U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE UMA PONTE EM ARCO SOBRE O RIO CORGO EM VILA REAL

JOÃO VITOR MONTEIRO DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

JUNHO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022*.

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

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

À minha família

“A prática faz o mestre”

Provérbio popular

AGRADECIMENTOS

Foram muitas as pessoas que me estiveram presentes na minha vida de uma forma positiva ao longo destes cinco últimos anos. Apresento uma extensa lista de algumas das pessoas a quem devo fazer um agradecimento especial. Em primeiro lugar, agradeço as pessoas que me ajudaram diretamente no trabalho aqui realizado e depois as que estiveram comigo durante este tempo.

Ao meu orientador, Professor Doutor Miguel Ferraz, por toda a ajuda, incentivo, conversas e disponibilidade, não só neste semestre, mas durante todo este ano letivo.

Ao Eng. Renato Bastos, por todo o apoio, disponibilidade e conhecimentos transmitidos para mim desde o primeiro dia e durante toda a realização do trabalho. Sem dúvidas aprendi muito consigo durante estes meses e sei que ainda tenho muito para aprender.

À minha mãe, Ouzana Silva, por todo o amor, zelo, preocupação e por todos os momentos em que me deu conforto.

Ao meu irmão, Josias Monteiro, por toda a proteção e cuidado comigo, desde criança. Por me dar força, ânimo e por me incentivar a lutar pelos meus sonhos.

Ao meu pai, Espedito Monteiro, por todo o apoio e incentivo diários, orações e cuidado comigo, mesmo do outro lado do oceano.

Ao meu padrasto, João Lima, pelos ensinamentos que me deu desde a minha adolescência e também pelo seu cuidado e amor.

À minha noiva e melhor amiga, Bruna Lopes, a quem amo, por ser a pessoa que mais me serviu de motivação para concluir a faculdade, por todo o carinho, cuidado e amor que tem comigo. Mesmo à distância, sinto a sua presença e amor todos os dias.

Aos meus avós, a quem amo com todo o coração.

Ao meu tio, Ozenaldo Evangelista, por ser minha referência, desde pequeno, de engenheiro civil.

À minha prima de coração, Conceição Veloso, por todo o carinho comigo.

Aos meus amigos portugueses que se tornaram parte da família, Bruno, Lurdes, Inês e Leonor.

Aos meus colegas que fiz durante a minha jornada académica, que se tornaram meus grandes amigos, presentes desde os primeiros dias de aula até hoje, Bruno Santos e João Pereira. Obrigado por todos os momentos passados juntos, pelas conversas, confiança e pelo suporte que me deram.

À minha colega e também amiga Nilza Machango, por ser alguém que sempre se mostrou disponível para mim e que pude contar para o que precisasse.

Ao meu amigo Ivan Reuniutsau, pela amizade, incentivo e cuidado, desde o meu início em Portugal.

Ao Denis Ribic, pela amizade, conselhos e disponibilidade.

À Igreja Evangélica Baptista de Cedofeita e por cada um dos amigos que lá tenho, que estiveram comigo em oração nos momentos em que precisei e por todo o cuidado que têm comigo.

Por último, mas mais importante do que tudo, agradeço muito a Deus por me fortalecer em todos os momentos, por me dar força em momentos de fraqueza e por colocar todas as pessoas que citei nos momentos certos. Sem dúvida, vocês todos têm sido bênçãos na minha vida. Muito obrigado.

A todos os que aqui não citei, mas que se fizeram presentes na minha vida, muitíssimo obrigado.

RESUMO

A construção de estruturas em arco colocou sempre grandes desafios àqueles que optaram por esta tipologia para materializar atravessamentos de vales ou linhas de água.

A nova Travessia Pedonal e Ciclável de ligação da Vila Velha à Meia Laranja, sobre o Rio Corgo em Vila Real, que neste momento se encontra em fase de projeto, consiste numa ponte em arco em betão armado de grande vão cujo processo construtivo será escolhido em função de múltiplas variáveis de índole técnico-económica.

Na presente dissertação apresenta-se um estudo preliminar do comportamento estrutural da ponte ao longo da sua construção, tendo sido consideradas duas opções clássicas para o faseamento construtivo a adotar: "triangulação provisória entre arco e tabuleiro" e "atirantamento com torre provisória".

Nos capítulos prévios aos objetos de estudo, é apresentado um breve contexto histórico referente às pontes em arco e aos métodos construtivos mais usuais, bem como uma introdução de conceitos fundamentais para a compreensão do funcionamento de estruturas em arco.

Nas análises efetuadas estuda-se a evolução dos esforços (momento fletor e esforço axial) verificados no arco durante a execução da obra, para os dois métodos construtivos atrás referidos. Em cada fase, as forças a instalar nos cabos provisórios utilizados em cada um dos processos considerados são determinadas recorrendo ao conceito de matriz de influência das barras ativas (cabos).

No presente estudo não se pretende realizar o dimensionamento final da estrutura, nem efetuar as verificações de segurança regulamentarmente exigidas, mas antes uma análise sequencial do faseamento construtivo, com o intuito de obter as envolventes de tensões instaladas no arco durante a execução da obra. Estas envolventes servem de base à avaliação da adequabilidade dos dois processos construtivos considerados.

PALAVRAS-CHAVE: pontes em arco, análise estrutural, faseamento construtivo, ajuste de tirantes, matriz-de influência.

ABSTRACT

The construction of arch structures has always put challenges for those who chose this tipology to materialize crossing valleys or water lines.

The new Pedestrian and Cyclable Crossing connecting Vila Velha to Meia Laranja, over the Corgo River in Vila Real, which is currently in the design phase, consists of a large span reinforced concrete arch bridge whose construction method will be chosen in function of multiple variables of technical-economic nature.

This dissertation presents a preliminary study of the structural behaviour of the bridge during its construction, considering two classic options for the construction phasing to be adopted: "arch-deck triangulation with provisional elements" and "tower cable-stayed cantilever method".

In the chapters prior to the objects of study, a brief historical context regarding arch bridges and the most common construction methods is presented, as well as an introduction of fundamental concepts for understanding the functioning of arch structures.

During the analysis, the evolution of the internal forces (bending moment and axial force) verified in the arch during the execution of the work is studied, for both construction methods mentioned above. In each phase, the forces to be installed on the temporary cables used in each of the processes considered are determined using the concept of the influence matrix of active bars (cables).

In the present study it is not intended to carry out the final design of the structure or the safety verification required by the regulations, but rather a sequential analysis of the construction phasing, in order to obtain the stresses envelopes installed in the arch during the execution of the work. These envelopes serve as a basis for assessing the suitability of the two construction methods considered.

KEYWORDS: arch bridges, structural analysis, construction phasing, cables adjustments, influence matrix.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS 1

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 1

2 BREVE HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO 3

3 CONCEÇÃO DE UM ARCO 7

4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES EM ARCO 11

5 CASO DE ESTUDO 19

5.1. DESCRIÇÃO GERAL 19

5.2. ARCO 21

6 ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO 23

6.1. ASPETOS PARTICULARES DA MODELAÇÃO 23

6.2. APERFEIÇOAMENTO DA FORMA DO ARCO ENTRE MONTANTES 26

6.3. ESTUDO DE MÉTODOS CONSTRUTIVOS 30

6.3.1. DESCRIÇÃO GERAL 30

6.3.2. TRIANGULAÇÃO PROVISÓRIA ENTRE ARCO E TABULEIRO 31

6.3.3. ATIRANTAMENTO COM TORRE PROVISÓRIA 43

6.3.3.1. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE AJUSTE DAS BARRAS ATIVAS PELO MÉTODO DA DESMONTAGEM 43

6.3.3.2. ANÁLISE DO PROCESSO DE MONTAGEM DA ESTRUTURA 45

6.3.3.3. ENVOLVENTES DE ESFORÇOS E TENSÕES DURANTE O FASEAMENTO CONSTRUTIVO 62

6.3.3.4. APLICAÇÃO DAS RESTANTES CARGAS PERMANENTES DO TABULEIRO 65

6.3.3.5. ESTIMATIVA DAS REDISTRIBUIÇÕES POR FLUÊNCIA 67

6.3.3.6. ANÁLISE SIMPLIFICADA DA RESPOSTA DA ESTRUTURA PERANTE A ATUAÇÃO DE CARGAS VARIÁVEIS 68

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 73

ANEXOS 77

ANEXO A1 – APERFEIÇOAMENTO DA FORMA DO ARCO 78

ANEXO A2.1 – ESFORÇOS AXIAIS NO ARCO 80

ANEXO A2.2 – MOMENTOS FLETORES NO ARCO 83

ANEXO A2.3 – TENSÕES NAS FIBRAS SUPERIORES NO ARCO 86

ANEXO A2.4 – TENSÕES NAS FIBRAS INFERIORES NO ARCO 89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Golden Gate Bridge, EUA [4] 3
Figura 2.2 – Ponte romana de Trajano em Chaves, Portugal [7] 4
Figura 2.3 – Ponte Salginatobel, Suíça [12] 6

Figura 3.1 – Funicular de La Sagrada Familia, por Gaudí [14] 7
Figura 3.2 – Antifunicular de um arco em comparação com uma viga simplesmente apoiada [6] 8
Figura 3.3 – Arco hiperestático sujeito a uma carga uniformemente distribuída [15] 8

Figura 4.1 – Métodos construtivos e gama de vãos aplicáveis [16] 12
Figura 4.2 – Tesouro de Atreu, Grécia [17] 12
Figura 4.3 – Arco nas ruínas Maias em Coba, México [18] 13
Figura 4.4 – Ponte-aqueduto romana, Pont du Gard, França [19] 13
Figura 4.5 – Construção da ponte Salginatobel, Suíça [20] 14
Figura 4.6 – Ponte metálica D. Luís I, Portugal [22] 14
Figura 4.7 – Ponte Boutiron sobre o Rio Allier, França [24] 15
Figura 4.8 – Ponte Sanan Yongjiang (construída com CFST) [26] 16
Figura 4.9 – Ponte Paul Sauer, África do Sul [27] [28] 16
Figura 4.10 – Construção da Ponte Krk, na Croácia, por atirantamento com torre provisória [29] 17
Figura 4.11 – Construção da Ponte Infante D. Henrique [15] 17

Figura 5.1.1 – Fotomontagem da ponte em estudo [1] 19
Figura 5.1.2 – Secção transversal do tabuleiro da ponte 20
Figura 5.1.3 – Esforços axiais no tabuleiro e montantes devido ao peso próprio total na estrutura cimbrada ideal 20
Figura 5.1.4 – Esforços axiais no arco devido ao peso próprio total na estrutura cimbrada ideal 21

Figura 5.2.1 – Secção transversal do arco 21

Figura 6.1.1 – Ligação rotulada nos apoios dos montantes mais baixos 24
Figura 6.1.2 – Representação da ligação entre o tabuleiro e os pilares de uma ponte [30] 24
Figura 6.1.3 – Secção transversal a meio-vão 25
Figura 6.1.4 – Ligação rígida na zona central entre o arco e o tabuleiro 25

Figura 6.1.5 – Apoios utilizados no faseamento construtivo 26

Figura 6.2.1 – Modelo com arco poligonal entre montantes 26

Figura 6.2.2 – "Arco curvo" entre montantes: efeito da excentricidade do esforço axial no momento fletor instalado 27

Figura 6.2.3 – Variação da flecha com os vãos entre montantes 28

Figura 6.2.4 – Comparação entre as três formas do arco 29

Figura 6.2.5 – Comparação entre as três formas do arco num trecho 29

Figura 6.2.6 – Diagrama de momentos fletores para o arco curvo inicial 30

Figura 6.2.7 – Diagrama de momentos fletores para o arco final 30

Figura 6.2.8 – Diagrama de momentos fletores de um arco hiperestático [6] 30

Figura 6.3.3.1.1 – Ilustração do processo de construção e da análise por desmontagem [35] 44

Figura 6.3.3.2.1 – Execução da fase 10 do atirantamento com torre provisória 45

Figura 6.3.3.2.2 – Execução da parte metálica da torre provisória 46

Figura 6.3.3.2.3 – Execução da fase 14 do atirantamento com torre provisória 46

Figura 6.3.3.2.4 – Forças equivalentes aos tirantes [36] 47

Figura 6.3.3.2.5 – Configuração da ponte após a colocação de todos os cabos provisórios 47

Figura 6.3.3.2.6 – Caso de carga relativo ao peso próprio dos elementos colocados na fase 15 48

Figura 6.3.3.2.7– Peso próprio da fase 8 no meio-arco esquerdo 50

Figura 6.3.3.2.8 – Esforços axiais acumulados no arco até a fase 8 50

Figura 6.3.3.2.9 – Momentos fletores acumulados no arco até a fase 8 51

Figura 6.3.3.2.10 – Tensões acumuladas no arco até a fase 8 51

Figura 6.3.3.2.11 – Caso de carga referente ao peso próprio construtivo da fase 16 52

Figura 6.3.3.2.12 – Esforços axiais acumulados no arco até a fase 16 52

Figura 6.3.3.2.13 – Momentos fletores acumulados no arco até a fase 16 53

Figura 6.3.3.2.14 – Tensões acumuladas no arco até a fase 16 53

Figura 6.3.3.2.15 – Caso de carga referente ao peso próprio construtivo da fase 24 54

Figura 6.3.3.2.16 – Esforços axiais acumulados no arco até a última fase 54

Figura 6.3.3.2.17 – Momentos fletores acumulados no arco até a última fase 55

Figura 6.3.3.2.18 – Tensões acumuladas no arco até a última fase 55

Figura 6.3.3.2.19 – Configuração da ponte após a remoção dos elementos provisórios 56

Figura 6.3.3.2.20 – Forças finais instaladas nos tirantes 56

Figura 6.3.3.2.21 – Forças finais instaladas nos cabos de retenção 57

Figura 6.3.3.2.22 – Decomposição de forças em aduelas do arco 57

Figura 6.3.3.2.23 – Desmontagem dos elementos provisórios 58

Figura 6.3.3.2.24 – Esforços axiais no arco para a situação de desmontagem 58

Figura 6.3.3.2.25 – Momentos fletores no arco para a situação de desmontagem 59

Figura 6.3.3.2.26 – Tensões no arco para a situação de desmontagem 59

Figura 6.3.3.2.27 – Esforços axiais na situação final do faseamento construtivo e do arco cimbrado ideal 59

Figura 6.3.3.2.28 – Momentos fletores na situação final do faseamento construtivo e do arco cimbrado ideal 60

Figura 6.3.3.2.29 – Tensões no arco no final do faseamento construtivo e no arco cimbrado ideal ... 60

Figura 6.3.3.2.30 – Fase correspondente a betonagem do tabuleiro e dos montantes 61

Figura 6.3.3.2.31 – Esforços axiais acumulados no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes 61

Figura 6.3.3.2.32 – Momentos fletores acumulados no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes 62

Figura 6.3.3.2.33 – Tensões acumuladas nas fibras superiores no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes 62

Figura 6.3.3.3.1 – Envolventes de esforços axiais acumulados ao longo do processo construtivo 63

Figura 6.3.3.3.2 – Envolventes de momentos fletores acumulados ao longo do processo construtivo 63

Figura 6.3.3.3.3 – Envolventes de tensões acumuladas nas fibras superiores do arco ao longo do processo construtivo 64

Figura 6.3.3.3.4 – Envolventes de tensões acumuladas nas fibras inferiores do arco ao longo do processo construtivo 65

Figura 6.3.3.4.1 – Atuação das restantes cargas permanentes no tabuleiro 65

Figura 6.3.3.4.2 – Esforços axiais acumulados após a colocação das rcp 66

Figura 6.3.3.4.3 – Momentos fletores acumulados após a colocação das rcp 66

Figura 6.3.3.4.4 – Tensões acumuladas no arco após a colocação das rcp 67

Figura 6.3.3.5.1 – Tensões estimadas a tempo infinito 68

Figura 6.3.3.6.1 – Envolventes de momentos fletores devido às sobrecargas 69

Figura 6.3.3.6.2 – Envolvente de esforços axiais devido às sobrecargas 69

Figura 6.3.3.6.3 – Envolventes de tensões nas fibras superiores do arco devido às sobrecargas 69

Figura 6.3.3.6.4 – Envolventes de tensões nas fibras inferiores do arco devido às sobrecargas 70

Figura 6.3.3.6.5 – Esforços axiais devido a uma diminuição de temperatura..... 70
Figura 6.3.3.6.6 – Momentos fletores devido a uma diminuição de temperatura 71
Figura 6.3.3.6.7 – Tensões no arco devido a uma diminuição de temperatura 71

Figura 7.1 – Tensões acumuladas mais condicionantes em duas fases dos métodos construtivos 73

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Dados utilizados para o cálculo da matriz de influência de uma fase 39
Tabela 2 – Determinação dos coeficientes de combinação 39
Tabela 3 – Deslocamentos utilizados para o cálculo da matriz influência da fase 16 49
Tabela 4 – Determinação dos coeficientes de combinação referentes a fase 16 49

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

pp – peso próprio [kN/m]
pp_{constr} – peso próprio dos elementos betonados em cada fase [kN/m]
rcp – restantes cargas permanentes [kN/m]

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão na idade do carregamento [MPa]
f_{ctm} – valor da tensão média de rotura do betão à tração simples [MPa]

σ_{sup} – tensão nas fibras superiores da secção em betão [kPa]
σ_{inf} – tensão nas fibras inferiores da secção em betão [kPa]
$\varphi(\infty, t_0)$ – coeficiente de fluência a tempo infinito em relação ao final do faseamento construtivo
$\varphi(t_1, t_0)$ – coeficiente de fluência à data de alteração das condições de constrangimento em relação ao final do faseamento construtivo
$\varphi(\infty, t_1)$ – coeficiente de fluência a tempo infinito em relação ao final do faseamento construtivo
χ – fator de envelhecimento

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS

As pontes são estruturas usualmente construídas de forma faseada, devido à grandeza de suas dimensões, e, por este motivo, apresentam comportamentos estruturais que podem diferir ao longo do processo de construção. Um dos fatores relevantes na eleição do método construtivo a adotar em cada caso particular é a minimização das diferenças entre a resposta estrutural durante a construção e em fase definitiva.

Está atualmente a ser projetada uma ponte em arco de grande vão sobre o vale do Rio Corgo, em Vila Real, pela empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda (AdF). O Estudo Prévio [1] desta obra está finalizado e entregue à Câmara Municipal de Vila Real.

O presente estudo pretende avaliar dois métodos construtivos distintos para a execução da referida ponte: "triangulação provisória entre arco e tabuleiro" e "atirantamento com torre provisória". Através da análise das distribuições das tensões normais devidas aos esforços axiais e momentos fletores será possível escolher o processo de construção mais adequado do ponto de vista do comportamento estrutural, ou seja, aquele que minimiza as flexões no arco, minimizando também as tensões de tração instaladas neste elemento fortemente orientado para um "funcionamento essencialmente à compressão".

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este documento encontra-se dividido em 7 capítulos, incluindo este, onde é exposta uma descrição concisa do enquadramento do tema aqui estudado e da disposição dos diferentes capítulos.

O segundo capítulo conta com uma breve apresentação do ponto de vista histórico da construção de pontes em arco, desde a utilização do arco pelos Sumérios, passando pela era romana, até chegar nos arcos em betão construídos nos dias de hoje.

No terceiro capítulo é explicado o funcionamento de estruturas em arco e aspetos que devem ser tidos em conta durante a conceção das mesmas. É introduzido o conceito de "antifunicular" e como este pode ser aplicado de forma a se obter a forma ideal de um arco considerando a totalidade das cargas permanentes.

Tal como o segundo capítulo, o quarto apresenta uma evolução histórica, mas relativa aos métodos construtivos associados às pontes em arco, que começaram por ser construídas por junções de blocos de pedra e que hoje podem ser realizadas com recurso a cabos provisórios que sustentam as aduelas do arco.

O capítulo seguinte apresenta uma descrição da ponte em estudo, tendo por base o Estudo Prévio e apresentando características como o vão, secções transversais e materiais utilizados, com ênfase no arco.

O capítulo 6 é o mais extenso e descritivo, exibindo os aspetos específicos da modelação da ponte no programa de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis Professional [2]. Contém também um subcapítulo onde a forma do arco foi redefinida, procurando minimizar, tanto quanto possível, os seus esforços de flexão. Posteriormente, são descritos os dois processos construtivos estudados (triangulação provisória entre arco e tabuleiro e atirantamento com torre provisória), sendo apresentadas as análises faseadas dos esforços axiais, momentos fletores e tensões instaladas durante a execução da ponte. Contabilizam-se ainda nestas análises os efeitos das restantes cargas permanentes, das envolventes de sobrecargas e das variações uniformes de temperatura. As redistribuições de esforços e tensões a tempo infinito são simplificadamente estimadas com recurso às formulações simplificadas apresentadas no Eurocódigo 2 – Parte 2 [3].

No sétimo e último capítulo são apresentados, de forma sucinta, os aspetos mais relevantes do estudo realizado, expondo a solução construtiva escolhida. São também enumeradas algumas sugestões para, no futuro, completar e aprofundar os estudos efetuados de forma a permitir efetuar as verificações de segurança "fase a fase" dos elementos estruturais da ponte e estabelecer as contraflechas de construção considerando convenientemente os efeitos diferidos do betão.

As páginas finais do documento apresentam anexos referentes à uma das folhas de cálculo utilizadas para obtenção dos resultados e aos gráficos de esforços axiais, momentos fletores e tensões provenientes do faseamento construtivo.

2
BREVE HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO

Desde sempre as pontes são elementos fundamentais para as sociedades e constituem um elemento importante das cidades e vias de comunicação, estabelecendo ligações onde por terra não seria possível, e permitindo o atravessamento de obstáculos. Estas grandes estruturas permitem diminuir a distância de trajeto entre dois diferentes locais, encurtando o tempo gasto no percurso, e conectando até mesmo culturas e países diferentes, como é o caso da ponte atirantada de Øresund, no Norte da Europa, que faz a ligação entre a Suécia à Dinamarca, sendo ao longo do caminho articulada com um túnel submerso. Além disso, tornam-se muitas vezes referências das próprias cidades onde estão inseridas, como a Golden Gate Bridge (Figura 2.1), em São Francisco, EUA, muitíssimo conhecida a nível mundial, constituindo um grande marco para a cidade e atraindo um grande volume de turistas todos os anos.



Figura 2.1 – Golden Gate Bridge, EUA [4]

As pontes em arco são obras de arte notáveis, que se destacam pela sua forma nos locais onde estão inseridas e apresentam particularidades no seu comportamento estrutural que requerem especial atenção. De forma a compreender o funcionamento das estruturas em arco nos dias de hoje, deve-se também analisar, ao longo da história, a sua evolução, desde os primeiros povos que utilizaram esse tipo de estrutura até os grandes e esbeltos arcos de betão, que serão analisados mais profundamente adiante.

Antes de mais, o arco trata-se de uma estrutura concebida para funcionar à compressão. De acordo com Leonardo Fernández Troyano [5], este tipo de estrutura é considerado, por muitos, como a primeira forma estrutural resistente idealizada pelo Homem para este efeito. O arco por si só não existe na natureza de uma forma pura, como troncos de madeira que podem ser assemelhados a vigas ou como as grandes pedras que compõem os monumentos megalíticos. A sua forma destaca-se perante outras,

conferindo ao lugar onde está inserido um grande valor estético, que favorece a paisagem e dá harmonia ao local, sem prejudicar a envolvente. Também proporciona um valor histórico e científico, numa perspetiva da Engenharia Civil, no caso de pontes em arco que muitas vezes apresentam grandes condicionantes do ponto de vista construtivo, como, por exemplo, estarem inseridas em zonas de complexa geologia.

Ao longo da história, já por volta de 3500 a.C., é possível observar a utilização da forma em arco pelos sumérios, habitantes da zona do vale dos Rios Tigre e Eufrates, por volta do mesmo período em que surgiu a roda. Centenas de anos mais tarde, por volta de 800 a.C., na Europa, os etruscos foram os primeiros povos a utilizar construções em abóbada, estruturas com origem no arco. Tal conhecimento foi posteriormente transmitido aos romanos, responsáveis pela utilização desse tipo de estrutura em templos, pontes, aquedutos, entre outros, e por difundi-lo para o resto da Europa, com a expansão do seu império [6]. Esta expansão claramente chegou a Portugal, trazendo consigo vários contributos para o desenvolvimento das cidades, entre os quais se destacam as estradas e pontes, que durante muitos séculos serviram como principais rotas de transporte entre cidades de grande importância para o Império Romano. Um vestígio desta civilização, ainda em funcionamento atualmente, pode ser observado na Ponte de Trajano, composta por 12 arcos, localizada na cidade de Chaves, Portugal (Figura 2.2). É de referir que o povo grego, apesar de não recorrer fortemente a este tipo de estrutura, também tinha conhecimento da mesma, que pode ser contemplado na ponte micênica de Arkadiko, que até hoje ainda pode ser utilizada.



