tracção para determinação do Módulo de Elasticidade do aço, realizados no Laboratório de Ensaios Tecnológicos do Departamento de Eng.^a Mecânica e Gestão Industrial da FEUP, a partir de provetes retirados do mesmo lote do aço constituinte do cimbra. Os ensaios foram realizados segundo a Norma EN-NP 10002-1, e certificados com os n.ºs ETRA03021/3. A norma seguida foi designada como adequada para determinação do módulo de elasticidade (E) pelos responsáveis laboratoriais.

A.2. Ensaio 4

Ensaio de carga através da aplicação de halteres com 80 kg de massa (0,785 kN) a $\frac{1}{2}$ vão do cimbra. Pretendia-se medir a deformação livre do cimbra sem ser reforçado com OPS. Para tal, retiraram-se os cabos de pré-esforço das selas de desvio, e aplicou-se a carga sobre os “nós” da estrutura. A deformação do cimbra foi medida a $\frac{1}{2}$ vão com um comparador mecânico de engrenagem e de leitura analógica.

A.3. Ensaio 5

Ensaio de carga através da aplicação de halteres com 70 kg de massa (0,687 kN) a $\frac{1}{2}$ vão do cimbra sem reforço por aplicação de OPS. Seguiu-se então, a metodologia do ensaio 4.

A.4. Ensaio 6

Ensaio de carga semelhante aos ensaios 4 e 5. Carregamento de 0,392 kN a $\frac{1}{2}$ vão e de 0,196 kN a 0,40 m simetricamente em relação à carga de $\frac{1}{2}$ vão.

A.5. Ensaio 7

Análise do comportamento - linear ou não linear - do conjunto cembre-cabos. Iniciou-se a aplicação faseada de pré-esforço no cembre sem carga exterior, utilizando o *modo manual pulsado*. Realizaram-se leituras dos valores de contra-flecha a meio-vão, medidos com um comparador mecânico, e do movimento correspondente do cilindro, medido através de um potenciômetro ligado ao sistema de aquisição de dados. Com os valores obtidos traçou-se o gráfico *Movimento do cilindro – Contra-flecha a ½ vão* apresentado na Figura IV.60., através do qual se definiram intervalos com diferentes comportamentos.

A.6. Ensaio 8 e 9

Nos ensaios 8 e 9 o parâmetro avaliado foi o factor de rigidez dos cabos de pré-esforço. Para tal, *posicionou-se* o cembre e desligou-se o OPS. Efectuou-se o carregamento a ½ vão do cembre com 0,392 kN (halteres com 40 kg de massa) no ensaio 8, e 0,785 (halteres com 80 kg de massa) no ensaio 9. A medição do deslocamento vertical da secção de ½ vão foi efectuada com o recurso a um comparador mecânico de engrenagem e leitura analógica.

A.7. Ensaio 10

No ensaio 10 avaliaram-se as perdas por atrito pontuais nas selas de desvio. Assim sendo, colocou-se uma célula de carga¹ entre as extrusões dos cabos e as peças de ancoragem. Utilizou-se o *modo manual pulsado* para aplicar forças de pré-esforço constantes ao cembre. A diferença dos valores medidos entre as duas extremidades do mesmo cabo corresponde às perdas por atrito. Avaliaram-se os resultados de três séries de ensaio para cada uma das extremidades. Os valores apresentados, foram estimados a partir das médias de cada série.

¹ Dispôs-se apenas de uma célula de carga. Para cada extremidade realizaram-se três séries de ensaios.

A.8. Ensaio 11

Este ensaio foi realizado com o intuito de caracterizar a actuação do OPS: movimento do êmbolo do cilindro e contra-flecha introduzida a meio-vão em cada curso do OPS.

Colocaram-se dois comparadores mecânicos de engrenagem com precisão 10^{-5} m, um entre o cimbire e a placa de reacção à qual o cilindro “encosta”, e outro a $\frac{1}{2}$ vão. Teve-se em atenção aspectos como a verticalidade do comparador, no caso do meio-vão, e de orientação segundo o eixo do cilindro, no caso do segundo comparador.

Após *posicionado*, o OPS foi colocado no *modo manual pulsado* e efectuaram-se leituras por observação visual simultâneas nos comparadores.

A.9. Ensaio 12

O ensaio 12 foi efectuado para identificar experimentalmente as frequências naturais mais relevantes da estrutura. Para tal, aplicaram-se de forma aleatória, pequenos impulsos ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, tendo-se obtido estimativas espectrais médias da aceleração vertical medida numa extremidade. Esta medição foi efectuada através de um acelerómetro piezoeléctrico de alta sensibilidade, cujo sinal eléctrico, devidamente amplificado, foi adquirido e analisado por um analisador de Fourier.

A.10. Ensaios 13 e 14

Os ensaios de carga 13 e 14 foram efectuados para avaliar o desempenho do sistema perante um carregamento considerável face à resistência da estrutura. Então, carregaram-se as 8 caixas colocadas simetricamente em relação ao $\frac{1}{2}$ vão com 0,35 cm de água para duas situações: o cimbire *posicionado* e com o sistema em *modo de carga automático* – ensaio 13, e o cimbire sem OPS (sem cabos nas selas de desvio) – ensaio 14. O carregamento foi efectuado através da utilização de uma mangueira e iniciado numa das caixas de extremidade em direcção à outra extremidade.

Os deslocamentos foram medidos a $\frac{1}{2}$ vão pelo transdutor de pressão (sensor de controlo) e no actuador por um potenciómetro. As medições foram armazenadas no PLC, onde ambos os sensores se encontram conectados.

As extensões foram medidas na secção de controlo por 8 extensómetros ligados ao SAD, das quais se obtiveram as tensões na mesma secção.