Figura 2.2 – Ponte romana de Trajano em Chaves, Portugal [7]

Durante o Império Romano, Vitrúvio, um grande arquiteto deste período, escreveu o livro "De Architectura", o qual dedicou ao imperador daquele tempo, o primeiro de Roma, Octávio César Augusto, na qual abordava temas como proporções de estruturas relativamente ao corpo humano e materiais utilizados, entre eles a pozolana, precursora do cimento, o que serve apenas para ressaltar todo o conhecimento que este povo tinha em diferentes áreas de conhecimento da Engenharia e da Arquitetura, que serviram como base para a construção das estruturas durante o período romano e que perduram até a atualidade [8].

Os primeiros arcos foram construídos sem um conhecimento científico rigoroso, quando comparado ao existente atualmente. Os povos que começaram a utilizar este tipo de estrutura recorreram a um material que já trabalhavam, a pedra, não apenas devido a sua disponibilidade local nalguns casos, mas também por ser um material resistente e no qual já estavam familiarizados com o seu funcionamento. Esta manteve-se como principal constituinte estrutural durante vários períodos da história, nomeadamente no período romano, medieval e na era moderna. A sua aplicabilidade durante todas essas épocas deveu-se à sua boa resistência à compressão quando comparado a outros materiais existentes na

época, como por exemplo, a madeira, utilizada principalmente em locais de grandes áreas florestais, como a Suíça e os Estados Unidos. Muitas das pontes construídas com este último material foram destruídas ao longo da história devido a fatores temporais e ao fogo [9].

No entanto, com o surgimento de novos materiais como o betão, a pedra passou a ser pouco usada devido às suas limitações. Trata-se de um material muito pesado, difícil de encontrar dependendo do local e de transportar, que torna a sua utilização cara. Apesar de apresentar uma boa resistência à compressão, a sua capacidade para suportar trações é baixa, tal como o betão, com a diferença, porém, de que este último não é um material natural e as trações podem ser controladas pela utilização de armaduras em aço. O betão também é um material mais barato e tem a vantagem de que pode ser feito em obra, moldado da maneira pretendida.

Contrariamente às pontes atuais, as pontes romanas eram construídas pela junção de blocos de pedra com grande capacidade de suportar forças de compressão e com grande durabilidade, não necessitando, de outras rótulas ou juntas como as existentes nas pontes em betão. A principal limitação consistia em garantir que o terreno fosse de boa qualidade e as fundações pudessem absorver os esforços horizontais do "impulso de arco". No caso do betão, as juntas de dilatação são necessárias para contrariar os efeitos das deformações impostas. Desta maneira, os arcos isostáticos seriam os mais indicados para o betão, no entanto esta conceção tem vindo a ser abandonada por questões de durabilidade e segurança.

As primeiras pontes em arco de betão apresentavam vãos pequenos comparativamente aos possíveis nos dias de hoje. A Pont du Châtelet, por exemplo, do século XIX, apresentava um vão de apenas 18 m. No final deste mesmo século, o engenheiro François Hennebique foi o responsável por aprimorar o comportamento do betão através da utilização de armaduras em aço em lajes. Este conceito de "betão armado" passou a ser utilizado em grande escala, dando origem à Ponte italiana del Risorgimento, no início do século XX, com um vão quase seis vezes superior ao da ponte francesa [10].

O arco é um tipo de estrutura que funciona essencialmente à compressão, transportando as solicitações axialmente ao longo da estrutura, até às fundações nos encontros (apoios). Essa força transmitida (esforço axial) deve estar o mais centrada possível na secção transversal, em relação ao seu centro de gravidade, de modo a evitar excentricidades que significam um aumento significativo dos momentos fletores ao longo do arco. Esses momentos têm um efeito negativo no comportamento da estrutura referida, dado que são esforços que podem criar trações nas secções transversais do arco [11]. Em estruturas de betão, a presença de tensões de tração ao longo de um elemento estrutural levam ao aparecimento de fissuras na peça, requerendo uma maior necessidade de armadura nessas zonas. Sendo assim, um arco deve ter, tanto quanto possível, apenas tensões de compressão, dentro dos limites regulamentares, e no caso "perfeito" poderia até mesmo ser construído sem recorrer a nenhuma armadura.

Esse tipo de estrutura, consoante os seus apoios, que fazem a transmissão dos esforços da estrutura às fundações, pode ser classificado em biarticulado, triarticulado (arco de três rótulas) ou duplamente encastrado. A escolha do tipo de apoio tem consequências na variação de esforços quando sujeitos a cargas permanentes. No caso dos primeiros e dos últimos, a estrutura é considerada hiperestática, pelo que as deformações impostas, como uma variação de temperatura uniforme ou a retração do betão, têm influência na distribuição dos esforços no arco e são dependentes das características das suas secções transversais.

No caso de arcos sustentados por pilares, é de ressaltar que as fundações desses últimos são de grande importância, dado que são as últimas partes da estrutura a transmitirem as solicitações e que grande parte dos colapsos de pontes em pedra ao longo do tempo deveram-se à erosão ou ao descalçamento desses elementos estruturais. De forma a construir com mais cuidado as fundações e de ter um maior

conhecimento do solo onde seria realizada uma determinada ponte, os romanos contemplaram este desafio, do ponto de vista da geotecnia, e desenvolveram ensecadeiras, feitas com barrotes de madeira, que serviam para isolar a zona submersa onde seria construído o alicerce do pilar e de forma a ter em atenção a retirada de cascalho dos rios, que podia descalçar as fundações e levar a uma rotura da estrutura [6]. Por outro lado, procuravam salvaguardar os pilares utilizando quebra-rios, isto é, saliências de forma triangular ou semi-circular, que ajudavam a controlar a turbulência devido ao escoamento de um rio na zona próxima a esses elementos.

As pontes em arco são ótimas opções para quando se pretende atravessar zonas em vale em regiões montanhosas, podendo o método construtivo a ser utilizado ser mais ou menos complexo consoante o grau de dificuldade associada à envolvente. A ponte que será estudada nesta dissertação, assim como a ponte Salginatobel, na Suíça (Figura 2.3), estão inseridas em zonas de morfologia complexas.



Figura 2.3 – Ponte Salginatobel, Suíça [12]

As pontes em arco evoluíram grandemente, desde as primeiras junções de blocos de pedra, as designadas "abóbadas falsas" que serão explicadas adiante, até os longos e esbeltos arcos de betão e/ou aço existentes nos dias de hoje. Cada vez mais são construídas pontes que procuram ultrapassar os recordes de vãos anteriores, aumentando, com isso, a complexidade dos projetos e abrindo novos horizontes para os arcos. Atualmente, o recorde de maior vão do mundo para pontes desta tipologia é da Terceira Ponte de Pingnan, na China, com 575 m vencidos através de um arco superior constituído por tubos de aço preenchidos com betão, mais conhecidos internacionalmente como *Concrete-Filled Steel Tubes*, CFST [13].

3
CONCEÇÃO DE UM ARCO

Durante a conceção de um arco, independentemente do tipo de material utilizado, é de extrema importância conjugar a sua geometria com as solicitações a que está sujeito. Cabe aos engenheiros projetistas encontrarem a forma ótima do arco, minimizando tanto quanto possível os esforços de flexão nele instalados.

A forma de um arco deve ser escolhida de tal maneira que apresente um comportamento estrutural "essencialmente de compressão" quando sujeito a cargas permanentes ou semipermanentes, como o peso próprio e restantes cargas permanentes, minimizando os momentos fletores causados por essas mesmas cargas. Sob ações variáveis, geralmente não simétricas, deve-se procurar limitar as deformações e tensões do arco. Devemos ter em atenção os efeitos dessas cargas quando são significativos comparativamente às permanentes, como, por exemplo, as sobrecargas de veículos de alta velocidade numa ponte ferroviária ou impulsos hidrostáticos numa barragem abóbada, pois se assim for, causarão grandes efeitos de flexão na estrutura devido à anti-simetria destas cargas [6].

Um arco "perfeito" seria aquele em que não há esforços de flexão, ou seja, a sua forma é tal que elimina todos os momentos fletores, tanto durante o processo construtivo como na sua situação final. A forma de um arco "perfeito" corresponde ao "antifunicular" das cargas aplicadas e este conceito é fundamental para se conseguir compreender e analisar o funcionamento de uma estrutura em arco. De forma a explicar este conceito, imaginemos uma catenária, um elemento que se deforma simplesmente pela ação do seu peso próprio devido à sua baixa rigidez à flexão, assumindo apenas esforços axiais de tração. Pelo contrário, o inverso desta "deformada" é o designado "antifunicular", a curva ótima para um arco. Um exemplo pode ser observado na maquete da La Sagrada Familia, de Gaudí (Figura 3.1), que utiliza um sistema de cordas e pesos para simular a distribuição de cargas na estrutura (funicular), que serviu como base para a construção da mesma em forma de antifunicular.



Figura 3.1 – Funicular de La Sagrada Familia, por Gaudí [14]

Na realidade, este conceito é de difícil aplicação. Como será visto em capítulo posterior, o arco, quando hiperestático, tal como é na maior parte dos casos, terá inevitavelmente momentos fletores, mesmo quando está sujeito apenas à ação das cargas permanentes. De facto, a deformabilidade axial do arco significa um "encurtamento" devido às compressões instaladas, que dá origem ao aparecimento de momentos fletores hiperestáticos, isto é, a excentricidades no seu esforço axial, ou dito de outra forma, ao "desvio da sua linha de pressões". Porém, a escolha da forma do arco e a utilização de determinados mecanismos durante o faseamento construtivo permitem controlar a distribuição desses esforços, elevando as tensões normais de compressão de tal forma que minimize, tanto quanto possível, os contributos referentes às flexões.

A Figura 3.2 representa a forma ideal do arco, quando está sujeito apenas a uma carga permanente, q, que coincide com o diagrama de momentos de uma viga simplesmente apoiada de igual vão, ou seja, uma parábola. O antifunicular varia conforme o tipo de carga e, portanto, no caso de a carga atuante ser concentrada, o oposto ao funicular é um triângulo. Quando temos uma carga aplicada radialmente ao longo do arco, a sua forma ideal é circular e, de maneira semelhante, quando dispomos de uma pressão que é dependente da curvatura, com valores mais elevados na zona de fecho, a geometria mais eficaz corresponde a uma elipse.

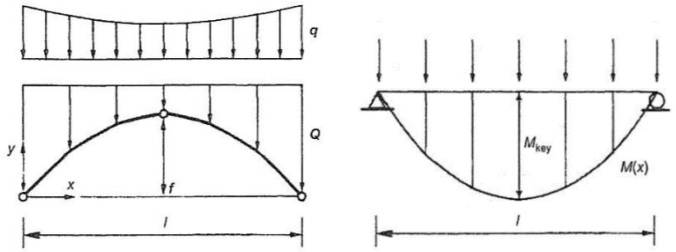


Figura 3.2 – Antifunicular de um arco em comparação com uma viga simplesmente apoiada [6]

Uma forma de estudar aproximadamente a geometria de um arco é realizar cálculos simples do ponto de vista matemático, mas de grande importância quando se pretende idealizar a sua forma e compreender a sua resposta estrutural. A Equação (1) representa a relação entre o momento fletor a meio-vão de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga distribuída constante, p, e o momento causado pelo impulso do arco (a reação horizontal, H), num arco de flecha, f. Conhecendo a carga, o vão, L, e a flecha, a expressão permite estimar a componente horizontal do esforço axial que será transmitida desde os apoios até ao seu "fecho" (secção de meio-vão). A Figura 3.3 ilustra esta situação.

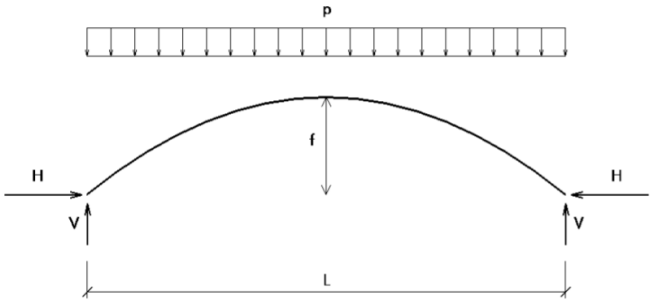


Figura 3.3 – Arco hiperestático sujeito a uma carga uniformemente distribuída [15]

$$\frac{p \times L^2}{8} = H \times f$$

Equação (1) – relação entre a reação horizontal, flecha e vão [6]

No caso de uma ponte corrente, a sua forma é mais difícil de deduzir, sendo possível fazê-lo através da Equação (2), em que se demonstra que a diretriz do arco, $y(x)$, se pode obter invertendo e escalando o diagrama de momentos fletores, $M(x)$, de uma "viga fictícia simplesmente apoiada" sujeita à totalidade das cargas permanentes aplicadas ao arco, dado que $M(x)$ corresponde ao funicular dessas mesmas cargas.

$$y\,(x) = \frac{f}{M_{meio-vão}} \times M(x)$$

Equação (2) – relação entre a carga distribuída e o momento fletor de um arco de flecha f

Salienta-se que geralmente, a carga permanente não é uniformemente distribuída, em razão da variação da secção transversal ao longo dos arcos, e também da existência de cargas concentradas, que são transmitidas através dos montantes apoiados no arco. Isto levará a uma descontinuidade da curvatura do arco nas zonas de interseção com os montantes, pelo que a sua forma ideal será constituída por um conjunto de curvas definidas por expressões diferentes.

4
MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES EM ARCO

Na construção de uma ponte, seja em arco ou não, a escolha do método construtivo mais adequado é de extrema importância. Por vezes, a própria forma de uma ponte já tem intrinsecamente associada os esforços e/ou o processo construtivo.

As estruturas, quando bem projetadas, refletem os esforços a que estão sujeitas e a partir de uma observação direta, é possível deduzir o seu comportamento estrutural. Exemplificando, uma grande consola de 30 m apresenta um diagrama de momentos fletores para cargas distribuídas que varia fortemente do apoio para a ponta da consola. Portanto, essa ampla variação de esforços se traduz na necessidade de uma maior rigidez à flexão nas zonas mais próximas do encastramento, o que implica que as secções transversais da estrutura sejam de inércia variável, tendo maior área quanto maior for o momento fletor associado, com seu valor mínimo na extremidade contrária da consola, onde este esforço é nulo.

A escolha incorreta do processo construtivo pode levar a um aumento significativo dos custos e atrasos associados à construção. Uma situação semelhante seria aplicar o método dos avanços sucessivos numa ponte de 30 m de vão, em que este é tão pequeno que não justifica a utilização deste procedimento, além de que só a montagem dos equipamentos necessários já seria onerosa. Existem outros métodos, como a execução com vigas de lançamento, que se adequam mais a este vão, cumprindo os objetivos referidos e levando a uma maior facilidade construtiva. Cada processo construtivo tem uma gama de vãos aplicáveis e/ou recomendadas, que podem ser observados na Figura 4.1, e devem ser escolhidos tendo em conta aspetos como o tipo de terreno, uma menor complexidade construtiva e os custos relacionados. No caso das pontes em arco, estas geralmente são indicadas para grandes vãos, sendo o intervalo mais corrente de 100 a 300 m [16]. É de ressaltar que quanto maior a experiência dos engenheiros civis na área de Pontes, mais evidente se tornará a escolha do processo construtivo, por mais que seja sempre necessário um estudo que verifique a viabilidade do mesmo.

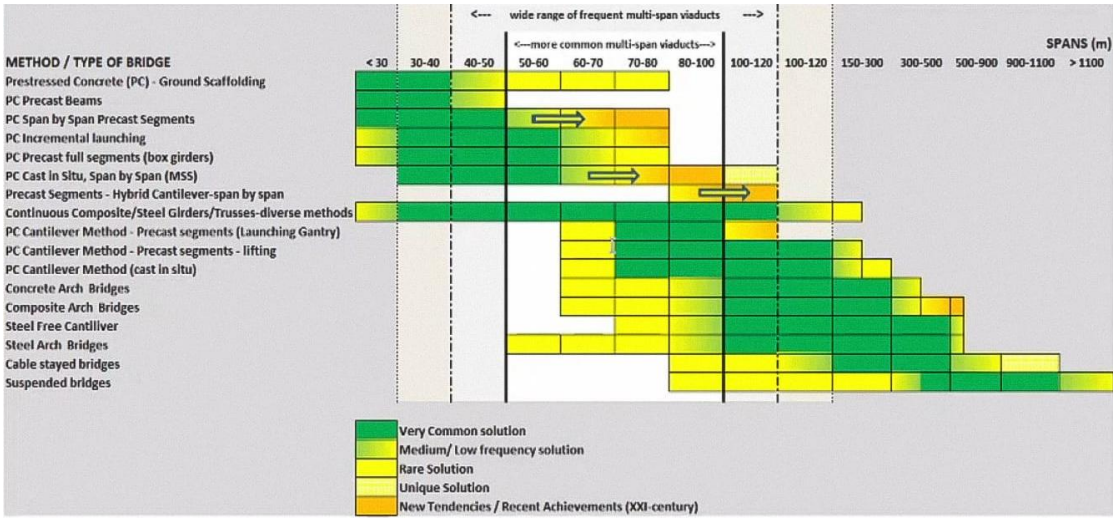


Figura 4.1 – Métodos construtivos e gama de vãos aplicáveis [16]

De uma perspetiva histórica, os primeiros processos construtivos associados as pontes em arco podem se diferenciar em: abóbadas falsas ou abóbadas verdadeiras. Nas primeiras o arco era construído sem uma estrutura de suporte e os blocos de alvenaria, de pedra ou tijolo, eram dispostos horizontalmente, criando sucessivos anéis em altura, com diâmetros cada vez menores. Esse método acabou por cair em desuso devido ao facto de que, caso as pedras não fossem orientadas de maneira correta, o comportamento da estrutura não seria tão eficiente, dado que a transmissão do esforço axial é realizada por corte, através das juntas. Este processo acabou por ser mais utilizado na construção de cúpulas do que propriamente de arcos ou abóbadas [6]. Exemplos desta técnica podem ser observados ainda nos dias de hoje no tesouro de Atreu, na Grécia, aproximadamente 1300 a.C., Figura 4.2, e nas ruínas Maias presentes na cidade de Coba, no México, Figura 4.3.



Figura 4.2 – Tesouro de Atreu, Grécia [17]



Figura 4.3 – Arco nas ruínas Maias em Coba, México [18]

Por outro lado, as designadas "abóbadas verdadeiras" são muito mais utilizadas e consistem em dispor radialmente os blocos de alvenaria numa estrutura auxiliar (cimbre) de madeira. Deste modo, sob a ação de cargas permanentes, o esforço axial é transmitido ao longo do arco, na perpendicular às juntas, comprimindo-as. No caso de cargas variáveis, geralmente anti-simétricas, estas tendem a alterar os esforços ao longo do arco, mas a compressão existente assegura que os blocos não se separam através das juntas. O comportamento estrutural deste método é mais eficiente quando comparado com as abóbadas falsas, dado que se beneficia mais do efeito de compressão [6].

O processo construtivo deste último tipo de abóbada é mais complexo e, por um lado, desvantajoso, devido ao facto de a estrutura auxiliar provisória ser necessária até o fim do processo construtivo, quando o arco/a abóbada está totalmente fechado(a) e é autoportante, isto é, capaz de suportar o seu peso próprio sem recorrer a elementos provisórios de apoio. Para além disso, a complexidade do cimbre é um fator a considerar, pois, nalguns casos, essa estrutura auxiliar pode ser tão complicada quanto a principal.

De forma a evitar problemas relacionados a estrutura provisória, os romanos passaram a utilizar os pilares de apoio do arco para sustentar o cimbre, reduzindo, assim, o seu vão e dando origem a uma estrutura mais simples do aspeto construtivo. Esse método pode ser observado na Pont du Gard, Figura 4.4, na França, e também na ponte Salginatobel, na Suíça, de grande complexidade a nível do cimbre ao solo, Figura 4.5, realizada muitos séculos mais tarde.



Figura 4.4 – Ponte-aqueduto romana, Pont du Gard, França [19]



Figura 4.5 – Construção da ponte Salginatobel, Suíça [20]

No caso de uma sequência de arcos, estes eram construídos um de cada vez de forma que cada pilar recebesse as cargas e conseguisse posteriormente transmiti-las horizontalmente ao arco seguinte. Se o processo construtivo fosse realizado corretamente, apenas os pilares de canto necessitariam de reforço, podendo ser pilares duplos. Durante a Idade Média, surgiram os arcobotantes e contrafortes, cujas funções eram aliviar o peso das grandes paredes que sustentavam os arcos, transmitindo os impulsos para esses elementos, conseguindo-se construir arcos cada vez mais leves e permitindo elevar as construções em altura, como se pode observar nas catedrais góticas [21].

Por volta do século XVIII, com a Revolução Industrial, começaram a surgir as primeiras pontes metálicas, em ferro fundido, com vãos relativamente baixos, da ordem dos 40 m. No século seguinte, o ferro forjado substituiu o fundido, devido a melhores características, como resistência à tração e ductilidade, que permitiram construir vãos muito maiores [11]. Duas das pontes existentes sobre o Rio Douro, entre Porto e Gaia, Ponte D. Luís I, Figura 4.6, e Ponte D. Maria Pia, foram construídas com este material.



Figura 4.6 – Ponte metálica D. Luís I, Portugal [22]

Posteriormente, surgiram as pontes em aço, material dúctil e resistente, que passou a substituir as ligas metálicas até então utilizadas. A primeira grande ponte em arco construída recorrendo a este material foi a Eads Bridge, sobre o Rio Mississippi, onde se utilizaram caixões pneumáticos para a execução das fundações, uma tecnologia que foi descontinuada devido às suas limitações de profundidade e aos efeitos secundários que podiam causar aos trabalhadores [23]. Esta ponte rodoferroviária, com três arcos e dois tabuleiros, foi realizada em consola a partir dos encontros, com secções transversais tubulares [11].

Com o surgimento de novos materiais, como o betão, houve um grande aumento das construções de pontes em arco durante os séculos XVIII a XX, com ou sem soluções rotuladas. Começaram a ser utilizados sistemas de arco de três rótulas, estruturas isostáticas que asseguram que o esforço axial de compressão está centrado e que os momentos fletores devido aos efeitos diferidos e de temperatura podem ser eliminados. Neste caso, as deformações impostas não produzem esforços na estrutura. Este tipo de sistema, tal como o nome diz, possui três ligações rotuladas onde o momento é nulo, sendo duas nos encontros e uma a meio-vão, que devem ser devidamente estudadas, de forma a garantir uma boa durabilidade das mesmas. Este método pode ser observado nas pontes Salginatobel e Boutiron, Figura 4.7, projetadas, respetivamente, por Robert Maillart e Eugène Freyssinet. As soluções de arcos rotulados com o tempo passaram a ser menos utilizadas, devido a pouca durabilidade das rótulas e, consequentemente, da grande necessidade de manutenção.



Figura 4.7 – Ponte Boutiron sobre o Rio Allier, França [24]

Com o decorrer do tempo, juntamente com o aparecimento do betão, as soluções de construção com cimbres passaram a ser evitadas, devido aos custos que se obtêm no final do processo construtivo devido a montagem desses elementos. De forma a contornar esta dificuldade, o engenheiro austríaco Joseph Melan desenvolveu uma solução de estrutura auxiliar metálica que suportava o arco durante o seu processo construtivo e também funcionava como armadura a tempo definitivo. Este método foi aplicado na construção da Echelsbach Bridge, na Áustria, onde o arco auxiliar foi realizado "em consola" até meio-vão. Mais tarde, este método revelou-se mais dispendioso, dado que utiliza uma quantidade de aço no cimbre que é muito superior à necessária para resistência (armaduras) [25].

No caso de arcos construídos com basculação do cimbre, este é executado num plano diferente do que estará em fase de exploração. As duas metades do arco em aço podem ser realizadas em altura ou num plano horizontal, sendo posteriormente rodadas para a sua posição final e unidas, fixando-se a cofragem, de forma que ao betonarmos, o aço passe de "estrutura auxiliar" para reforço estrutural. A ponte chinesa de Sanan Yongjiang, Figura 4.8, é um exemplo da utilização deste método, onde o sistema em aço era treliçado, de maneira a suportar a cofragem e o betão líquido e posteriormente também servir como armadura. Para a parte treliçada, utilizaram-se tubos de aço preenchidos com betão (CFTs), que aumentam consideravelmente a resistência, estabilidade e rigidez da estrutura.

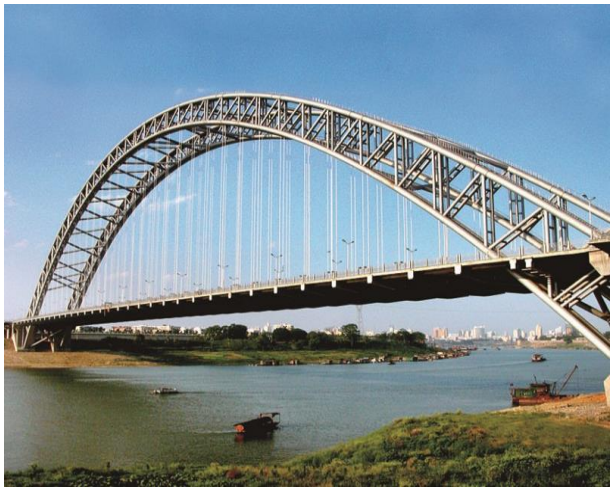


Figura 4.8 – Ponte Sanan Yongjiang (construída com CFST) [26]

No caso da ponte Paul Sauer, na África do Sul, esta foi construída por basculação vertical, conforme a Figura 4.9. Esta ponte apresenta a particularidade de ter os pilares interiores aproximadamente perpendiculares à diretriz do arco.

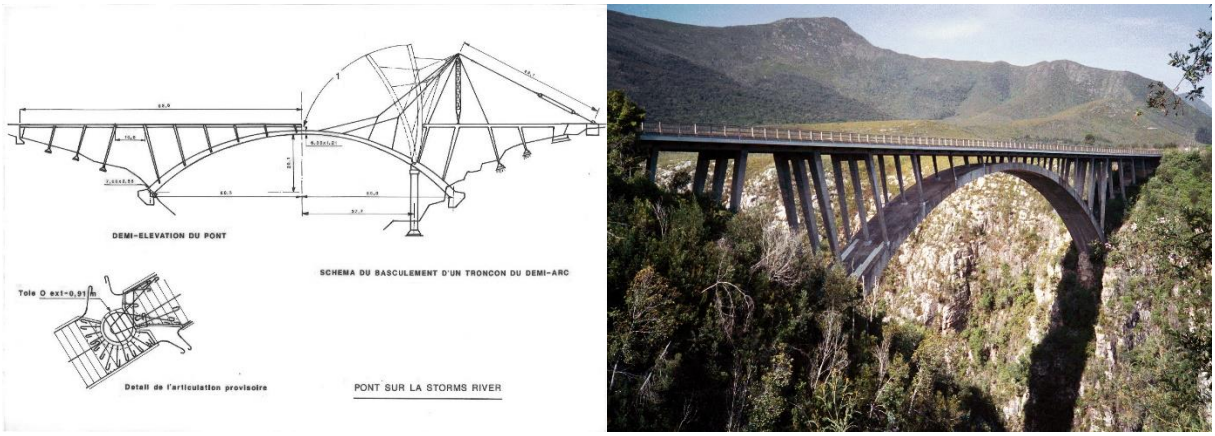


Figura 4.9 – Ponte Paul Sauer, África do Sul [27] [28]

Atualmente, os métodos construtivos que recorrem à execução do arco em consola são os mais utilizados, e consistem em betonar as duas metades do arco por avanços sucessivos, a partir das fundações até meio-vão, sendo as aduelas do arco suportadas por elementos provisórios, até que se dê a união dos dois semi-arcos. Um desses processos consiste em atirantar essas aduelas à uma torre ou pilar provisório, Figura 4.10. O arco é betonado numa cofragem móvel, disposta num carrinho de avanços, que se desloca aduela a aduela, e é suspenso por um conjunto de tirantes, cujas forças de tensionamento são devidamente calculadas para resistir aos esforços provenientes principalmente do faseamento construtivo. Em boa parte dos casos, esses cabos são retirados depois de finalizada a construção, o mesmo acontecendo com a torre de atirantamento, sendo, atualmente, uma solução de estrutura auxiliar mais económica do que a que utiliza cavalete apoiado no solo.



Figura 4.10 – Construção da Ponte Krk, na Croácia, por atirantamento com torre provisória [29]

Um método semelhante é a triangulação provisória entre arco e tabuleiro (Figura 4.11). Neste caso, tanto o arco como o tabuleiro são construídos por avanços sucessivos, mas são suportados por uma estrutura treliçada, composta por diagonais e montantes, que podem ser provisórios ou definitivos. Tanto este método como o anterior serão explorados mais profundamente neste trabalho.

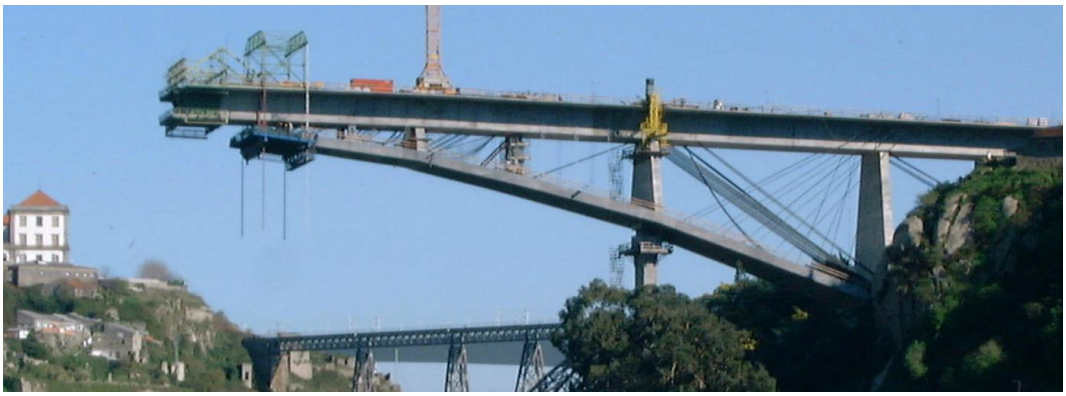


Figura 4.11 – Construção da Ponte Infante D. Henrique [15]

5
CASO DE ESTUDO

5.1. DESCRIÇÃO GERAL

O caso de estudo incide sobre uma ponte em arco que está a ser projetada sobre o Rio Corgo, em Vila Real, Figura 5.1.1. No presente momento, esta encontra-se com o Estudo Prévio finalizado e entregue à Câmara Municipal de Vila Real. A ponte será utilizada para servir os considerados modos de mobilidade suaves, ou seja, pedonal e ciclável, e também contará com um veículo de mobilidade sustentável para transporte de passageiros com mobilidade reduzida.



Figura 5.1.1 – Fotomontagem da ponte em estudo [1]

A sua construção irá proporcionar um aumento na qualidade da zona, tanto a nível da paisagem com o destaque das escarpas da zona em vale, como na ligação entre a designada "Vila Velha", onde se iniciou a cidade de Vila Real, e a zona nova, onde está inserida a Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD).

A ponte de betão armado apresenta um arco rígido e um tabuleiro flexível, apoiado sobre montantes inclinados. O arco será descrito em subcapítulo próprio, ao contrário do tabuleiro e dos montantes que terão aqui as suas características mencionadas, visto que não são diretamente objetos de estudo nesta dissertação.

O tabuleiro tem de extensão total 342 m, com secção transversal composta por uma laje vigada em TT em betão armado pré-esforçado com 9 m de largura e 1.5 m de altura total, que pode ser observada na Figura 5.1.2. A laje é em betão armado e tem uma espessura que varia entre 0.20 e 0.25 m.

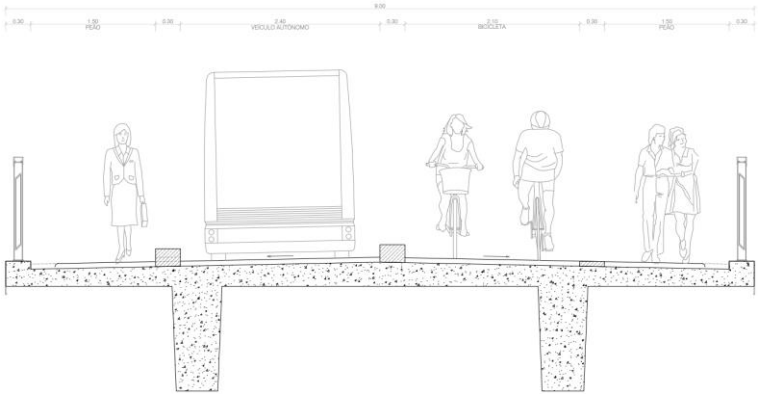


Figura 5.1.2 – Secção transversal do tabuleiro da ponte

Os montantes inclinados são apoiados no arco e servem de bases de sustentação para o tabuleiro. Estão afastados de uma distância fixa de 25 m, com exceção da zona dos encontros, onde esse espaçamento é menor. As suas secções são caixões retangulares em betão armado, com largura de 3.00 m e altura variável, igual a 1.50 m para os montantes mais altos e 0.75 m para os restantes. No Estudo Prévio admite-se a hipótese de estes elementos virem a ser executados com encamisamento metálico perdido.

Devido a inclinação existente nesses elementos, há uma implicação no esforço axial do tabuleiro devido aos pesos próprios, que comprimem o tabuleiro de maneira crescente (Figura 5.1.3), desde os encontros até o meio-vão do arco. Essa inclinação para o interior do arco transmite uma continuidade na geometria da estrutura e salienta as diferentes formas presentes nela, como a horizontalidade do tabuleiro e a forma em arco, além de valorizar a paisagem das encostas da zona em vale. O comportamento estrutural do arco é exatamente oposto, tendo, nos arranques, valores do esforço axial superiores aos do meio-vão (Figura 5.1.4).

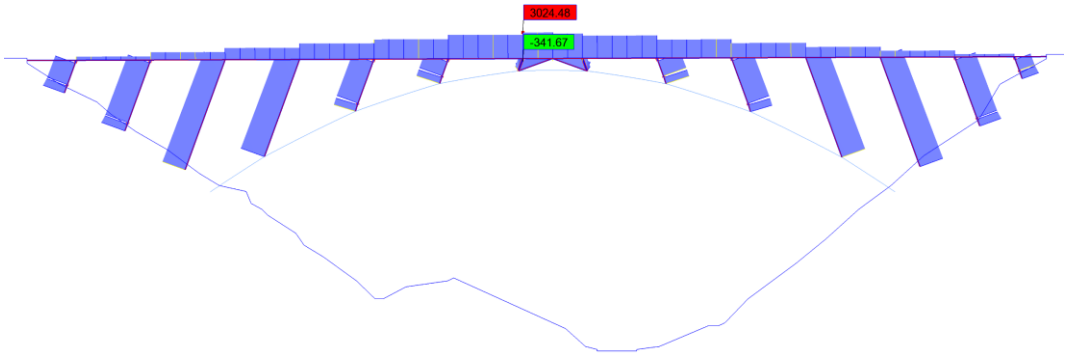


Figura 5.1.3 – Esforços axiais no tabuleiro e montantes devido ao peso próprio total na estrutura cimbrada ideal

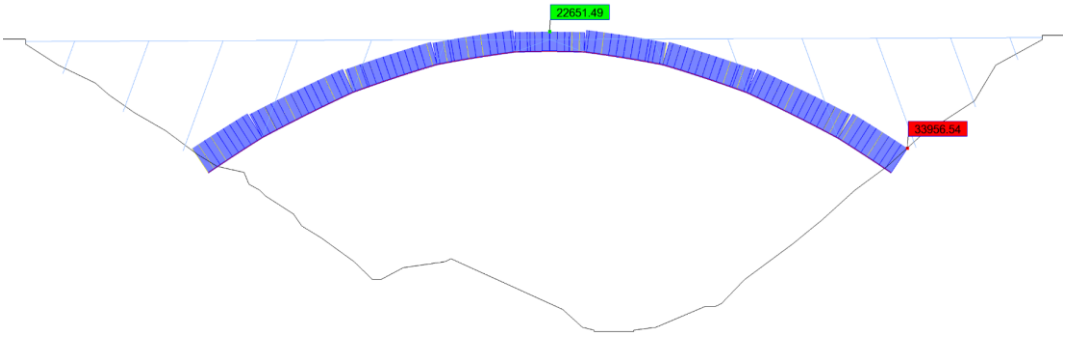


Figura 5.1.4 – Esforços axiais no arco devido ao peso próprio total na estrutura cimbrada ideal

5.2. ARCO

Como já mencionado, a proposta de conceção da ponte considera a ideia clássica das pontes em arco, assim como a Ponte da Arrábida, no Porto, onde o arco é rígido e suporta o tabuleiro flexível. Desta forma, o arco irá receber grande parte das cargas quer durante o faseamento construtivo, quer em fase definitiva.

A ponte apresenta um arco de grande vão, com 230 m de extensão e 40.4 m de flecha, o que pode ser quantificado numa relação flecha/vão de 1/5.7. De maneira comparativa, a ponte da Arrábida tem relação 1/5.2, sendo, portanto, o arco da obra sobre o Rio Corgo ligeiramente mais abatido.

A nível da secção transversal, conforme pode ser observada na Figura 5.2.1, considerou-se que este elemento estrutural apresenta uma secção em caixão monocelular em betão armado, com largura de 5.00 m, 2.50 m de altura e espessura de 0.20 m ao longo de toda a sua extensão. Apesar da maior dificuldade construtiva, sobretudo ao nível das cofragens necessárias, admite-se que venha a ser vantajoso conceber uma solução com secção variável desde os apoios até aos 20 m centrais do arco, zona em que existe uma união entre as secções do tabuleiro e do arco. A utilização de betão de alta resistência da classe C60/75 foi estabelecida visando minimizar o peso próprio do arco, o que é globalmente favorável, sobretudo durante a construção da obra.

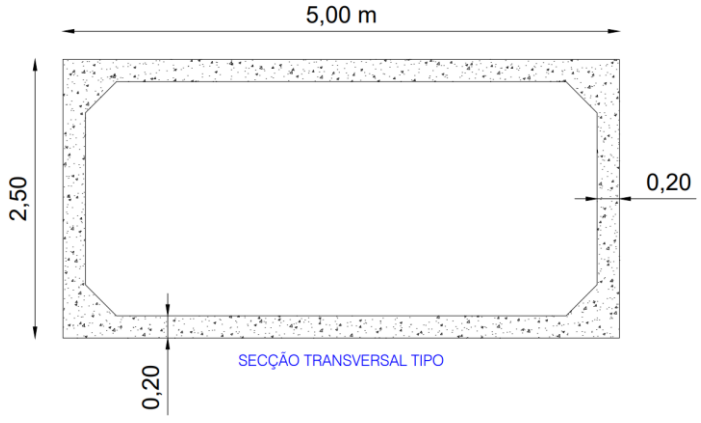


Figura 5.2.1 – Secção transversal do arco

Como já referido, as estruturas apresentam intrinsecamente características que remetem para os seus esforços. Conforme se observa na Figura 5.1.4, o esforço axial do arco apresenta uma variação substancial desde a zona das nascenças até meio-vão, de cerca de 11000 kN. Com isso, o próprio comportamento da estrutura perante às ações permanentes aponta para a utilização de uma secção

transversal de rigidez variável, o que contribui para a redução dos fenómenos de encurvadura causados por esses esforços. Contudo, nesta fase de desenvolvimento do projeto, as análises dos processos construtivos serão feitas de modo a ser possível estudar a viabilidade de ser utilizada uma secção constante para o arco, conforme apresentada na Figura 5.2.1. Alcançando-se bons resultados a nível de tensões, essa possibilidade que leva a uma maior simplicidade construtiva poderá ser validada.

6
ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

6.1. ASPETOS PARTICULARES DA MODELAÇÃO

Na construção de uma ponte em arco, como já referido, a escolha do método construtivo mais adequado é de grande relevância. Neste tópico será abordada a modelação de dois processos associados a construção da ponte sobre o Rio Corgo, para que no fim de uma análise cuidada dos mesmos seja possível avaliar qual é o mais vantajoso e que apresenta melhores resultados a nível de esforços e tensões distribuídas ao longo do arco quer durante a execução da estrutura quer em fase final.

Para a modelação dos processos construtivos, recorreu-se ao programa de cálculo automático Robot Structural Analysis [2], onde foi realizada uma análise elástica linear das diversas estruturas. Os resultados provenientes dos modelos analíticos das diferentes fases do processo construtivo foram exportados para folhas de cálculo, onde foi possível agrupá-los e analisá-los devidamente.

No início do trabalho, foram fornecidos pelo projetista dois modelos com os elementos estruturais, secções e materiais já definidos. De forma a assimilar melhor o funcionamento da estrutura, numa fase inicial realizou-se uma análise aos esforços e deformadas, para diferentes casos de carga, com ênfase nas cargas permanentes.

Antes de iniciar este processo, foi fundamental observar aspetos especiais relativos à modelação, de maneira a compreender mais a respeito da representação da ponte no programa de cálculo, como é o caso da existência de ligações rotuladas nos montantes mais próximos dos encontros (Figura 6.1.1) e junto ao meio-vão do arco. Sendo a rigidez de um pilar inversamente proporcional à sua altura, foi necessário colocar rótulas nestas ligações na direção longitudinal do tabuleiro, pois, caso contrário, se as ligações fossem monolíticas, criar-se-iam zonas de grandes momentos nas interseções tabuleiro-montantes. Por outro lado, os montantes mais altos são mais flexíveis, pelo que a ligação nessa direção com o tabuleiro pode ser monolítica. Essa ligação, durante a construção, está prevista de ser realizada recorrendo a cavilhas metálicas. Quanto à direção transversal, todos os montantes são rigidamente unidos ao tabuleiro.

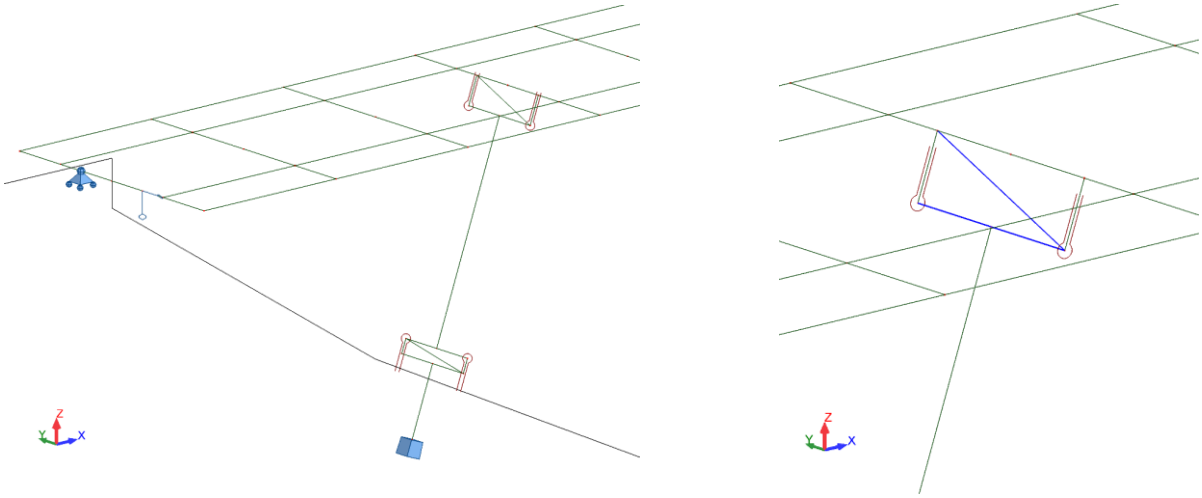


Figura 6.1.1 – Ligação rotulada nos apoios dos montantes mais baixos

Dada a existência de duas longarinas na secção transversal do tabuleiro, essas ligações rotuladas foram realizadas com dois eixos de barras, cada uma representando um aparelho de apoio que suporta a respetiva longarina (Figura 6.1.1). Este aspeto exige uma modelação mais cuidada no que diz respeito a transferência de esforços. De tal modo, essas conexões foram caracterizadas por um "esquadro" que contém barras rígidas sem peso (destacadas a azul), incluindo uma diagonal que garante a estabilidade do sistema e uma transmissão adequada das forças internas da estrutura.

Na extremidade inferior do montante não existem longarinas, mas a modelação da ligação ao arco foi feita da mesma forma pelas razões explicadas no parágrafo anterior. A Figura 6.1.2 demonstra uma situação genérica onde a ligação entre o tabuleiro e um dos pilares de suporte apresenta dois aparelhos de apoio.

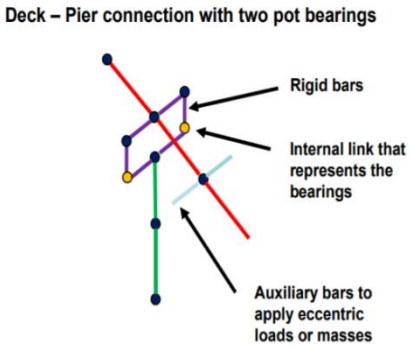


Figura 6.1.2 – Representação da ligação entre o tabuleiro e os pilares de uma ponte [30]

Na zona central da estrutura existem barras diagonais rígidas que servem apenas para modelar a zona de interseção do arco com o tabuleiro, destacadas a azul na Figura 6.1.4, de forma a garantir uma melhor distribuição de esforços nesta zona. Na realidade, quando o arco se cruza com o tabuleiro, temos uma

secção transversal única, sendo uma combinação das duas secções transversais envolvidas (Figura 6.1.3).

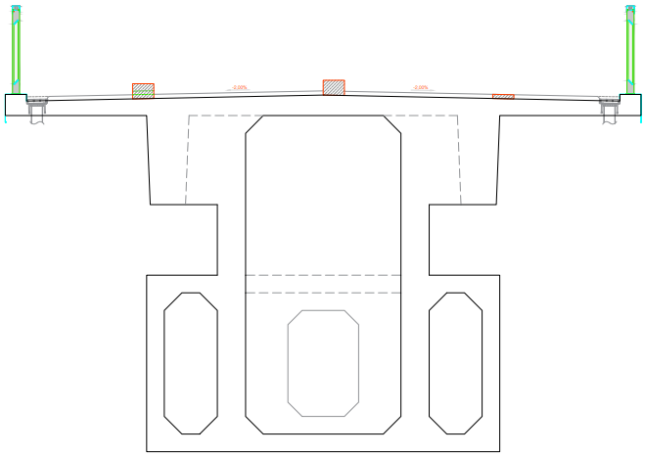


Figura 6.1.3 – Secção transversal a meio-vão

Contudo, optou-se por representar os elementos referidos separadamente, mas garantindo uma continuidade adequada entre os dois elementos na resposta da estrutura. Geralmente, nessas situações a modelação deve ser muito sensível e tanto quanto possível representativa, pois uma definição incorreta das ligações ou dos elementos podem traduzir-se em resultados que não correspondem ao que se verifica na realidade.

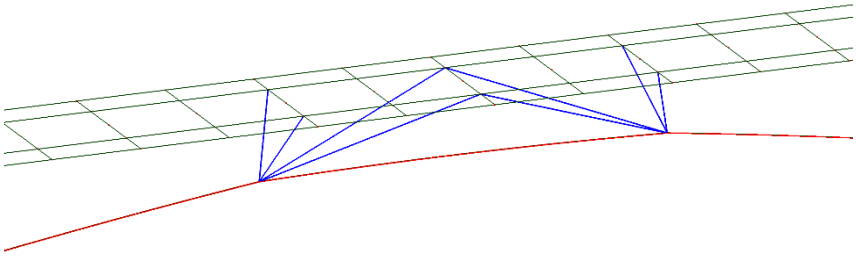


Figura 6.1.4 – Ligação rígida na zona central entre o arco e o tabuleiro

Outro aspeto que foi necessário atentar nos modelos de cálculo foi o facto de que no estado final da ponte, isto é, durante a fase de exploração, o tabuleiro conta com apenas com dois aparelhos de apoio nos encontros, que bloqueiam os deslocamentos nas direções vertical e transversal do mesmo e deixam livre os deslocamentos na longitudinal. Durante a construção da ponte, este último grau de liberdade do tabuleiro deve ser impedido, sendo, portanto, necessário acrescentar um apoio em cada semi-arco, que contenha esse movimento. Os novos apoios foram inseridos nos pontos médios entre os dois já existentes (Figura 6.1.5) e só serão removidos após a retirada de todos os elementos provisórios utilizados nos métodos construtivos, quando o arco estiver “fechado” e for capaz de suportar os esforços da estrutura por si só.

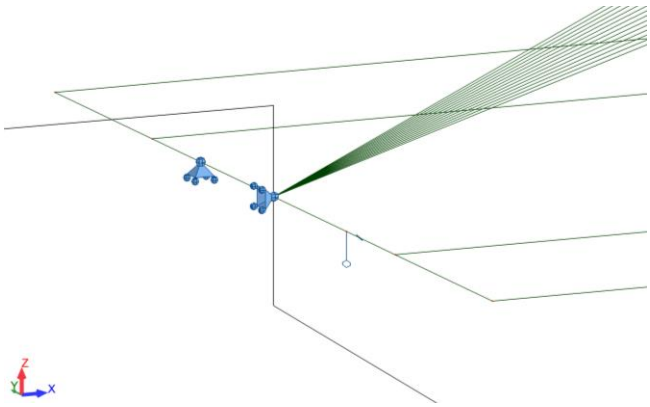


Figura 6.1.5 – Apoios utilizados no faseamento construtivo

6.2. APERFEIÇOAMENTO DA FORMA DO ARCO ENTRE MONTANTES

Realizar uma análise da forma dos diagramas de momentos fletores do arco é imprescindível nesta fase do projeto, pois, como já referido em capítulos anteriores, um arco deve ter a sua geometria o mais próximo possível da ideal, apenas com esforços axiais de compressão, ou seja, com momentos nulos. Com base nisto, o objetivo desta etapa é otimizar a forma do arco, reajustando a sua geometria de tal forma que minimize, tanto quanto possível, os seus esforços de flexão, materializando o antifunicular das cargas permanentes aplicadas.