A.11. Ensaios 15 e 16

Os ensaios de carga 15 e 16 foram efectuados para avaliar o desempenho do sistema perante um carregamento semelhante a uma das formas de betonar um tramo de tabuleiro – tipo A. Foram então, carregadas todas as caixas com 0,15 m de água, tendo-se iniciado o carregamento sobre o apoio e simetricamente em relação a este. Tal como nos ensaios apresentados em A.10., avaliaram-se as duas situações: cimbra com OPS - ensaio 15, e cimbra sem OPS - ensaio 16. O carregamento foi efectuado através da utilização de uma única mangueira e alternadamente em cada um dos vãos em relação ao apoio. Este aspecto origina algumas oscilações na secção de controlo (em relação ao obtido numericamente). Após o carregamento simétrico em relação ao apoio de continuidade, são preenchidas as restantes caixas no sentido do outro apoio.

Os deslocamentos e as extensões foram medidos utilizando os meios apresentados em A.10. .

A.12. Ensaios 17 e 18

Os ensaios de carga 17 e 18, tal como os ensaios apresentados em A.11., foram efectuados para avaliar o desempenho do sistema perante um carregamento semelhante a uma das formas de betonar um tramo de tabuleiro – tipo B. Este processo de betonagem consiste em betonar o tramo do tabuleiro desde a extremidade da consola em direcção ao apoio da outra extremidade do cimbra. Efectuou-se o carregamento das caixas com 0,15 m de altura de água do simulador. Avaliaram-se as duas situações: cimbra com OPS - ensaio 17, e cimbra sem OPS - ensaio 18.

Os deslocamentos foram medidos a $\frac{1}{2}$ vão pelo transdutor de pressão (sensor de controlo) e no actuador por um potenciómetro. As medições foram armazenadas no PLC, onde ambos os sensores se encontram conectados.

As extensões foram medidas na secção de controlo por 8 extensómetros ligados ao SAD, das quais se obtiveram as tensões na mesma secção.

A.13. Ensaio 19

Realizou-se o ensaio 19 para comprovar a capacidade do sistema em compensar as contra-flechas introduzidas no cimbriamento aquando da aplicação de pré-esforço convencional ao tabuleiro. Para tal simulou-se um ciclo completo de betonagem de um tramo: betonagem, período necessário para obtenção de resistências mínimas no betão, e aplicação de pré-esforço.

Após o *posicionamento* do cimbriamento, colocou-se o sistema em *modo automático de carga* e carregaram-se as seis caixas localizadas simetricamente em relação ao apoio com 0,35 m de altura de água com o sistema. Terminado o carregamento, fez-se uma pausa para estabilização total do modelo, e iniciou-se a descarga. Esta é efectuada da mesma forma como se processa a aplicação de pré-esforço, i.e., em todo o tramo em simultâneo. Assim sendo, com o sistema em *modo automático de descarga*, iniciou-se a descarga das seis caixas em simultâneo.

Os deslocamentos e as extensões foram obtidos utilizando os mesmos elementos de monitorização já referidos nos pontos anteriores.

A.14. Ensaios 20 a 23

Os ensaios 20 a 23 foram realizados para avaliar, sintética e simplificada, a fiabilidade do sistema de controlo sob o efeito de vibrações. Para tal, através da acção humana, introduziram-se dois tipos de solicitações a $\frac{1}{2}$ vão: acção cíclica (acção do tipo ambiental) e, acção pontual (tipo accidental).

A acção cíclica foi aplicada através de movimentos oscilatórios contínuos com uma frequência semelhante à frequência do 1º modo global da estrutura, conseguindo-se assim, grande amplitude de oscilação. Cada ciclo de excitação teve uma duração com períodos de dez a vinte segundos.

A acção do tipo accidental, foi provocada por movimentos unitários espaçados espaçadas de aproximadamente de vinte segundos, e correspondeu à carga/descarga de um individuo com 75 kg de massa (0,738 kN).

Os deslocamentos foram medidos a $\frac{1}{2}$ vão pelo transdutor de pressão (sensor de controlo) e no actuador por um potenciómetro. As medições foram armazenadas no PLC, e posteriormente analisadas num PC.

A.15. Ensaio 24

Avaliou-se a sensibilidade do modelo experimental à actuação do OPS para a situação em que os cabos têm comprimentos diferentes. Para tal, alteraram-se o número de chapas de acerto² colocadas em cada uma das ancoragens passivas, de forma a obter um desfaseamento de 9,1 mm entre comprimentos dos cabos.

Mediram-se as extensões em cada uma das cantoneiras dos banzos da secção de controlo, recorrendo aos extensómetros instalados na mesma secção.

A.16. Ensaio 25

O ensaio 25 foi efectuado com o objectivo de avaliar a sensibilidade do OPS a variações (consideráveis) de temperatura. Para esse efeito, colocou-se um sensor de temperatura na caixa localizada a $\frac{1}{2}$ vão onde se encontra o transdutor de pressão. Recorrendo a um normal secador de cabelo incidiu-se calor sobre a caixa, em períodos de tempo de 20 a 30 segundos, durante aproximadamente 5 minutos.

As leituras do sensor de temperatura, transdutor de pressão, e potenciómetro do actuador, foram “armazenadas” pelo PLC.

NOTA: Os ensaios de carga foram realizados recorrendo a halteres com peso calibrado. Nos casos em que foi necessário utilizar água como elemento de carga, utilizou-se um garrafão como medida, previamente calibrado para $9,81 \times 5 \times 10^{-3}$ N.

² As chapas de acerto foram colocadas pela empresa fornecedora dos cabos de pré-esforço, de forma a garantir, com uma precisão de 0,5 mm, o mesmo comprimento de ambos os cabos.

ANEXO B – PEÇAS DESENHADAS DO MODELO REDUZIDO