Foram fornecidos pelo projetista dois modelos: um com o arco curvo e outro com esta estrutura definida por poligonais. O primeiro tinha o arco dividido em, aproximadamente, 100 partes com comprimento próximo a metade de uma aduela, ou seja, 2.5 m. O outro modelo era mais simplificado e tinha o arco definido por segmentos de reta, ligando os pontos fixos do mesmo, de interseção com os montantes (Figura 6.2.1). Em ambos o tabuleiro foi dividido em elementos de 5 m. Os dois modelos foram utilizados para aprimorar a forma da estrutura em análise. Esta etapa iniciou-se a partir da representação poligonal, onde foram recolhidos os valores das coordenadas de cada ponto que compunha o arco, dado que estas são necessárias para calcular o ajuste da geometria desta estrutura.

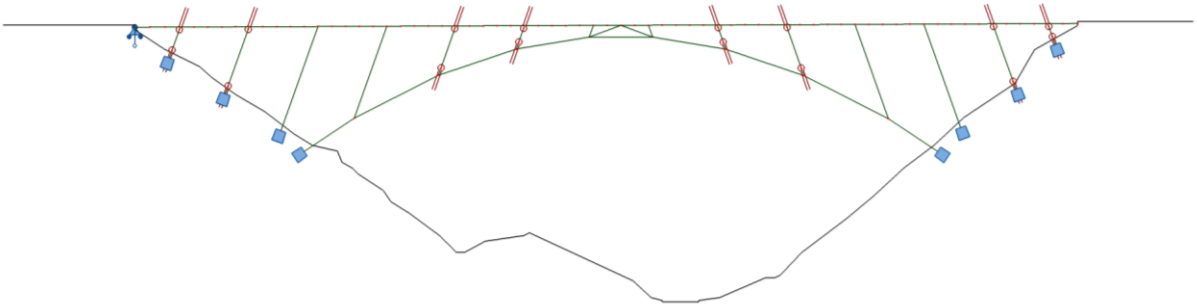


Figura 6.2.1 – Modelo com arco poligonal entre montantes

O primeiro objetivo desta etapa foi calcular as coordenadas verticais, segundo o plano *zz* , que os pontos do arco ideal deveriam ter, de forma a pertencerem a uma reta tal que passa sempre por dois pontos fixos, sendo estes montantes ou apoios. A partir do Robot, as coordenadas desses pontos foram exportadas para o Excel, onde se calcularam as equações das retas, segundo a Equação (3), de forma a ser possível determinar a posição no eixo dos *zz* de cada ponto do arco, tendo em conta os pontos definitivos.

$$y = ax + b$$

Equação (3) – Equação tipo de uma reta

com:

$a = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$

x_1, x_2, y_1, y_2 conhecidos, relativos aos pontos fixos.

Estando definidas as expressões das retas e a partir das abcissas (eixo xx) dos pontos do modelo de arco curvo, foram calculadas as novas coordenadas verticais, $z_{corrigido}$, de todos os pontos que constituem o arco. Neste caso, assume-se que o arco é "poligonal", mas composto por vários pequenos segmentos de reta que ligam os diferentes pontos, aproximando-se mais de uma curva.

Em seguida, foi necessário calcular as flechas (excentricidades verticais) a "introduzir" nas retas que passam pelos pontos fixos com o intuito de equilibrar o momento fletor devido à principal carga permanente, isto é, o peso próprio (Figura 6.2.2.). Para tal, estabeleceu-se a Equação (4), que traduz os momentos causados pelas cargas permanentes, tentando, desta maneira, compensar a flexão do arco através da correção da sua forma.

Para o cálculo das flechas, calculou-se o comprimento L_i (horizontal) entre montantes, uma vez que é o comprimento onde as cargas permanentes irão atuar. No modelo composto apenas por segmentos de reta retirou-se o valor do esforço axial devido às cargas referidas. A Equação (4) traduz a relação entre o momento causado por esse esforço axial, N_g, a uma distância igual a flecha, f, e o momento a meio-vão causado por uma carga uniformemente distribuída, neste caso o peso próprio, pp, numa viga simplesmente apoiada. Para o cálculo do peso próprio, utilizou-se a secção transversal constante ao longo de todo arco referida na secção 5.2, de cerca de 3.0 m^2, à qual foi multiplicada pelo peso volúmico do betão, 25 kN/m^3, obtendo-se assim esta carga permanente, pp, distribuída pelo comprimento de cada barra segundo o eixo local respetivo. Dividindo estes valores pelo respetivo cosseno do ângulo α que as barras fazem com a horizontal, obtiveram-se os valores do peso próprio segundo a direção perpendicular ao eixo horizontal global, $pp_{horizontal}$.

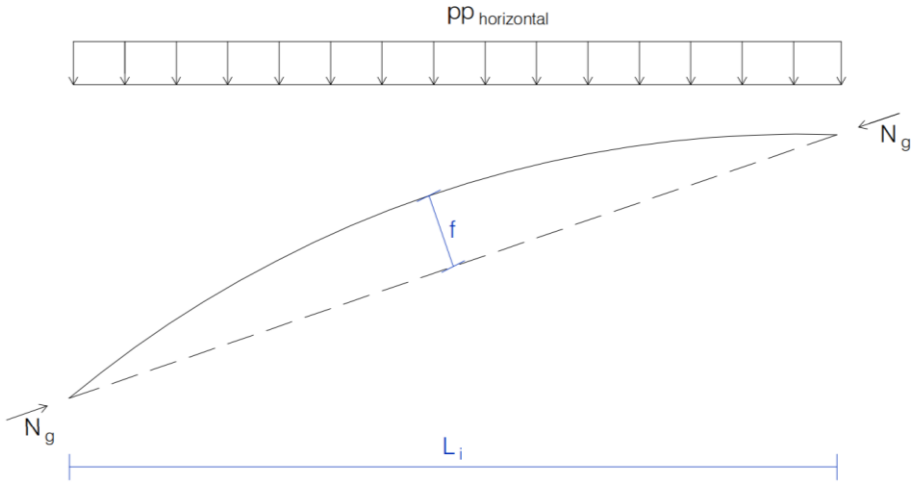


Figura 6.2.2 – "Arco curvo" entre montantes: efeito da excentricidade do esforço axial no momento fletor instalado

$$N_g \times f = \frac{pp_{horizontal} \times {L_i}^2}{8}$$

Equação (4) – Momento a equilibrar com a flecha

Com os valores das flechas calculados, procedeu-se à determinação das equações das parábolas que passam pelos pontos que intersetam os montantes e com flecha a meio-vão igual a f. As novas posições no eixo vertical dos pontos do arco, $z_{eq,arco}$, determinadas a partir dessas expressões remetem para um arco curvo mais próximo do antifunicular de momentos devido às cargas permanentes.

Para determinar as expressões relativas as parábolas, fixaram-se três condições, sendo as duas primeiras tais que garantem que a cota z é igual a zero nos pontos de interseção com os montantes, porque estes são fixos e, portanto, não necessitam de correção. A Equação (5) representa a expressão genérica de uma parábola, que será utilizada juntamente com os requisitos presentes na Equação (6) para definir as curvas relativas ao arco.

$$y = ax^2 + bx + c$$

Equação (5) – Equação tipo de uma parábola

$$\begin{cases} x = 0 \\ \mathrm{y} = 0 \end{cases} \qquad \begin{cases} x = Li \\ \mathrm{y} = 0 \end{cases} \qquad \begin{cases} x = \frac{Li}{2} \\ \mathrm{y} = \mathrm{f} \end{cases}$$

Equação (6) – Condições utilizadas no cálculo das expressões das parábolas que compõem o arco

A Figura 6.2.3 representa a variação das flechas ao longo de todo o comprimento do arco, sendo os valores na interseção com os montantes nulos, devido aos critérios utilizados para a determinação das equações das parábolas. Como as flechas aqui são deformações devido a uma carga gravítica, os seus sinais são negativos, pelo que as novas coordenadas devem contabilizar o efeito oposto desta deformada, isto é, as "contraflechas". Estas deformações foram somadas, portanto, com sinais contrários aos valores de $z_{corrigido}$, obtendo-se, assim, as coordenadas verticais finais, z_{final}. Esses valores finais traduzem uma forma do arco mais próxima do ótimo, que visa contrariar os momentos fletores causados pelo peso próprio.

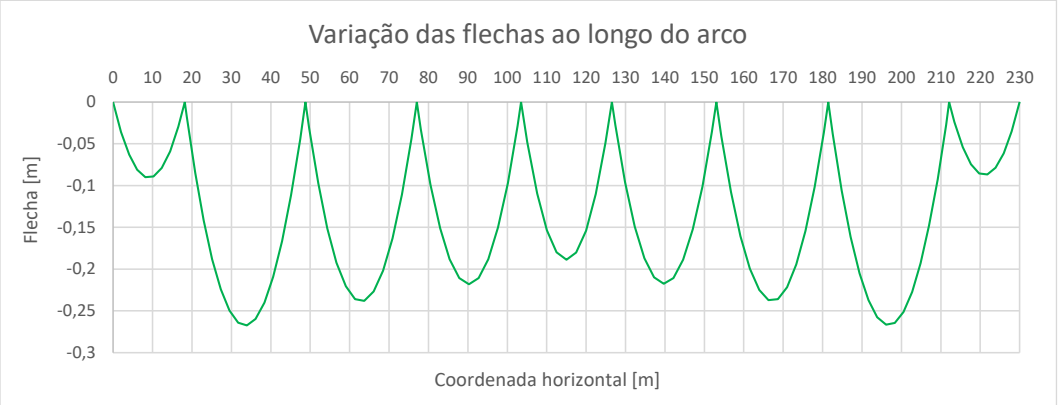


Figura 6.2.3 – Variação da flecha com os vãos entre montantes

As novas posições dos pontos do arco foram inseridas no Robot, procedendo-se depois a uma análise dos esforços ao longo do mesmo, de forma a verificar a exatidão do método utilizado para redução das flexões dessa estrutura. A Figura 6.2.4 representa as três formas do arco: "curvo", presente no modelo de cálculo fornecido inicialmente; "corrigido", modelo poligonal que tem em conta as equações das

retas entre montantes e "final", obtida a partir da situação "corrigida", mas com a contabilização das contraflechas. A Figura 6.2.5 apresenta uma aproximação das curvas num trecho de 50 m do arco, de forma a ser possível observar as suas diferenças. Todos os cálculos realizados nesta etapa podem ser verificados no Anexo A1.

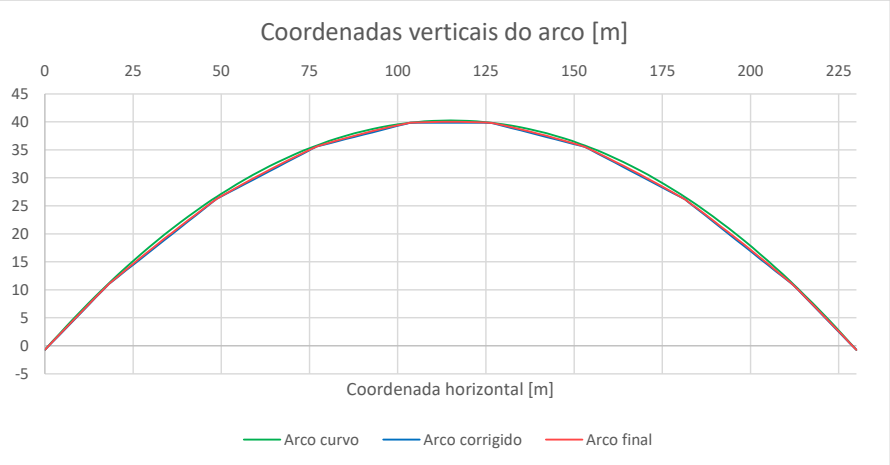


Figura 6.2.4 – Comparação entre as três formas do arco

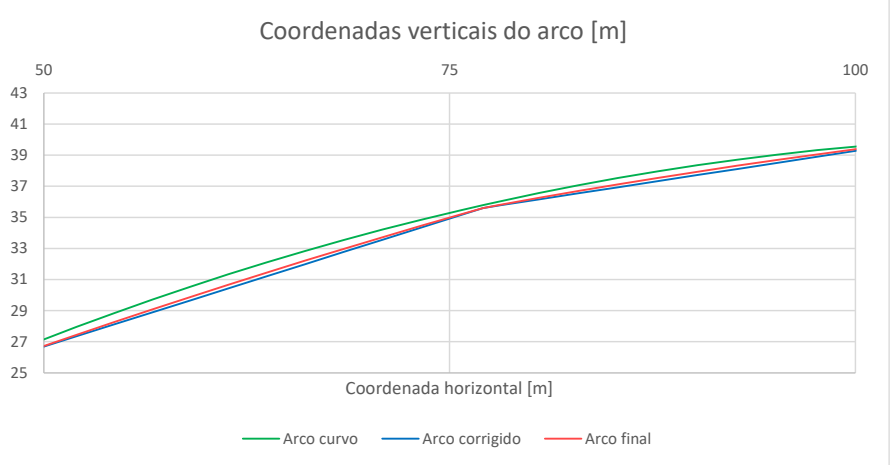


Figura 6.2.5 – Comparação entre as três formas do arco num trecho

Estando determinada a forma final do arco, obtiveram-se os diagramas de momentos fletores para as duas situações, antes (Figura 6.2.6) e após (Figura 6.2.7) as correções de geometria. Em ordem a reduzir ainda mais esses esforços, todo o processo para obtenção da forma ótima poderia ser novamente realizado, de forma iterativa, até que idealmente se obtivesse a situação do arco sem esforços de flexão. Ora, como já visto anteriormente, os arcos hiperestáticos estão sempre sujeitos a momentos fletores inevitáveis causados pelas cargas permanentes. Sob a ação dessas cargas, o arco sofre um encurtamento devido a sua deformabilidade axial que causa uma diminuição do "impulso" do arco e, consequentemente, gera flexões, ou seja, excentricidades na "linha de pressões" ao longo do arco [6].

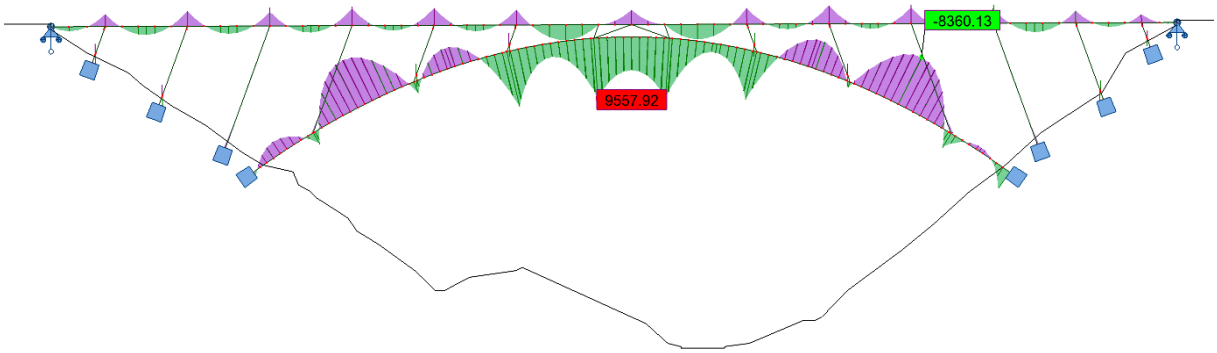


Figura 6.2.6 – Diagrama de momentos fletores para o arco curvo inicial

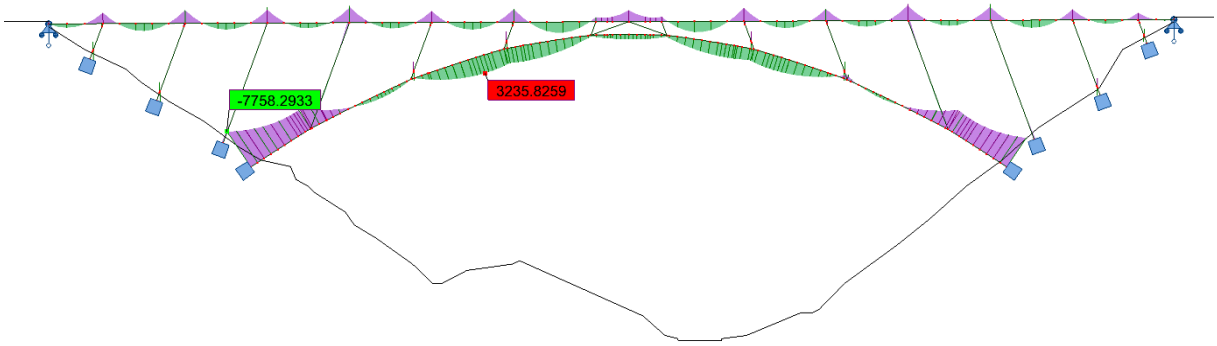


Figura 6.2.7 – Diagrama de momentos fletores para o arco final

No presente estudo, esta técnica de aperfeiçoamento da forma foi aplicada apenas uma vez, procedendo-se depois a análise dos métodos construtivos. Verifica-se uma grande atenuação das flechas dos diagramas de momentos fletores distribuídos ao longo dos vários tramos do arco, reduzindo o momento na zona central de cerca de 9560 para valores da ordem de 3200 kNm. Por outro lado, os momentos nos apoios tornaram-se mais elevados, chegando a valores de 7760 kNm. Salienta-se que houve uma diminuição do momento fletor na zona central do arco, onde os esforços axiais são menores (cerca de 23000 kN). O incremento do momento fletor nos arranques do arco não é tão gravoso, dado que o esforço axial instalado (cerca de 34000 kN) é superior ao da zona central. Desta forma, reduzem-se as excentricidades na linha de pressões do arco.

Esse aspeto é explicado pelo facto de os momentos fletores hiperestáticos que surgem por perda de impulso de arco devido à sua deformabilidade axial se assemelharem aos de uma viga bi-encastrada, conforme representado na Figura 6.2.8.

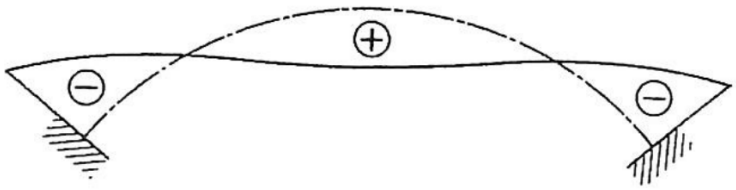


Figura 6.2.8 – Diagrama de momentos fletores de um arco hiperestático [6]

6.3. ESTUDO DE MÉTODOS CONSTRUTIVOS

6.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

Para o faseamento construtivo, como já referido, serão estudados dois métodos: triangulação provisória entre arco e tabuleiro e atirantamento com torre provisória. Para cada um deles, o modelo global corrigido, obtido no subcapítulo 6.2 com todos os elementos definitivos, foi dividido em modelos

parcelares, cada um deles representando uma das fases de construção da estrutura, com a aplicação dos respetivos elementos referentes à fase (diagonais, cabos de retenção ou tirantes).

Estes métodos serão posteriormente comparados em ordem a investigar qual o método mais adequado para a construção da ponte em arco sobre o Rio Corgo. É de referir que a triangulação apresenta de início uma desvantagem no que diz respeito a construção dos montantes, visto que são inclinados e exigem cofragens mais complexas e um melhor controlo de geometria, ao contrário do segundo processo onde esses elementos estruturais só são construídos após o arco ser "fechado" e poder servir de apoio para as cofragens. Porém, caso os resultados provenientes do primeiro método construtivo sejam mais favoráveis, este fator será decisivo para a escolha do mesmo.

6.3.2. TRIANGULAÇÃO PROVISÓRIA ENTRE ARCO E TABULEIRO

O processo de triangulação consiste, sucintamente, na construção simultânea do arco e do tabuleiro através da utilização de um sistema treliçado composto por elementos provisórios, neste caso, diagonais, e pelos montantes definitivos. O sistema de cabos sustenta as aduelas que vão sendo construídas em consola, tanto do arco como do tabuleiro, até que se proceda ao fecho do arco e os cabos possam ser retirados da estrutura [31]. É de referir que a Ponte Infante D. Henrique, sobre o Rio Douro, foi construída recorrendo a este método, porém com a diferença de que o arco era flexível e o tabuleiro rígido, ao contrário do que se pretende com a ponte em estudo (Figura 6.3.2.1).



Figura 6.3.2.1 – Triangulação provisória entre arco e tabuleiro na Ponte Infante D. Henrique [32]

De maneira elucidativa, as diferentes fases referentes ao método construtivo estão apresentadas abaixo, juntamente com as operações que devem ser realizadas em cada uma durante a sua execução [33]. Os cabos foram identificados segundo uma designação que contém a letra inicial do tipo de cabo e a sua respetiva numeração, conforme pode ser observado nas Figuras 6.3.2.2 e 6.3.2.3.

Salienta-se a distinção entre os diferentes cabos que serão utilizados no faseamento construtivo. Estes diferenciam-se em "cabos de retenção", que garantem a transmissão de esforços do tabuleiro para o terreno, geralmente realizada através de ancoragens, e "diagonais" (ou apenas "tirantes"), cujas funções são de suportar o peso em balanço do arco durante a sua betonagem.

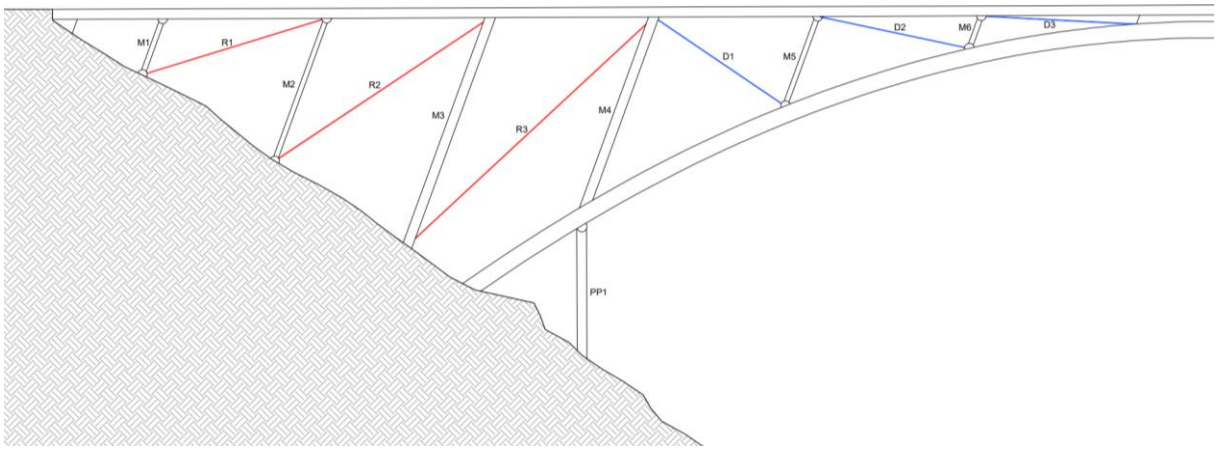


Figura 6.3.2.2 – Numeração dos elementos provisórios no semi-arco esquerdo

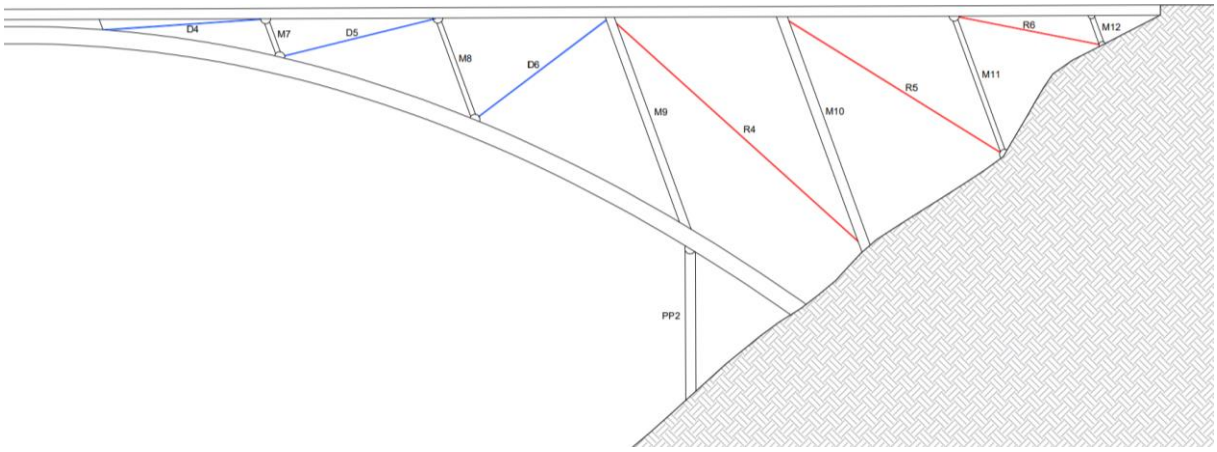


Figura 6.3.2.3 – Numeração dos elementos provisórios no semi-arco direito

Fase 1 (Figura 6.3.2.4):

- Execução dos três primeiros montantes de cada semi-arco, M1 a M3 e M10 a M12, a partir dos encontros;
- Execução do tabuleiro até uma aduela (cerca de 5 m) após os montantes M3 e M10;
- Colocação dos cabos de retenção R1, R2, R5 e R6, fixados no solo através de ancoragens;
- Realização dos pilares provisórios, PP1 e PP2;
- Execução do arco e do tabuleiro até 5 m após a localização dos montantes M4 e M9;
- Execução dos montantes M4 e M9;
- Colocação dos cabos de retenção R3 e R4, fixados no solo através de ancoragens.



Figura 6.3.2.4 – Execução da fase anterior à triangulação entre arco e tabuleiro

Fase 2 (Figura 6.3.2.5):

- Execução do tabuleiro por avanços, em ambos os lados, até uma aduela após os montantes M5 e M8;
- Execução do arco, por avanços, até 5 m após a localização dos montantes M5 e M8;
- Execução dos montantes M5 e M8;
- Colocação das diagonais D1 e D6;
- Tensionamento dos cabos de retenção R1 a R6 e das diagonais D1 e D6.

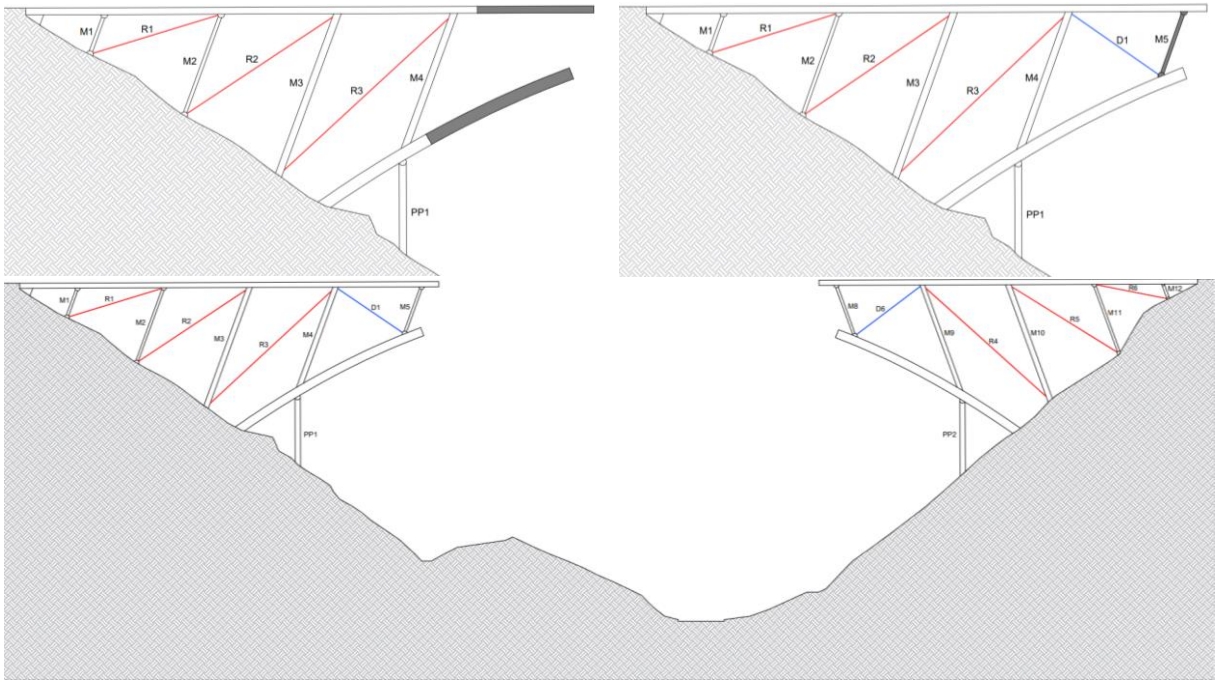


Figura 6.3.2.5 – Etapas de execução da fase 2

Fase 3 (Figura 6.3.2.6):

- Execução do tabuleiro por avanços, em ambos os lados, até uma aduela (cerca de 5 m) após os montantes M6 e M7;
- Execução do arco, por avanços, até 5 m após a localização dos montantes M6 e M7;
- Execução dos montantes M6 e M7.
- Colocação das diagonais D2 e D5;
- Tensionamento dos cabos de retenção R1 a R6 e das diagonais D1, D2, D5 e D6, com base na matriz de influência;

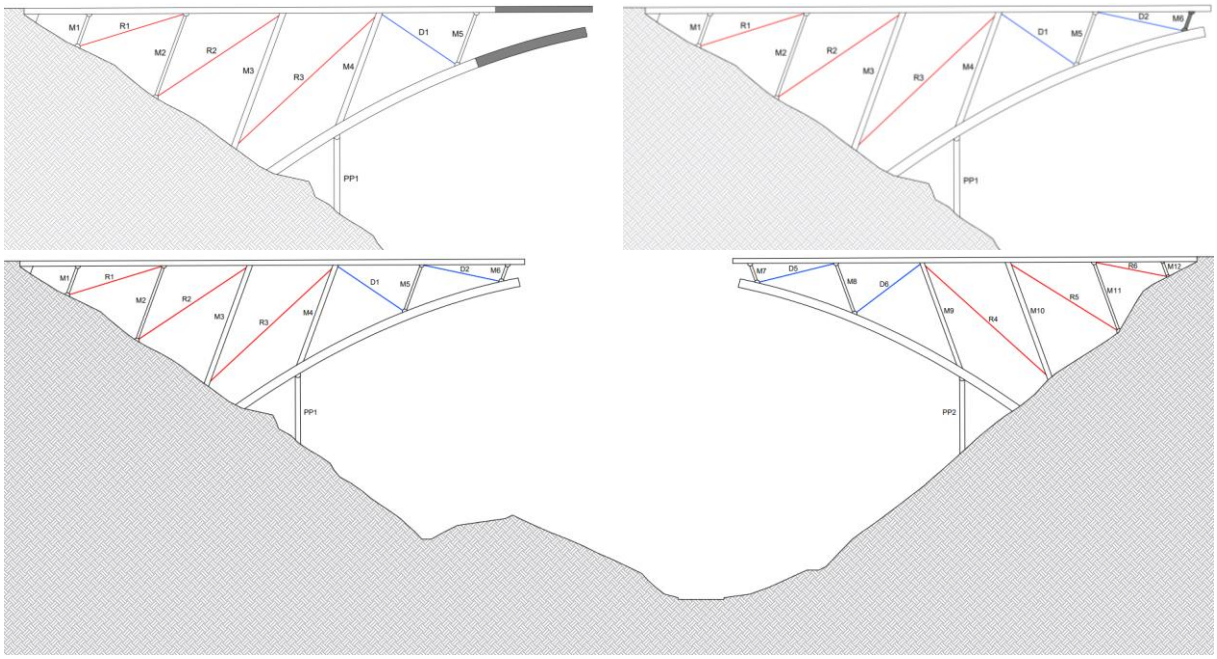


Figura 6.3.2.6 – Fases de execução da fase 3

Fase 4 (Figuras 6.3.2.7 e 6.3.2.8):

- Execução do tabuleiro por avanços, em ambos os lados, até a zona central;
- Execução do arco, por avanços, até a zona central do arco;
- Colocação das diagonais D3 e D4;
- Tensionamento dos cabos de retenção R1 a R6 e das diagonais D1 a D6, com base na matriz de influência;
- Junção dos dois semi-arcos;

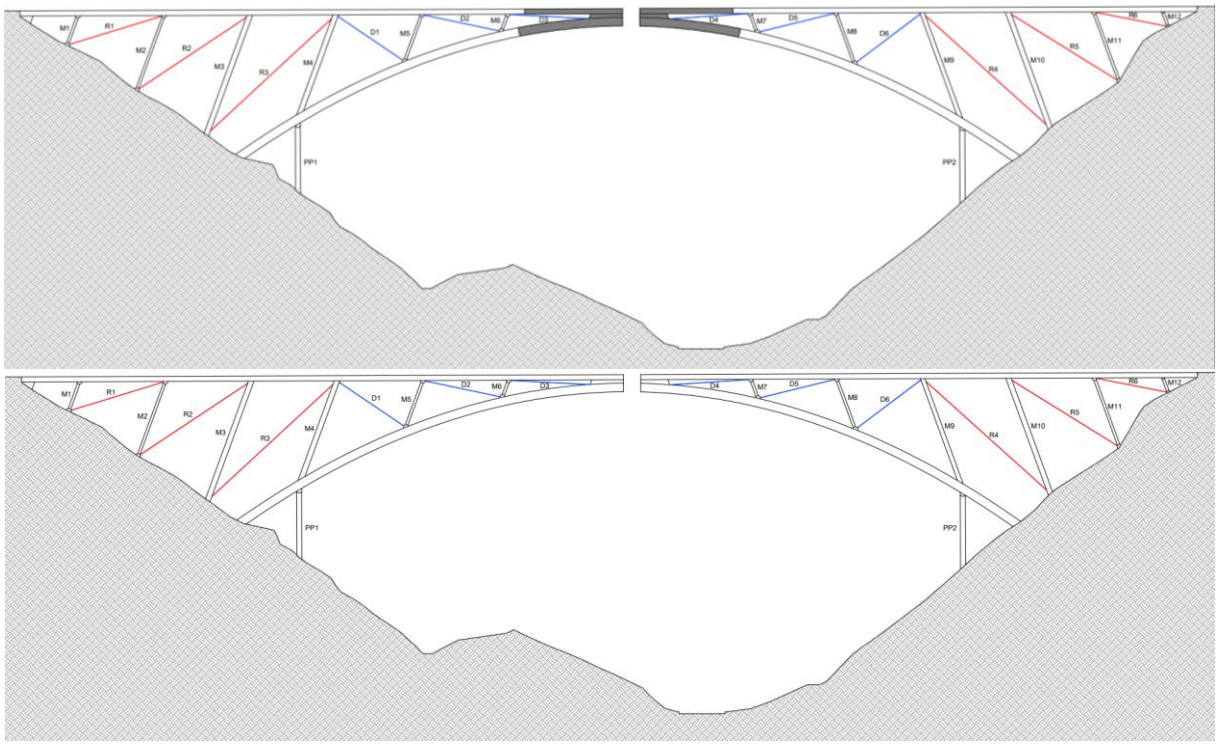


Figura 6.3.2.7 – Execução dos segmentos do arco e tabuleiro da fase 4

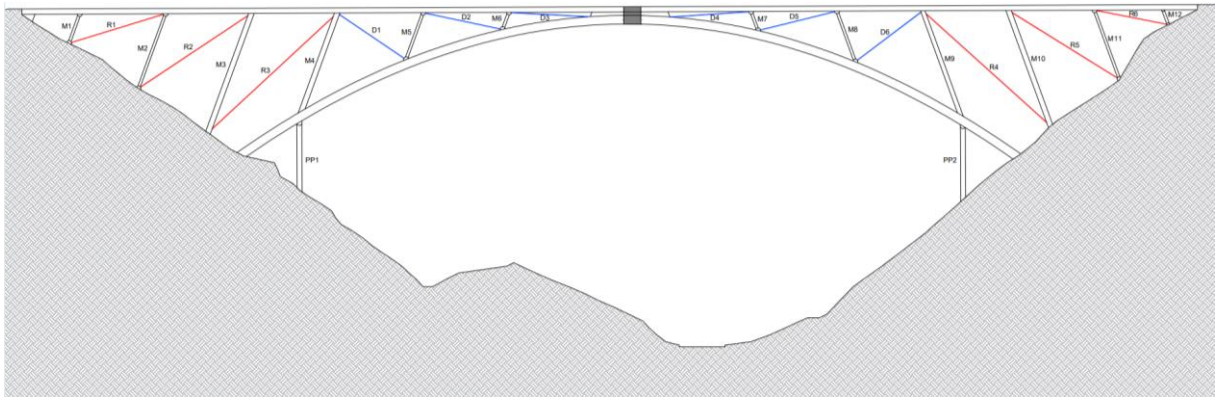


Figura 6.3.2.8 – União das duas partes da estrutura

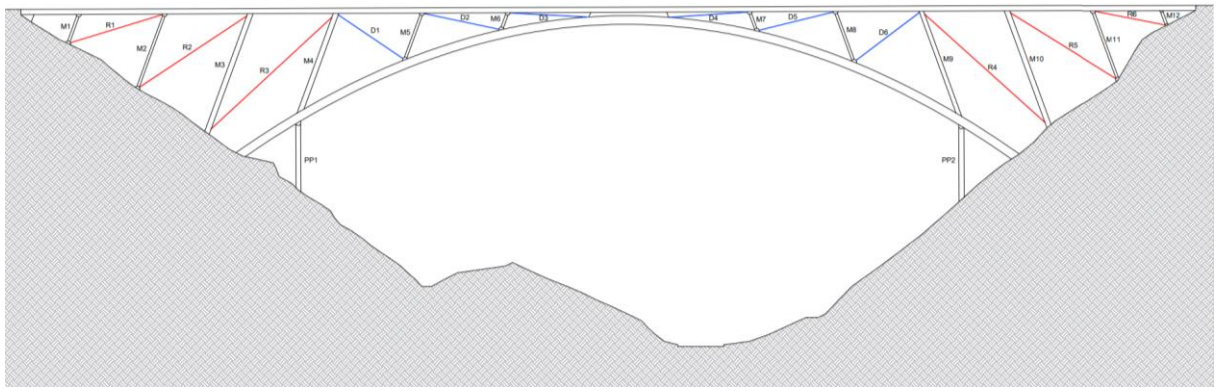


Figura 6.3.2.9 – Configuração final da ponte após o faseamento construtivo

Operações especiais (Figura 6.3.2.10):

- Destensionamento e remoção dos cabos de retenção R1 a R6 e das diagonais D1 a D6;
- Remoção dos pilares provisórios;
- Retirada dos apoios horizontais provisórios.

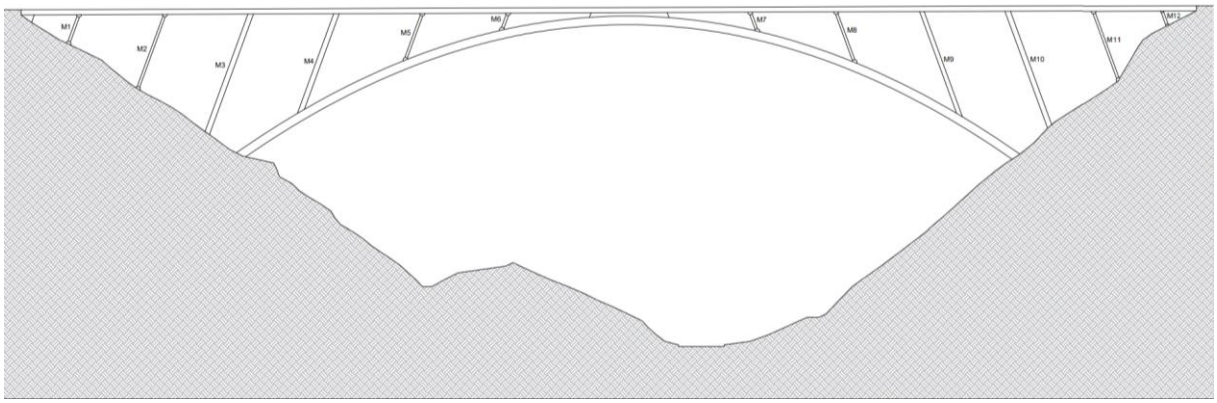


Figura 6.3.2.10 – Aspeto final da ponte após a retirada dos elementos provisórios

Neste método é necessário que haja um pilar provisório em cada semi-arco que auxilie a transferência de cargas para o terreno, até que a estrutura se torne autoportante após o fecho do arco. Esses pilares em betão armado foram modelados como sendo rotulados no topo, na zona de interseção com o arco, de forma que, estando finalizado o processo construtivo, esse elemento vertical pudesse ser removido mais facilmente. Um procedimento semelhante foi realizado na Ponte Infante D. Henrique, Figura 6.3.2.11 [15], neste caso, tendo sido utilizado um sistema de rotação e translação para a sua remoção. A classe de betão utilizada para o elemento vertical provisório foi C50/60 e a sua secção transversal foi definida como tubular com 4.0 m de largura, 1.5 m de altura e espessura constante de 0.25 m.

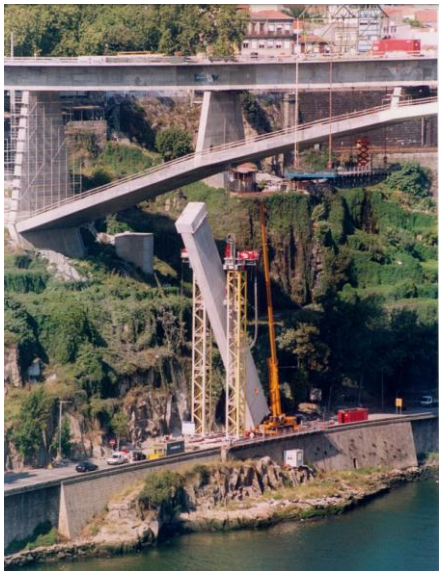


Figura 6.3.2.11 – Desmontagem de um dos pilares provisórios da Ponte Infante D. Henrique, Portugal [15]

Da perspetiva do faseamento construtivo, cada fase corresponde à colocação de uma diagonal provisória e do montante respetivo, existindo, por isso, três fases associadas. Todos os cabos serão designados a partir daqui por "barras ativas", o que significa que são elementos cujos esforços serão impostos através de um tensionamento com macacos hidráulicos, consoante as condições que se pretendem verificar. Os cabos de aço são altamente flexíveis, devido aos seus pequenos diâmetros. Se estes cabos

funcionassem apenas de forma passiva, os deslocamentos ao longo do eixo longitudinal das barras impediriam que os elementos em consola trabalhassem não como uma treliça de Pratt, mas sim como uma viga Vierendeel com momentos incomportáveis. Portanto, este método necessita que essas deformações sejam controladas através de sucessivos ajustes das barras ativas [34].

Tratando-se de um processo que envolve a construção tanto do arco como do tabuleiro ao mesmo tempo, há uma fase anterior ao início do processo de triangulação (Figura 6.3.2.4) que abrange a construção da parte do tabuleiro que está apoiada sobre os três primeiros montantes e a instalação dos cabos de retenção, que, em ambas as margens, transmitirão as forças de tração do tabuleiro para os terrenos de fundação. Nesta etapa os montantes inclinados mais próximos dos encontros podem ser construídos recorrendo a cavalete apoiado no solo e o tabuleiro pode ser executado com cimbre autolançável (viga de lançamento) ou, também, com cavalete apoiado no solo. Naturalmente, em obra, a construção desses elementos não será realizada em apenas uma fase. Porém, realizar uma análise detalhada deste faseamento não é relevante para o estudo, dado que são admitidas múltiplas soluções construtivas e que o que se pretende observar é o comportamento do arco através do processo por triangulação.

A nível da modelação no programa de cálculo, para cada uma das fases foi criado um caso de carga relativo ao peso próprio construtivo, pp_{constr}, em que se considera apenas o peso da parte que será betonada na etapa referida, desde 5 m após o montante da fase anterior até 5 m após a diagonal instalada na fase em questão. Também foram criados casos paramétricos, nos quais se aplicou uma variação de temperatura uniforme de 100ºC em cada tirante e cabo de retenção, tendo uma dada fase n um total de n casos paramétricos. Posteriormente, a partir dos esforços e deformações dos dois semi-arcos devido a estas cargas, será possível determinar as respetivas matrizes de influência. A respeito dos cabos provisórios, considerou-se nos diferentes modelos que as suas secções transversais eram circulares e maciças, de 10 cm de diâmetro.

Cada fase tem associados dois modelos, um que representa a situação anterior à colocação do elemento metálico provisório e do montante associado e outro posterior à esta, exemplificadas na Figura 6.3.2.5. No primeiro caso simula-se apenas a execução em consola dos elementos do arco e do tabuleiro, suportados pelos carrinhos de avanços. No segundo modelo, é reproduzida a situação onde o montante é betonado, as diagonais da fase são instaladas e todos os cabos são tensionados com as forças necessárias para suportar o peso dos elementos betonados nesta fase, calculadas com recurso ao conceito de "matriz de influência das barras ativas". Em ambos os modelos foram adicionados apoios horizontais nos dois encontros, assegurando ligações rígidas na direção longitudinal do tabuleiro durante o processo construtivo, contrariamente ao que se verifica na fase de exploração da estrutura, onde os deslocamentos segundo esta direção estão libertos.

A respeito da matriz de influência, a sua função é permitir calcular as forças que deverão ser impostas nas barras ativas, ao longo das fases construtivas, de forma a corrigir a resposta da estrutura às cargas permanentes e garantir determinadas condições referentes a esforços e/ou deformações. No presente caso de estudo, cada fase tinha como critério a anulação dos momentos imediatamente à direita dos pontos de interseção arco-montantes. Para além dessas condições, de maneira estabelecer um sistema com pelo menos n equações para as n incógnitas, foram incluídos critérios adicionais que definiam que os esforços axiais nos cabos de retenção deveriam ser todos de tração, ou seja, inferiores a zero, segundo a convenção de sinais utilizada no programa de cálculo. Em cada fase, com a colocação de uma nova diagonal, aumenta-se uma condição relativamente ao número de secções onde o momento deve ser minimizado. As incógnitas de ajuste, designadas por "coeficientes de combinação", de cada cabo podem ser calculadas recorrendo à Equação (7). Esta expressão também permite o cálculo das forças de tensionamento em cada barra após o ajuste dos cabos provisórios.

$$f_i^{pp} + \sum_{j=1}^{n} f_{i,j}^{Tj}\, x_j = b_j$$

Equação (7) – Forças de tensionamento nos cabos provisórios [33]

ou na forma matricial, $\begin{bmatrix} f_1^{pp} \\ f_2^{pp} \\ \vdots \\ \vdots \\ f_m^{pp} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{1,1}^T & f_{1,2}^T & \cdots & \cdots & f_{1,n}^T \\ f_{2,1}^T & f_{2,2}^T & \cdots & \cdots & f_{2,n}^T \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ f_{m,1}^T & f_{m,2}^T & \cdots & \cdots & f_{m,n}^T \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ b_m \end{bmatrix}$

sendo:
n – número de tirantes a serem tensionados (barras ativas)
m – número de barras do modelo estrutural de ajuste da tensão em barras ativas ($> n$)
j – casos de carga

- $j = 1$ – tensionamento do tirante 1
- $j = n + 1$ – tensionamento do tirante $n + 1$

f_i^{pp} – esforço na barra i devido ao peso próprio atuante
$f_{i,j}^T$ – esforço na barra i devido ao tensionamento da barra ativa j
x_j – fator de escala, ou coeficiente de combinação, a multiplicar pelo caso de carga correspondente a pós-tensão do tirante j
b_j – valor da condição a ser verificada, podendo ou não ser nula

Abaixo está apresentada, de forma elucidativa, na Equação (8), uma das condições utilizadas na matriz de influência, relativa aos momentos para determinação das forças de tensionamento das barras ativas (fatores de escala ou coeficientes de combinação).

$$M_i^{pp} + \sum_{j=1}^{n} M_{i,j}^{Tj}\, x_j = 0$$

Equação (8) – momento a controlar num determinado ponto

onde:
M_i^{pp} – momento na barra i devido ao peso próprio atuante
$M_{i,j}^T$ – momento na barra i devido ao tensionamento da barra ativa j
$b_j = 0$ – condição a ser verificada

Com recurso à matriz de influência das forças instaladas nas barras ativas, foram calculados os coeficientes x_j associados a cada tirante e cabo de retenção, que devem ser multiplicados pelo respetivo caso paramétrico modelado no programa de cálculo Robot. A partir destes produtos, juntamente com o peso próprio da estrutura executada nessa fase, obtém-se uma combinação de casos de carga designada por "ajuste", que corresponde à regulação das forças nos tirantes.

Os dados utilizados para determinação das matrizes foram retirados dos modelos de cada fase após a colocação da diagonal provisória e do montante respetivos, sendo que esses modelos contemplam também o peso próprio das aduelas betonadas em cada fase.

Na Tabela 1 está representada, para uma determinada fase, a construção da respetiva matriz de influência com os cinco casos paramétricos de atuação nas barras ativas, que serão multiplicados pelos respetivos coeficientes da Tabela 2.

Tabela 1 – Dados utilizados para o cálculo da matriz de influência de uma fase

	Fase 3								
	Tipo	Número	Critério	Esforços [kN ou kNm]					
				pp	$T_{0,R1}$	$T_{0,R2}$	$T_{0,R3}$	$T_{0,D1}$	$T_{0,D2}$
	Aduela	4010	**M = 0**	-3943,7277	-116,7336	-157,9438	1037,2693	-6299,7019	151,0925
	Aduela	4026	**M = 0**	-14509,8921	14,1903	31,7877	-1286,7217	6249,3453	-5103,8323
R1	Cabo	13477	**N < 0**	-130,7323	1896,8623	-24,5426	-10,5334	5,3548	-0,7554
R2	Cabo	13476	**N < 0**	-108,0445	-18,4485	1811,2382	-22,8120	-9,0496	1,9510
R3	Cabo	13474	**N < 0**	60,0323	-6,1178	-17,6259	1815,2556	-31,1496	23,2578

Tabela 2 – Determinação dos coeficientes de combinação

Solver				
Coeficiente		Tipo	Equação	Restrição
x1	-0,0876	Momento	8,4187E-06	0
x2	-0,1082	Momento	0,0145	0
x3	-0,2424	Força	-292,8488	0
x4	-0,7504	Força	-297,3894	0
x5	-3,7015	Força	-440,1744	0

Posteriormente, retiraram-se do programa de cálculo os momentos fletores e esforços axiais ao longo do arco em cada uma das fases para os casos de carga associados ao peso próprio construtivo nas duas situações referidas anteriormente e ao ajuste das forças nos cabos. As Figuras 6.3.2.12 e 6.3.2.13 retratam como foi feita a modelação de uma das fases no programa de cálculo.

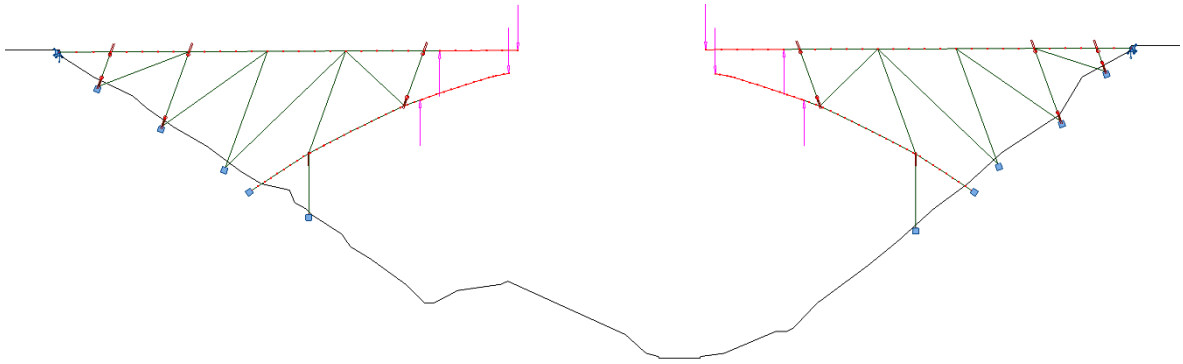


Figura 6.3.2.12 – Faseamento construtivo sem diagonais

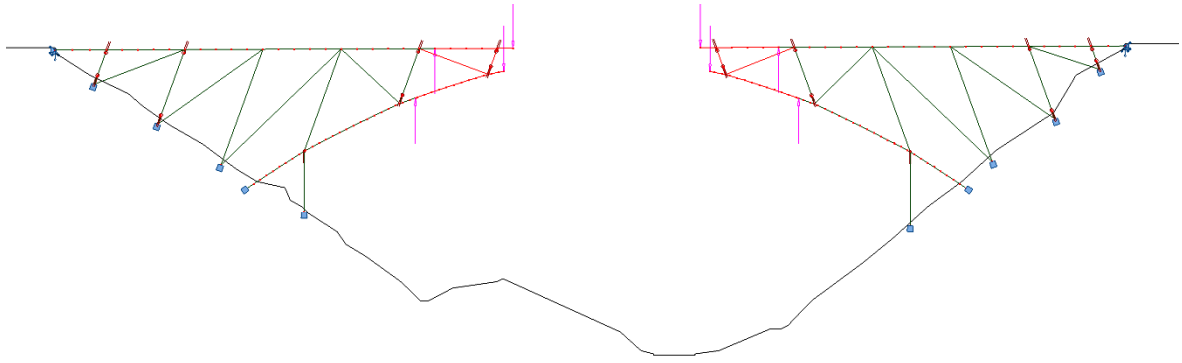


Figura 6.3.2.13 – Faseamento construtivo com diagonais

Após a preparação de todas as fases, é importante realizar uma assemblagem de esforços, que aqui será chamada de "acumulados", de forma a avaliar, ao longo de todo o processo construtivo, o comportamento da estrutura no que diz respeito às variações de tensões e esforços, que numa fase futura do projeto serão utilizados para dimensionamento das armaduras e dos cabos de pré-esforço do tabuleiro.

Para tal, as barras que compõem o arco e as associadas aos tirantes seguiram uma numeração padronizada em todos os modelos, facilitando posteriormente a transferência dos dados do programa de cálculo para o Excel. Tal processo também foi realizado para o atirantamento com torre provisória, descrito no subcapítulo seguinte desta dissertação.

Como visto anteriormente, em cada fase será instalado um novo tirante, com a força adequada que verifica as condições utilizadas na matriz de influência. Os esforços provenientes deste ajuste serão somados com os relativos a situação de betonagem das aduelas da fase seguinte e também ao ajuste do tirante cronologicamente posterior, onde será possível avaliar quais os efeitos que a regulação dos cabos têm no arco ao longo de todo o processo construtivo. Todos os dados relativos aos esforços acumulados serão representados em forma gráfica, de maneira a servirem de base para um estudo comparativo dos dois processos construtivos aqui estudados. As combinações das fases descritas neste parágrafo estão apresentadas abaixo em forma de lista.

- Fase 1 pp_{constr}
- Fase 1 ajuste
- Fase 1 ajuste + Fase 2 pp_{constr} sem diagonais
- Fase 1 ajuste + Fase 2 ajuste
- Fase 2 ajuste + Fase 3 pp_{constr} sem diagonais
- Fase 2 ajuste + Fase 3 ajuste
- Fase 3 ajuste + Fase 4 pp_{constr} sem diagonais
- Fase 3 ajuste + Fase 4 ajuste

É de referir que as tensões nas fibras superiores e inferiores foram calculadas recorrendo às expressões apresentadas nas Equações (9) e (10), sendo a área da secção transversal do arco igual a cerca de 3.00 m^2 e a sua inércia na direção horizontal igual a 3.10 m^4. Considerou-se o esforço axial com a convenção de sinal positivo para esforços de tração, contrariamente aos fornecidos pelo programa de cálculo, e momentos positivos que causam trações nas fibras inferiores, assim como demonstrado na Figura 6.3.2.14.

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{I_y} \times \left(h - \frac{y_g}{2}\right)$$

Equação (9) – Tensões nas fibras superiores

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times \left(h - \frac{y_g}{2}\right)$$

Equação (10) – Tensão nas fibras inferiores

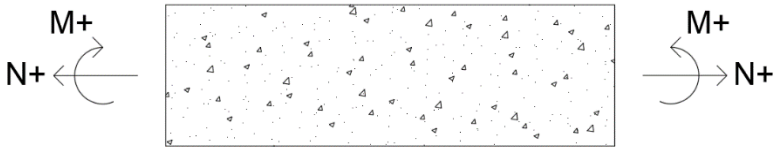


Figura 6.3.2.14 – Convenção de sinais utilizada para o cálculo das tensões

Fase 1 ajuste + Fase 2 pp_{constr} sem diagonais

Aqui pretende-se avaliar qual o efeito que os tensionamentos efetuados nas diagonais e nos cabos de retenção têm no comportamento estrutural do arco depois de terem sido betonadas as aduelas do arco e os segmentos do tabuleiro referentes à fase 2. É de se notar na Figura 6.3.2.15 que houve uma mudança da distribuição dos esforços axiais do arco devido às forças instaladas nos cabos. O diagrama apresentava anteriormente uma redução dos esforços nos pontos associados aos montantes, no sentido do centro para os apoios, que após o ajuste passou a ser crescente, pelo contributo do esforço axial do cabo provisório.

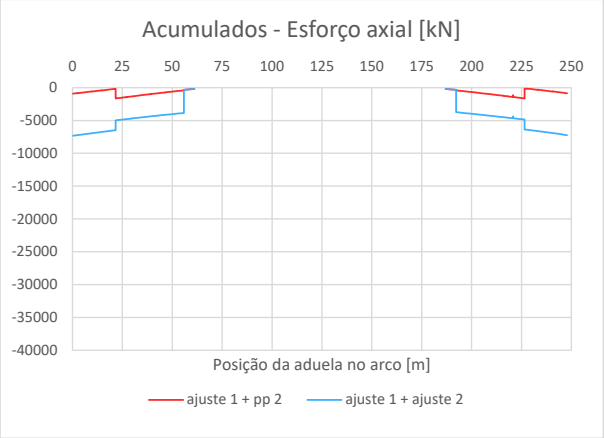


Figura 6.3.2.15 – Esforços axiais acumulados no arco no fim da fase 2

O diagrama destacado a vermelho na Figura 6.3.2.16 apresenta os momentos fletores causados pela execução da grande consola do arco (com cerca de 33 m) associada a esta fase. Os pesos próprios desses elementos podem ser traduzidos numa força concentrada de cerca de 2500 kN, aplicada a uma distância de 16.5 m do nó onde está inserida a primeira diagonal em cada semi-arco. Em conjunto com o binário representante dos carrinhos de avanços, levam a um esforço de flexão de mais de 72500 kNm nesse nó, que geram tensões de 29.2 MPa, de tração nas fibras superiores (Figura 6.3.2.17) e de compressão nas inferiores (Figura 6.3.2.18).

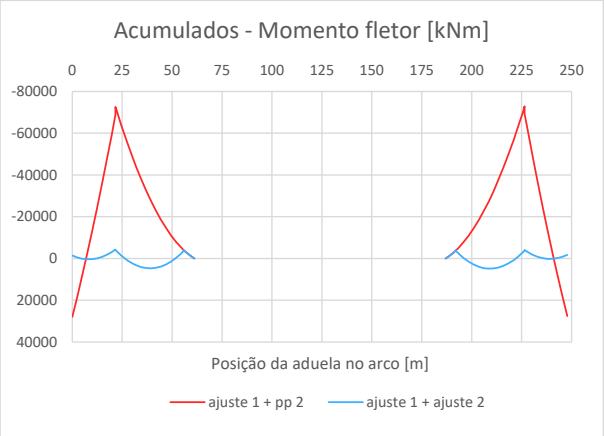


Figura 6.3.2.16 – Momentos fletores acumulados no arco no fim da fase 2

Dada a magnitude dos esforços de flexão, o contributo do esforço axial para a compressão do arco não é suficiente para conter as tensões dentro do limite admissível da tensão de rotura à tração, f_{ctm}, para o betão C60/75, reduzindo as tensões nas fibras superiores em apenas 0.5 MPa. Sendo a tensão máxima obtida igual a 29 MPa, logo durante a segunda fase da execução da estrutura já apareceriam grandes fissurações, difíceis de serem controladas. Desta forma, no início do estudo do processo construtivo por

triangulação se constata que a aplicação deste método não é eficaz quanto aos esforços e tensões distribuídos no arco. Portanto, necessita de uma investigação mais cuidada a alternativas que permitam melhorar os resultados e minimizar as tensões normais, através do controlo de um menor número de aduelas em cada fase, reduzindo, assim, o comprimento da consola.

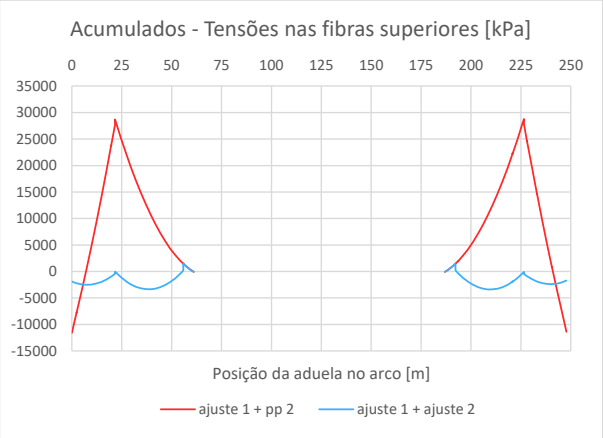


Figura 6.3.2.17 – Tensões nas fibras superiores acumuladas no arco no fim da fase 2

Quanto às tensões nas fibras inferiores, também se pode constatar os mesmos aspetos referidos no parágrafo anterior, mas neste caso as tensões máximas são relativas aos arranques do arco e iguais a aproximadamente 11 MPa. A partir dos 5 m de extensão do arco, as tensões passam a ser de compressão, atingindo um valor máximo de -29 MPa na posição onde é aplicada a segunda diagonal.

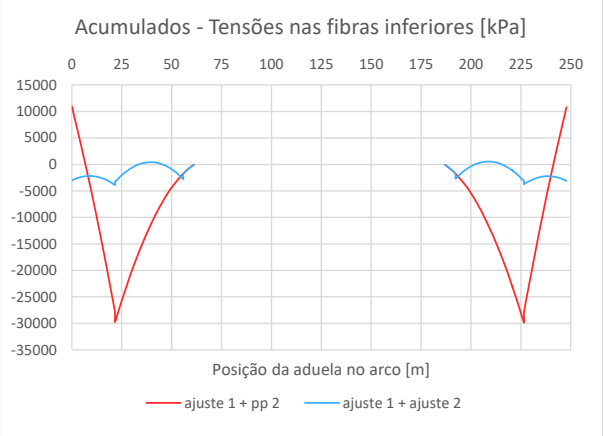


Figura 6.3.2.18 – Tensões nas fibras inferiores acumuladas no arco no fim da fase 2

Uma alternativa para um melhor controlo das tensões seria utilizar diagonais intermédias em cada fase, desenhadas a rosa na Figura 6.3.2.19, para suportar um número menor de aduelas do arco, tal como foi feito na Ponte em arco de los Tilos [34]. Desta forma, ter-se-ia mais barras ativas que suportariam um menor comprimento de consola, levando a menores esforços de flexão no arco. Contrariamente aos outros cabos, estes intermédios não são mantidos até o fim do processo construtivo, mas sim até que se dê o desfecho da fase em causa (Figura 6.3.2.20).



Figura 6.3.2.19 – Esquema de construção da Ponte de los Tilos com triangulação provisória através de diagonais intermédias entre arco e tabuleiro [34]



Figura 6.3.2.20 – Execução do arco com diagonais intermédias na Ponte de los Tilos [34]

6.3.3. ATIRANTAMENTO COM TORRE PROVISÓRIA

6.3.3.1. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE AJUSTE DAS BARRAS ATIVAS PELO MÉTODO DA DESMONTAGEM

Tendo em conta as particularidades geométricas da obra em causa e as conclusões do subcapítulo anterior, foi realizado um estudo considerando que o arco seria construído previamente ao tabuleiro, recorrendo a uma torre provisória, a que seria acoplada um conjunto de tirantes. A principal diferença entre as estruturas realizadas com recurso a cabos ou tirantes e as estruturas convencionais consiste no facto de os esforços e as deformações de todo o sistema estrutural serem inicialmente definidos com base nos valores das forças de tensionamento das barras ativas. Desta forma, é possível determinar uma solução de forças a aplicar nos tirantes tal que controle as deformações no arco e no mastro e equilibre a estrutura perante as cargas permanentes.

Para o cálculo das forças de ajuste das barras ativas podem adotar-se diferentes abordagens. O processo de análise "por desmontagem" é referido aqui como uma alternativa ao procedimento adotado, não sendo estudado com detalhe nesta dissertação. Usualmente, o estudo do faseamento construtivo de pontes atirantadas assenta neste procedimento, sendo a análise estrutural realizada considerando a desmontagem da estrutura, isto é, na ordem cronológica inversa da sua construção, partindo do modelo da estrutura completa que se pretende obter. Assim sendo, dispõe exatamente da mesma quantidade de tirantes e cabos de retenção do processo de construção da estrutura e, consequentemente, do mesmo número de fases.

A Figura 6.3.3.1.1 ilustra o processo de montagem à esquerda, de forma a ser possível compreender o funcionamento do processo de desmontagem, representado à direita.

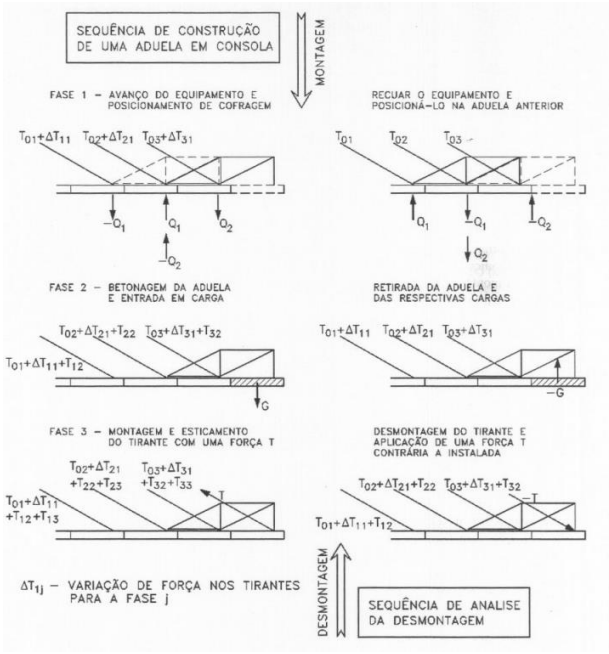


Figura 6.3.3.1.1 – Ilustração do processo de construção e da análise por desmontagem [35]

Na conceção clássica das estruturas atirantadas, os pontos de ancoragem dos cabos à estrutura principal são considerados como apoios na direção vertical. Com base neste critério (ou noutro que se entenda ser também vantajoso) podem ser calculadas as forças "finais" instaladas em todas as barras ativas recorrendo à matriz de influência da estrutura completa. A partir deste "estado final", vai-se "desmontando a estrutura fase a fase" e acumulando os esforços devidos à remoção do peso de cada aduela e da remoção dos correspondentes tirantes e cabos de retenção.

As forças instaladas em cada barra ativa imediatamente antes da sua remoção no "processo de análise por desmontagem" correspondem às forças de tensionamento a instalar nessas barras durante a execução da obra. Através deste processo as forças de tensionamento podem ser determinadas, permitindo também analisar as fases cronologicamente anteriores.

Assim sendo, o processo por desmontagem teria em cada fase um par tirante e cabo de retenção para cada semi-arco que será destensionado com as forças calculadas na fase de análise imediatamente anterior que corresponde à fase de construção cronologicamente posterior.

Em cada fase o peso da aduela que suporta o cabo é aplicado no sentido contrário ao da gravidade, simulando a retirada desse elemento. Os pesos referentes ao carrinho de avanços são colocados com sinais contrários aos utilizados no processo de montagem, o que quer dizer que na extremidade interior, mais próxima da zona central, da aduela a ser removida, a força do carrinho é aplicada para cima e na extremidade contrária o seu sentido é descendente. Com base nos aspetos referidos, quando se dá a desmontagem do par de cabos de cada fase observam-se os comportamentos estruturais passivos dos restantes cabos instalados nas fases anteriores a esta.

As variações "passivas" dos esforços axiais dos cabos são acumuladas para determinar o valor correspondente ao seu destensionamento nesta análise. Por ser de ordem cronológica inversa, estes valores correspondem às forças aplicar nos cabos durante a execução do arco.

É de salientar que este procedimento de cálculo permite o controlo de tensões e/ou deformações no final do faseamento construtivo.

6.3.3.2. ANÁLISE DO PROCESSO DE MONTAGEM DA ESTRUTURA

No presente estudo, a análise de esforços e tensões foi realizada considerando o processo de montagem da estrutura, isto é, no mesmo sentido em que se desenvolve a sua construção, sendo mais intuitiva de acompanhar em obra e de mais fácil implementação. Apesar de não garantir a anulação dos deslocamentos e a minimização absoluta das tensões no final do processo construtivo, pode ser suficientemente eficaz para o controlo pretendido ao longo da construção do arco.

Neste capítulo, o processo será estudado para o peso próprio durante o faseamento construtivo e no fim será apresentada a solução obtida, contabilizando também os efeitos das restantes cargas permanentes, de uma envolvente de sobrecargas e de uma variação de temperatura uniforme em toda a estrutura, tornando-se possível de analisar algumas das condições em serviço da ponte e o quão graves são essas ações em relação às cargas permanentes. As Figuras 6.3.3.2.1 a 6.3.3.2.3 pretendem representar algumas das fases associadas a este método construtivo.

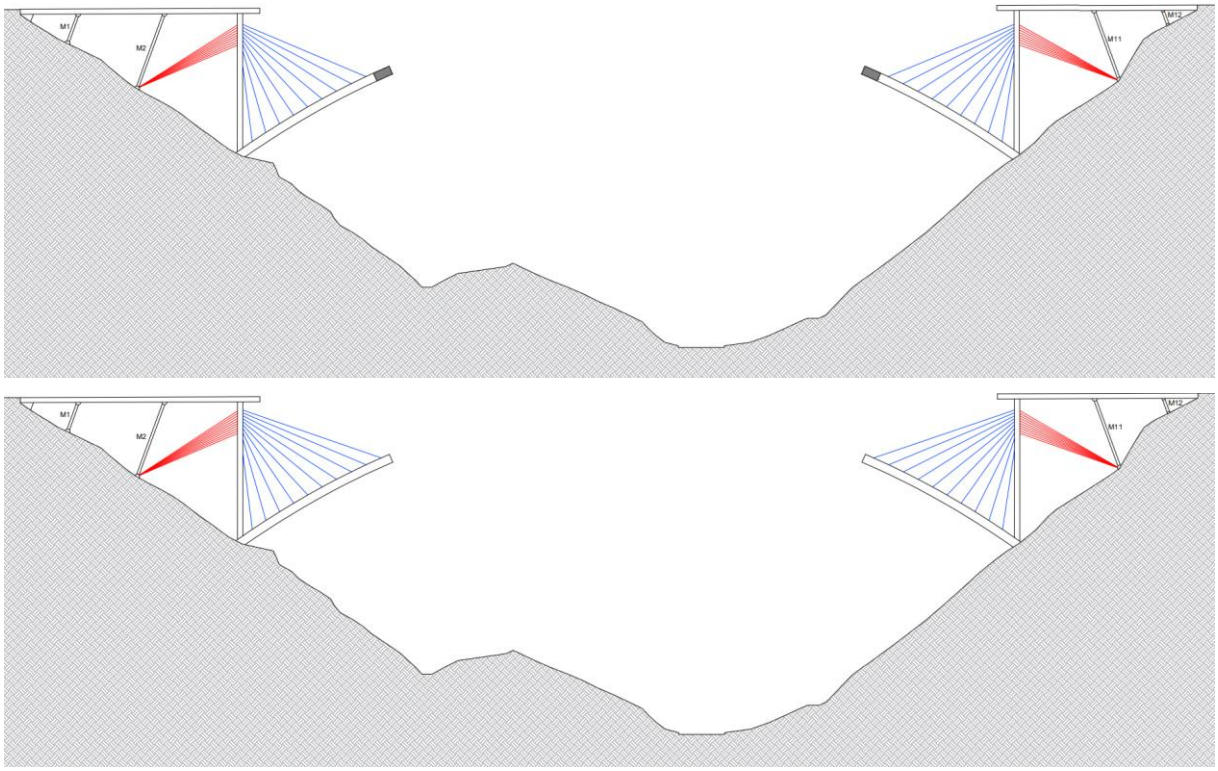


Figura 6.3.3.2.1 – Execução da fase 10 do atirantamento com torre provisória



Figura 6.3.3.2.2 – Execução da parte metálica da torre provisória

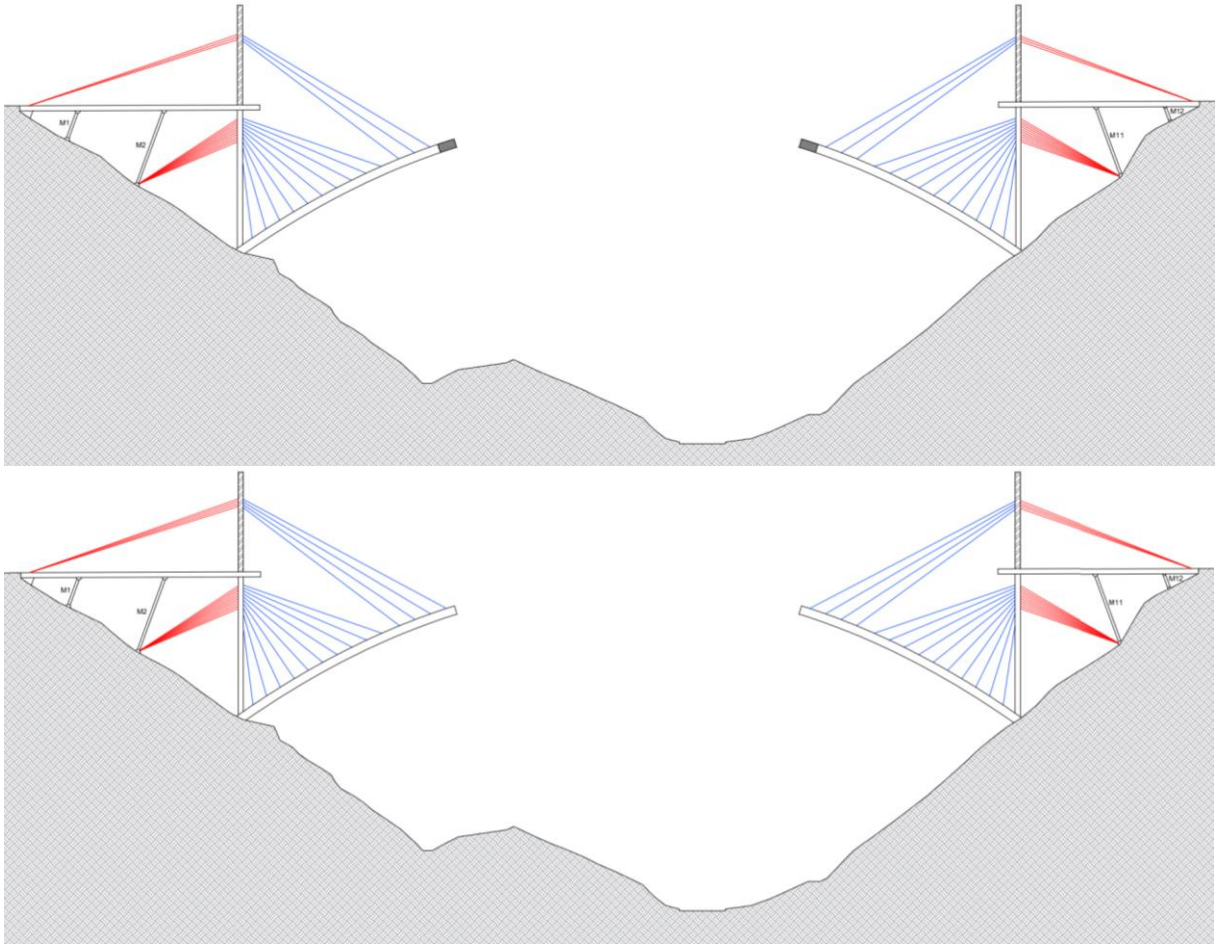


Figura 6.3.3.2.3 – Execução da fase 14 do atirantamento com torre provisória

É importante salientar que, devido à necessidade de fasear a execução de uma ponte, é necessário que haja uma separação evidente entre os estudos dos pesos próprios e das restantes ações que atuam na estrutura. Essencialmente em pontes de médio ou grande vão, os esforços devidos ao peso próprio dos elementos a serem betonados apresentam distribuições que dependem fortemente do método construtivo utilizado. Essas cargas permanentes são as ações mais importantes que atuam na estrutura, devendo, por isso, ser estudadas detalhadamente [36].

É de referir também que na conceção clássica de pontes atirantadas, em que os cabos são fixados no tabuleiro, os estados de tensão nos tirantes e os esforços distribuídos ao longo do tabuleiro devido aos pesos próprios do mesmo e de metade dos tirantes podem ser determinados considerando que os deslocamentos verticais nos pontos de fixação são nulos, aproximando o comportamento da estrutura de apoio dos cabos à uma viga contínua. Através do cálculo das "reações", R_i, nos pontos de fixação e posicionando-as na direção do tirante respetivo, isto é, dividindo o valor da força pelo seno do ângulo, α_i, que o cabo faz com o tabuleiro, obtêm-se os pares de ações equivalentes, F_i, que substituem os tirantes e permitem a determinação dos diagramas de esforços da estrutura (Figura 6.3.3.2.4) [36].

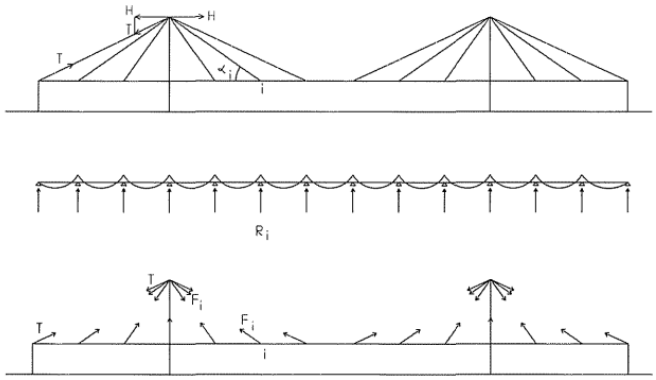


Figura 6.3.3.2.4 – Forças equivalentes aos tirantes [36]

A construção da estrutura em análise inicia-se simultaneamente em ambos os encontros, sendo, por isso, dois semi-arcos, que no final do processo serão unidos através de uma aduela de fecho. De forma similar ao método construtivo anterior, cada fase consiste na betonagem de uma aduela do arco (aprox. 5 m) e na colocação de um tirante, que suporta o peso dessa aduela, e de um cabo de retenção, que transmite as forças atuantes para o solo. A Figura 6.3.3.2.5 demonstra o aspeto final da estrutura após a colocação de todos os cabos provisórios, em que as linhas vermelhas representam os cabos de retenção e as azuis os tirantes que sustentam o arco.

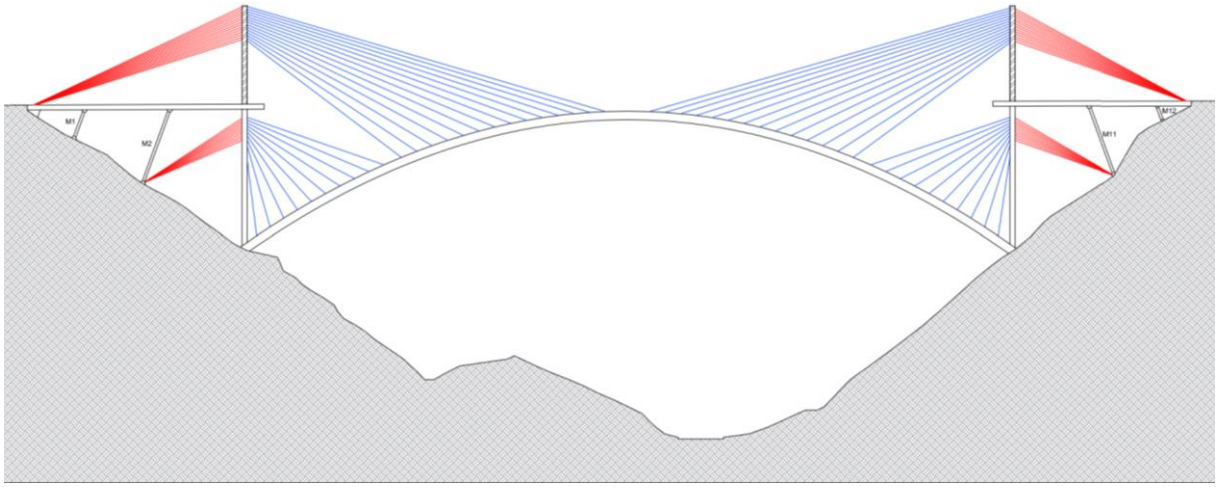


Figura 6.3.3.2.5 – Configuração da ponte após a colocação de todos os cabos provisórios

No modelo de cálculo considerou-se que as torres provisórias são mistas, tendo uma zona em betão armado até o nível do tabuleiro e uma solução metálica acima deste, semelhantes às utilizadas na construção da ponte Krk, na Croácia (Figura 4.10). A secção em betão armado e a "secção equivalente" em aço têm as mesmas dimensões exteriores, de 3.00 m de largura e 1.50 m de altura, porém com a diferença que a primeira é maciça e a última é tubular, com espessura média equivalente de 0.03 m.

Também foram inseridos apoios horizontais provisórios nos pontos de fixação dos cabos de retenção nos encontros, de forma a impedir os deslocamentos longitudinais do tabuleiro durante o faseamento construtivo.

A nível do faseamento construtivo este processo revelou-se mais trabalhoso, visto que é necessária uma quantidade de tirantes muito superior à da construção por triangulação, havendo um total de 24 fases, em que é instalada a mesma quantidade de tirantes e também de cabos de retenção, para cada semi-arco. A análise de esforços foi realizada recorrendo a modelos parciais, em que cada um corresponde à instalação de um par de cabos, composto por um tirante e do seu respetivo cabo de retenção.

No programa de cálculo foram considerados para cada fase três casos de carga principais: o peso próprio dos elementos betonados na fase, dois casos de carga paramétricos, um com temperatura uniforme de 100°C aplicada no tirante e outro no cabo de retenção, e uma combinação referente ao ajuste das barras ativas, tal como o processo construtivo anterior. A Figura 6.3.3.2.6 exemplifica um caso relativo ao peso próprio, em que temos a betonagem da aduela, a vermelho, relativa ao tirante instalado nesta fase (assinalado a azul) e as forças nodais a rosa que representam a retirada e colocação do carrinho de avanços, para cima e para baixo, respetivamente, nos dois nós extremos da aduela.

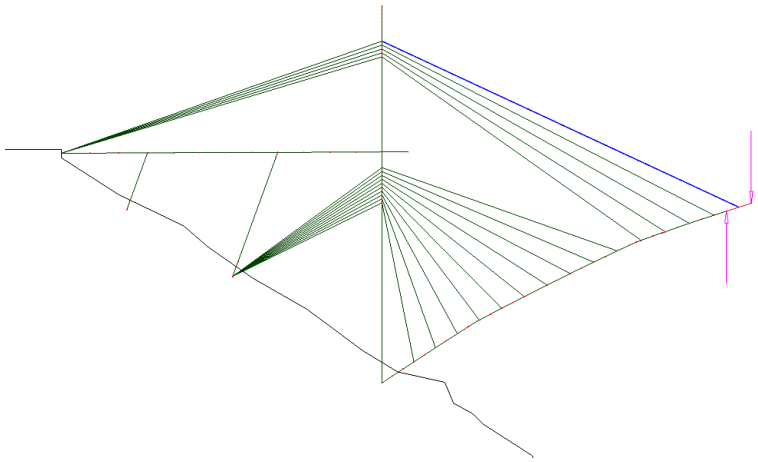


Figura 6.3.3.2.6 – Caso de carga relativo ao peso próprio dos elementos colocados na fase 15

Para regular as forças necessárias a aplicar nos tirantes em cada fase, recorreu-se mais uma vez ao conceito de matriz de influência. As condições utilizadas na determinação da matriz têm como objetivo anular, fase a fase, o deslocamento vertical do ponto de interseção entre o arco e o tirante a ser instalado e também o deslocamento horizontal na extremidade contrária deste último, isto é, na ligação com a torre provisória. Controlar o ajuste simultâneo de todos os cabos presentes numa fase seria de grande complexidade de implementação em obra e também a nível de cálculo, havendo a possibilidade de não haver convergência no método utilizado e de não ser possível encontrar uma solução ideal que verifique todas as condições. Portanto, por simplificação, optou-se por definir uma matriz para cada fase que considera apenas os cabos instalados nesta mesma fase, sendo que todos os outros cabos previamente instalados respondem de forma passiva quer ao peso próprio das aduelas seguintes quer ao ajuste dos cabos posteriores.

Tratando-se de um estudo inicial onde não é conhecida a secção real dos tirantes, admitiu-se uma secção fictícia circular maciça, de 10 cm de diâmetro. A determinação das forças de ajuste não depende das áreas das secções transversais desses elementos e, por simplificação, optou-se por não considerar o seu peso próprio no cálculo da estrutura. Porém, dado que a regulação dos tirantes é realizada considerando apenas os instalados nessa fase, conforme atrás referido, os outros cabos trabalham de forma passiva (dependente da sua rigidez axial) e, portanto, após a determinação da secção transversal real de cada

tirante, a estrutura deve ser recalculada, obtendo-se esforços ligeiramente diferentes que conduzem a um novo dimensionamento das secções, tornando o processo iterativo.

A Tabela 3 representa o processo de obtenção da matriz de influência da fase 16, podendo a descrição aqui apresentada ser estendida para as restantes fases. São apresentados os deslocamentos, em milímetros, no ponto de fixação ao mastro e ao arco do tirante instalado no meio-arco esquerdo para os três casos de carga referidos atrás. Com a aplicação dos critérios relativos a minimização das deformações, foram obtidos os valores dos coeficientes de combinação, retratados na Tabela 4, associados aos dois cabos instalados. Neste caso, sendo os valores das incógnitas x_i negativos, quer dizer que os cabos estão sujeitos a tração, contrariando os casos paramétricos onde se estabeleceu uma temperatura positiva, isto é, de compressão.

Tabela 3 – Deslocamentos utilizados para o cálculo da matriz influência da fase 16

	Fase 16					
	Tipo	Número	Critério	Deslocamentos [mm]		
				pp constr	param 1	param 2
Consola	Nó	7680	**δz = 0**	-24,7417	-47,5582	-18,6317
Torre	Nó	7955	**δx = 0**	5,6400	-0,5397	19,0202

Tabela 4 – Determinação dos coeficientes de combinação referentes a fase 16

	Solver				
	Coeficiente		Tipo	Equação	Restrição
Tirante	x1	-0,3996	Desloc	2,4742E-05	0
Cabo de retenção	x2	-0,3079	Desloc	-5,638E-06	0

De maneira similar ao método construtivo anterior, estando determinados os coeficientes de ajuste referentes as barras ativas, criaram-se, no programa de cálculo, as combinações respetivas de regulação dos cabos. Estas informações, juntamente com as relativas ao peso próprio construtivo da fase, foram extraídas para uma folha de cálculo, de forma a construir os gráficos de esforços (momento fletor e esforço axial), das tensões acumuladas no arco e das forças de tensionamento nos tirantes, ao longo de todo o processo construtivo.

Visto que, de um modo geral, todas as fases são semelhantes, serão aqui detalhadas apenas as fases final, duas intermédias, com aplicação dos cabos em diferentes partes da torre provisória, e a fase de desmontagem. As operações envolvidas em cada uma destas fases serão apresentadas em forma de tópicos e serão analisados os gráficos de esforços axiais, momentos fletores e tensões acumulados até à fase respetiva. Os diagramas respeitantes às restantes fases podem ser observados nos Anexos A2.1 a A2.4.

Em todos os gráficos apresentados, tanto de esforços como de tensões, as linhas marcadas a vermelho (ajuste + pp) representam a situação "acumulada" com todas as cargas e ajustes nos tirantes e cabos de retenção até uma dada fase n e se adiciona o peso próprio da aduela seguinte, correspondente à fase $n + 1$. Por outro lado, as linhas delimitadas a azul demonstram a situação após o tensionamento dos cabos referentes a esta fase (ajuste n + ajuste $n + 1$), onde temos uma estrutura que minimiza as deformações provenientes da betonagem da aduela que suporta o cabo instalado.

Fase 8 (Figura 6.3.3.2.7):

- Deslocação do carrinho da aduela da fase anterior para a que será betonada;
- Betonagem da aduela que irá ser suportada pelo tirante 8;
- Colocação do cabo de retenção 8;
- Colocação do tirante 8;
- Tensionamento das barras ativas da fase.

A fixação dos cabos até esta fase é feita na parte em betão da torre provisória. A figura abaixo apresenta a configuração do semi-arco esquerdo na situação relativa ao peso próprio construtivo da aduela a betonar na oitava fase, a vermelho, e do carrinho de avanços, representado pelo par de forças nodais de 600 kN.

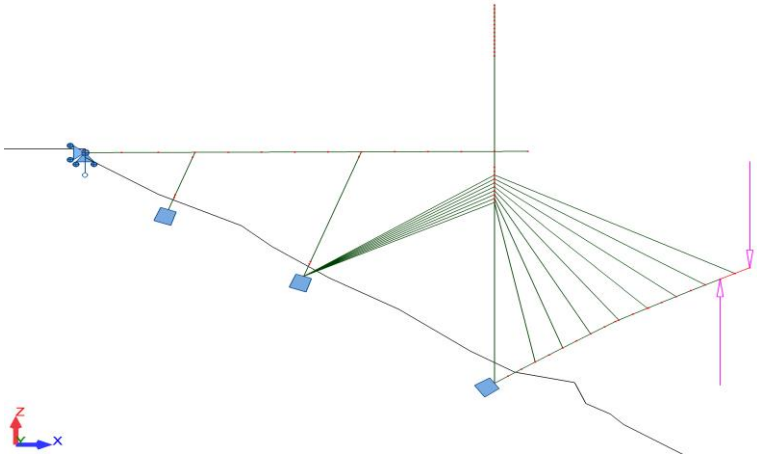


Figura 6.3.3.2.7– Peso próprio da fase 8 no meio-arco esquerdo

Pode-se observar na Figura 6.3.3.2.8 uma tendência crescente dos esforços axiais do arco para a zona dos apoios, dada pelos contributos das forças de tensionamento dos cabos, verificando-se um esforço máximo de compressão de, aproximadamente, -2450 kN.

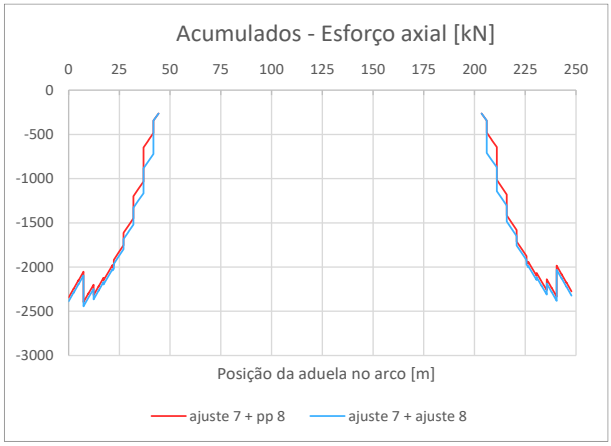


Figura 6.3.3.2.8 – Esforços axiais acumulados no arco até a fase 8

O diagrama de momentos fletores (Figura 6.3.3.2.9) apresenta valores maioritariamente negativos exceto nas secções junto aos arranques do arco. Os valores máximos dos esforços de flexão ocorrem a cerca de 25 m dos apoios. O efeito da atuação nos cabos reduz os valores máximos dos momentos negativos em cerca de 2500 kNm e mantém a distribuição desses esforços de flexão.

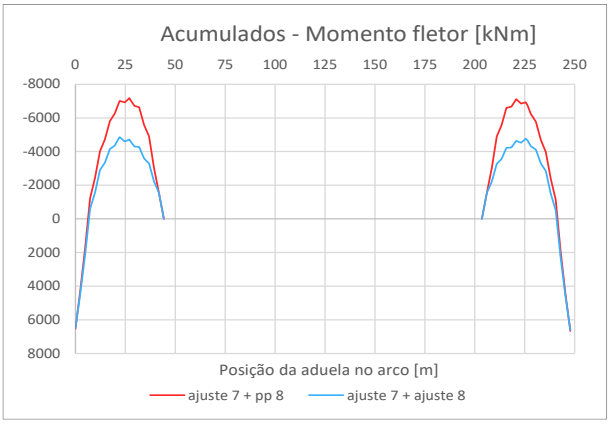


Figura 6.3.3.2.9 – Momentos fletores acumulados no arco até a fase 8

O desenvolvimento dos diagramas das tensões normais do arco, dadas pelas Equações (9) e (10), é fortemente influenciado pelos momentos fletores devido à magnitude desses esforços em relação aos esforços axiais, tal como pode ser observado na Figura 6.3.3.2.10. Nesta fase as tensões máximas nas fibras ainda são relativamente baixas quando comparadas aos limites máximos admissíveis para a tração e compressão do betão em causa.

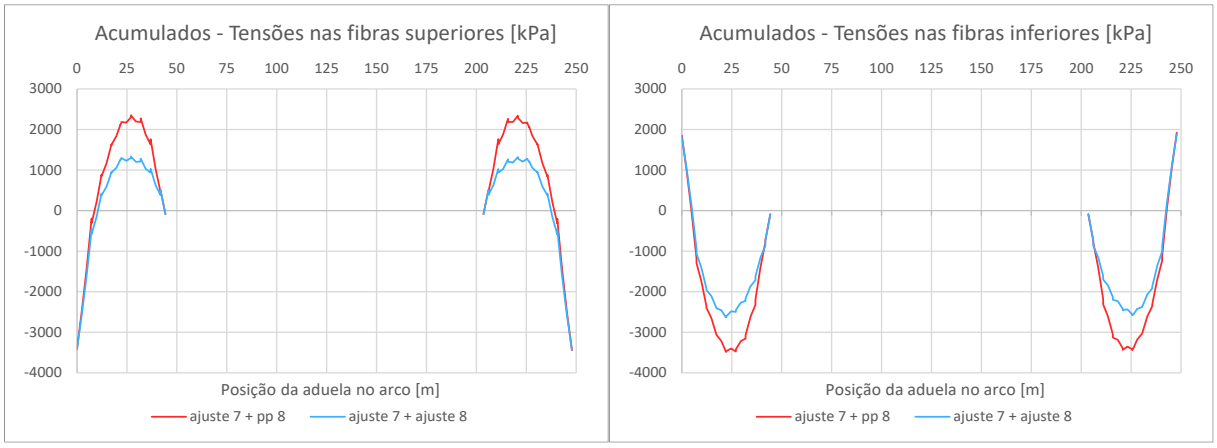


Figura 6.3.3.2.10 – Tensões acumuladas no arco até a fase 8

Fase 16 (Figura 6.3.3.2.11):

- Deslocação do carrinho da aduela da fase anterior para a que será betonada;
- Betonagem da aduela que irá ser suportada pelo tirante 16;
- Colocação do cabo de retenção 16;
- Colocação do tirante 16;
- Tensionamento das barras ativas da fase.

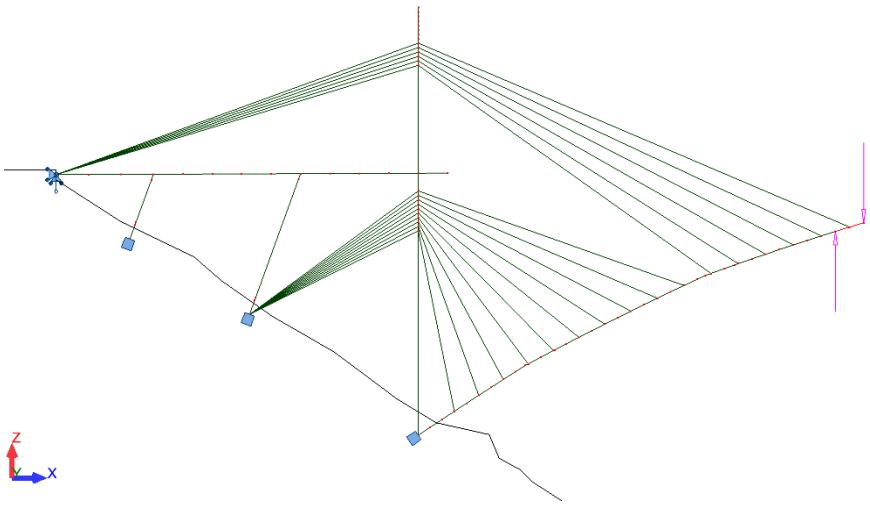


Figura 6.3.3.2.11 – Caso de carga referente ao peso próprio construtivo da fase 16

Pelo gráfico apresentado na Figura 6.3.3.2.12 continua-se a observar que os esforços axiais distribuídos no arco são de compressão e crescentes do seu interior para a zona dos apoios, tendo os seus valores máximos nos extremos, isto é, nos arranques do arco e mínimos nas aduelas respeitantes à fase, por volta dos 89.15 e 158.70 m. Na área compreendida entre estes valores, não existem valores de esforços devido a inexistência das respetivas aduelas, que até o momento ainda não foram betonadas.

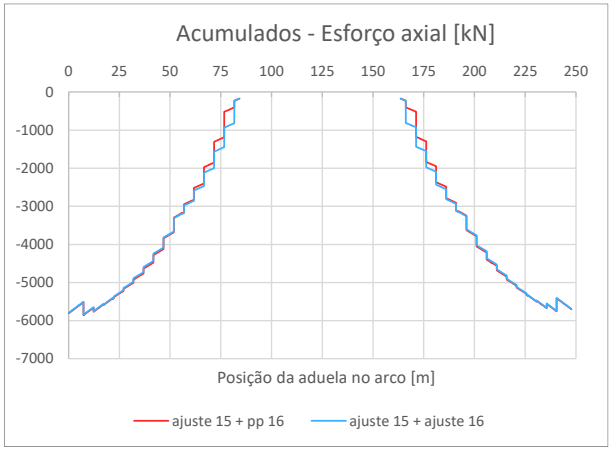


Figura 6.3.3.2.12 – Esforços axiais acumulados no arco até a fase 16

Quanto aos momentos fletores, Figura 6.3.3.2.13, nota-se que houve uma translação do ponto de momento negativo máximo dos diagramas no sentido do centro do arco, explicado pelo peso próprio das aduelas que vão sendo betonadas. A curva assinalada a vermelho apresenta uma redução máxima de cerca de 3500 kNm. É importante relembrar que o objetivo final do controlo das barras ativas é diminuir, tanto quanto possível, os esforços de flexão no arco, para que as tensões possam ser apenas de compressão ou, quando não for possível, de tração, mas inferiores ao limite máximo admissível para a classe de betão escolhida para o arco.

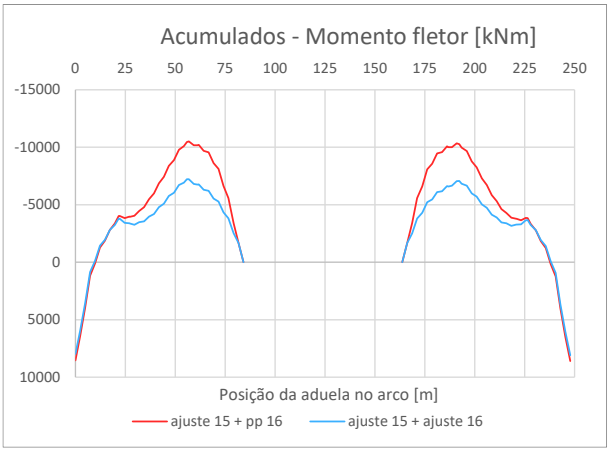


Figura 6.3.3.2.13 – Momentos fletores acumulados no arco até a fase 16

Na Figura 6.3.3.2.14 é possível observar que as betonagens das aduelas do arco até a fase em análise levam a tensões nas fibras superiores de mais de 3 MPa, que são atenuadas para cerca de 2 MPa com o controlo ativo das forças nos cabos. Essa minimização dos valores das tensões ao longo do arco, especialmente nas fibras superiores, onde se verificam valores mais altos de tração, gráfico à esquerda, leva a que as tensões distribuídas ao longo do arco estejam mais afastadas, no sentido da compressão, do valor médio da tensão de rotura à tração simples, f_{ctm}, do betão utilizado (4.4 MPa).

Ao minimizar as trações nas fibras das secções transversais do arco, os resultados obtidos na análise elástica linear são mais precisos, devido ao facto de que o comportamento estrutural do arco se afasta da fendilhação, reduzindo, assim, a necessidade de se realizar uma análise não linear. Para além disso, atualmente procura-se cada vez mais ter secções não fendilhadas, de forma a salvaguardar a integridade a longo prazo da estrutura. Por outro lado, com deformações mais baixas no faseamento construtivo, o efeito da fluência torna-se menos gravoso e prejudicial, levando a um melhor comportamento da estrutura ao longo do tempo.

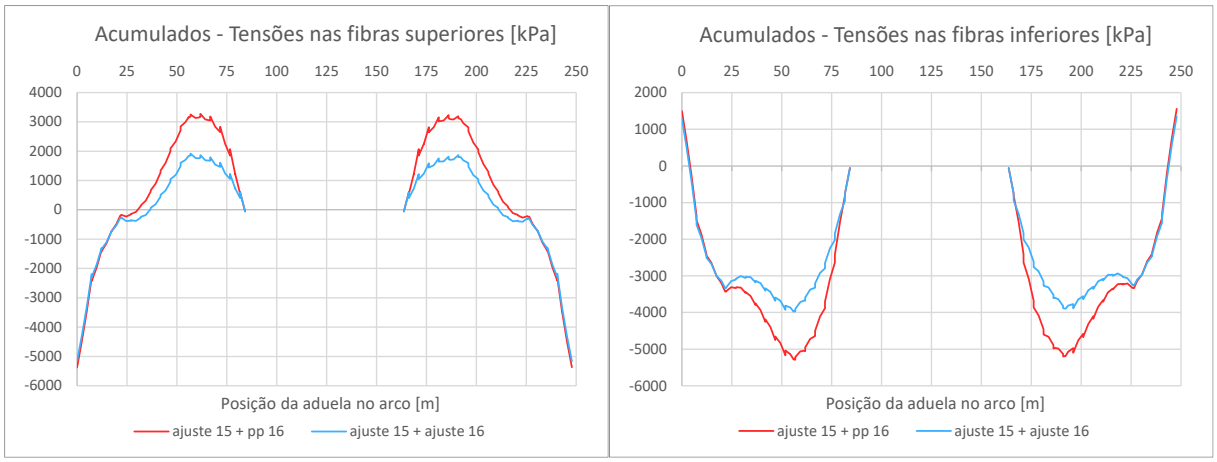


Figura 6.3.3.2.14 – Tensões acumuladas no arco até a fase 16

Fase 24 (Figura 6.3.3.2.15):

- Deslocação do carrinho da aduela da fase anterior para a que será betonada;
- Betonagem da aduela que irá ser suportada pelo tirante 24;
- Colocação do cabo de retenção 24;
- Colocação do tirante 24;
- Tensionamento das barras ativas.

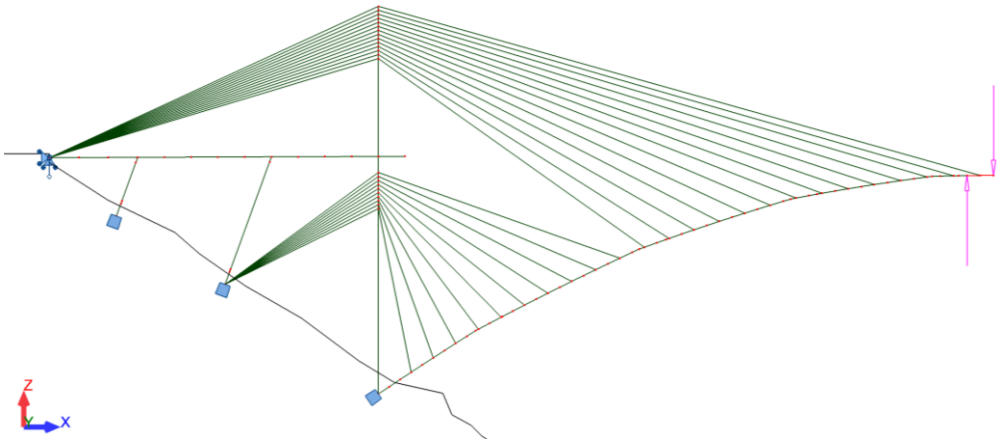


Figura 6.3.3.2.15 – Caso de carga referente ao peso próprio construtivo da fase 24

Os gráficos referentes a última fase apresentam tensões e esforços nulos no centro, isto é, no ponto médio do arco completo, o que realça o facto de os dois semi-arcos terem sido construídos separadamente, levando a que os gráficos sejam descontínuos nesta zona. Os esforços e tensões em ambos os semi-arcos são semelhantes, dada a "quase simetria" da estrutura.

É notório que no final do faseamento construtivo referente à colocação dos cabos provisórios, o arco apresenta esforços axiais crescentes do meio-vão para os arranques (Figura 6.3.3.2.16). Este aspeto pode ser explicado tendo em conta o "caminho de forças" da estrutura: na interseção com um tirante o arco absorve o respetivo esforço axial, que é projetado na direção do seu eixo, gerando pequenas descontinuidades e "acumulando" compressões ao longo de todo o comprimento do arco. Por esta razão, os esforços axiais são mais elevados nos apoios, onde as forças de todos os cabos já foram acumuladas e encaminhadas para as fundações.

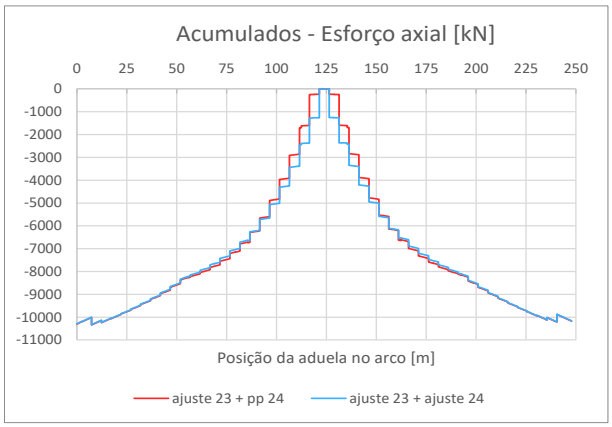


Figura 6.3.3.2.16 – Esforços axiais acumulados no arco até a última fase

No final do processo de tensionamento dos cabos, o diagrama de momentos fletores apresenta uma distribuição maioritariamente negativa (Figura 6.3.3.2.17), desde os 10 até 240 m do comprimento longitudinal do arco, chegando a valores de -16800 kNm no caso da colocação da aduela da última fase.

A instalação do último par de cabos garante uma atenuação máxima dos momentos fletores em cerca de 4500 kNm.

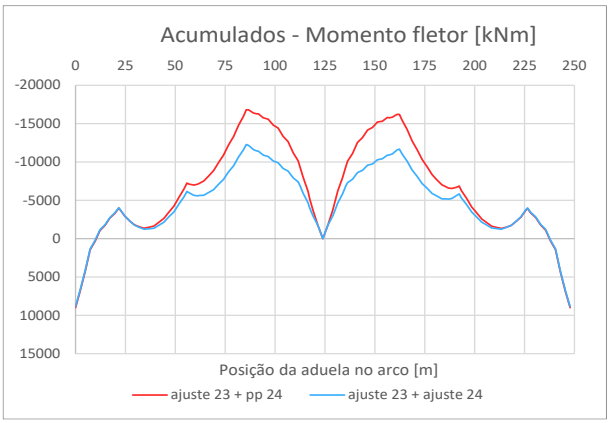


Figura 6.3.3.2.17 – Momentos fletores acumulados no arco até a última fase

As linhas que representam as tensões na Figura 6.3.3.2.18, assim como no diagrama de esforços axiais, apresentam pontos de descontinuidade devido às variações dos esforços axiais do arco pela interseção com os tirantes provisórios. As tensões nas fibras inferiores são praticamente todas de compressão ao longo do arco, tendo um valor máximo de -9 MPa, muitíssimo inferior aos limites regulamentares que visam, por um lado, evitar a fendilhação longitudinal por compressão excessiva e, por outro lado, garantir que se pode considerar que a fluência é linear (respetivamente, 0.60 e 0.45 do valor característico da tensão de rotura à compressão na idade do carregamento para o betão adotado, C60/75).

Nas fibras superiores, a tensão máxima verificada durante a betonagem ultrapassa o valor de f_{ctm} do betão em 0.3 MPa. Com a regulação dos tirantes e dos cabos de retenção instalados na fase, alcança-se uma redução deste valor em cerca de 2.0 MPa.

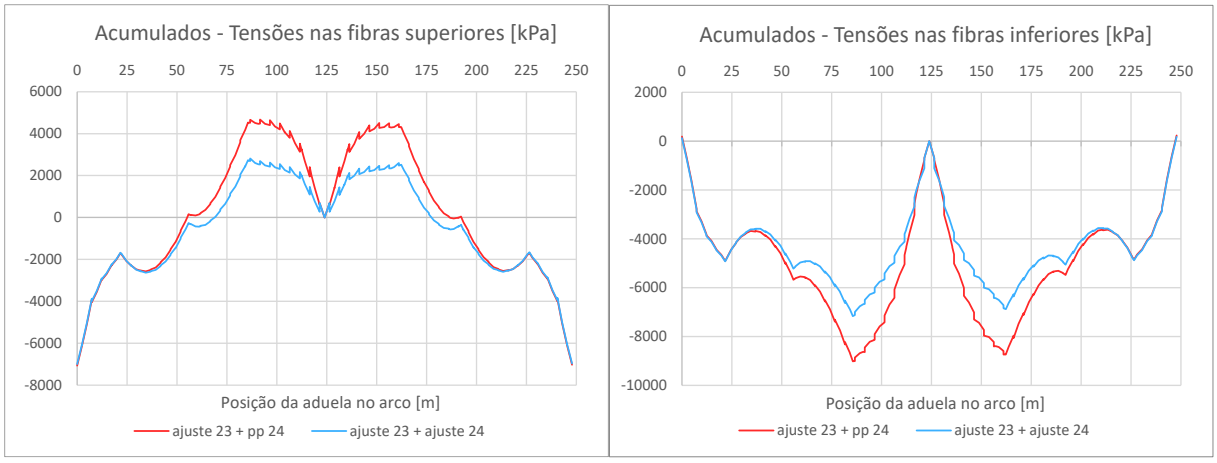


Figura 6.3.3.2.18 – Tensões acumuladas no arco até a última fase

Estando todos os cabos tensionados, as duas metades do arco podem ser unidas, passando a haver continuidade nos esforços na zona central. O arco passa a ser uma estrutura rígida, que suporta o seu peso próprio, podendo então proceder-se à retirada de todos os elementos provisórios através de um processo de desmontagem, descrito abaixo.

Fase de desmontagem (Figura 6.3.3.2.19):

- Retirada dos dois carrinhos de avanços;
- Destensionamento de todos os tirantes e cabos de retenção;
- Remoção das torres e apoios provisórios.

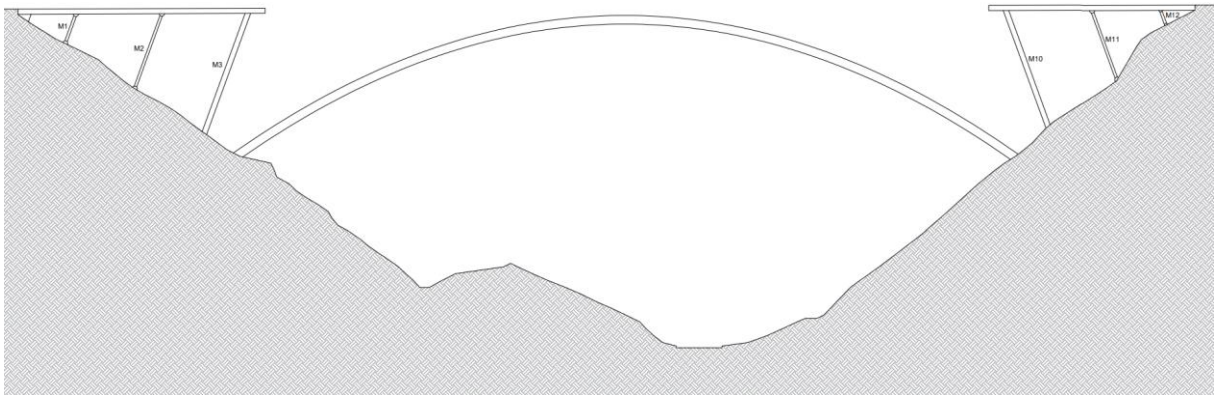


Figura 6.3.3.2.19 – Configuração da ponte após a remoção dos elementos provisórios

As forças nas barras ativas foram acumuladas ao longo de todo o processo construtivo a partir da fase da sua colocação. Recorda-se que a força inicial de tensionamento de cada cabo ("ajuste") foi quantificada impondo como objetivo a obtenção de deslocamentos nulos nos pontos de fixação dos cabos. Os valores finais das forças instaladas podem ser observados nos gráficos de barras das Figuras 6.3.3.2.20 e 6.3.3.2.21, onde cada barra representa um cabo de retenção ou tirante, existindo um total de 24 barras correspondentes aos 24 cabos instalados, por cada semi-arco e por cada tipologia de barra ativa (tirante ou cabo de retenção). Os cabos foram enumerados, em ambos os semi-arcos, de 1 a 24, sendo o primeiro o mais próximo ao apoio do arco.

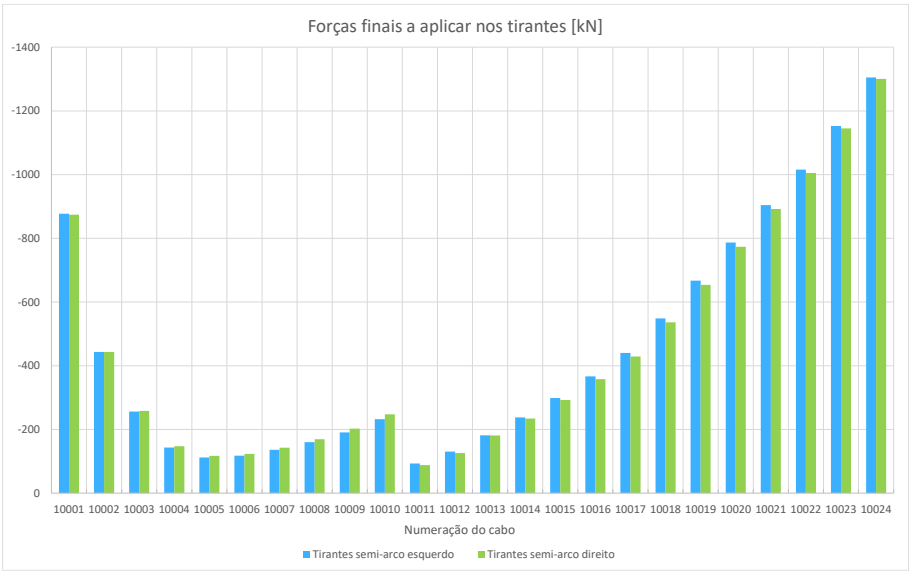


Figura 6.3.3.2.20 – Forças finais instaladas nos tirantes

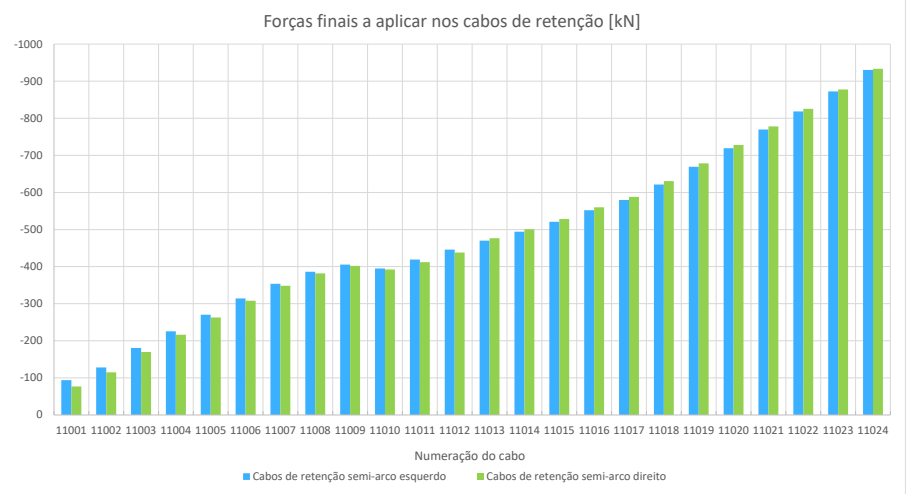


Figura 6.3.3.2.21 – Forças finais instaladas nos cabos de retenção

É visível na Figura 6.3.3.2.20 uma evolução maioritariamente crescente nas forças instaladas nos tirantes, que pode ser compreendida devido a diminuição sucessiva até meio-vão dos ângulos entre os cabos e o arco. Dado que os pesos de todas as aduelas do arco, P_{aduela}, são praticamente iguais, devido à secção transversal e ao comprimento serem aproximadamente constantes, é possível observar que quanto mais próximo um cabo está do meio-vão, menor é o ângulo entre o cabo e o arco e, portanto, maior será a força necessária a aplicar, $N_{tirante}$, para equilibrar o peso próprio da aduela, conforme se representa na Figura 6.3.3.2.22. Da mesma forma, o contributo para o esforço axial do arco, N_{arco}, nas aduelas mais afastadas dos apoios é maior. Um comportamento semelhante pode ser observado nos cabos de retenção (Figura 6.3.3.2.21), em que à diminuição contínua dos ângulos com a torre provisória e ao aumento da força dos tirantes respetivos corresponde um aumento da "força de retenção".

Em valores numéricos, para o caso representado abaixo, o tirante da direita, cabo 10024, apresenta uma força mais de 5 vezes superior à do representado à esquerda, cabo 10014 (Figura 6.3.3.2.20).

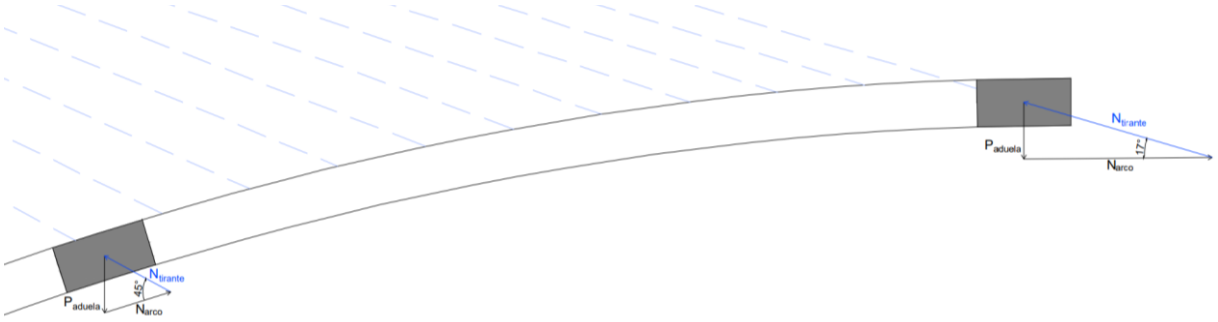


Figura 6.3.3.2.22 – Decomposição de forças em aduelas do arco

De forma a simular o processo de desmontagem dos elementos provisórios, as forças acumuladas nos tirantes e cabos de retenção foram então aplicadas, com sinais contrários, ao modelo da estrutura com o arco completo. Quanto às torres provisórias, dado que não estão ligadas a outras partes da estrutura, podem ser retiradas do mesmo modo que os apoios horizontais provisórios dos encontros, isto é, sem que causem uma mudança expressiva dos esforços axiais e momentos fletores do arco.

Apesar desta fase ter sido simulada a retirada simultânea de todos os cabos, naturalmente, em fase de Projeto de Execução, deverá ser estudada criteriosamente uma sequência de desmontagem que garanta o correto funcionamento de toda estrutura.

No modelo analítico, para além das forças totais de destensionamento, aplicou-se uma força ascendente igual a 1200 kN no ponto central do arco, que pretende representar a retirada dos carrinhos de avanços presentes nos dois semi-arcos. A Figura 6.3.3.2.23 retrata a aplicação de todas as forças referidas, destacadas a rosa, presentes na fase de desmontagem. Salienta-se que, no modelo de desmontagem, apesar de as barras que simulam os cabos estarem "visualmente representadas", não contribuem para a rigidez do sistema dado que tiveram as suas secções transversais reduzidas para valores muito próximos de zero.

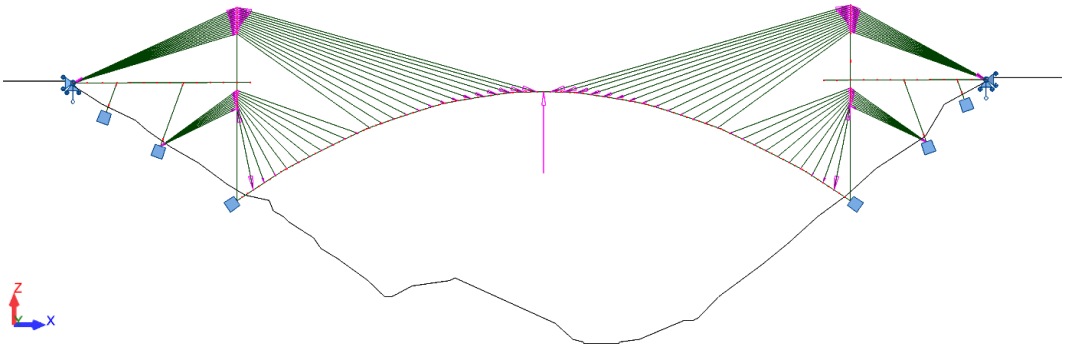


Figura 6.3.3.2.23 – Desmontagem dos elementos provisórios

Esta fase apresenta um diagrama de esforços axiais (Figura 6.3.3.2.24) que varia de maneira oposta à que ocorre durante a instalação dos cabos, isto é, no sentido crescente dos arranques para o centro, onde se verifica o valor máximo de compressão igual a -12560 kN. Tratando-se de um processo de destensionamento, as forças "fictícias" aplicadas nos cabos são de compressão, sendo a distribuição desses esforços semelhante à apresentada no gráfico de barras da Figura 6.3.3.2.21.

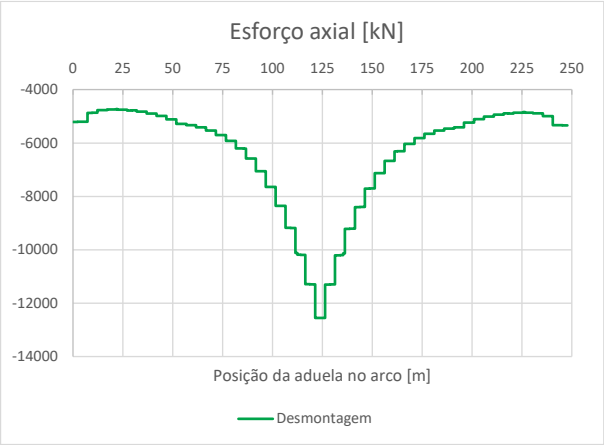


Figura 6.3.3.2.24 – Esforços axiais no arco para a situação de desmontagem

A fase de desmontagem não ocorre isoladamente no processo construtivo, visto que é apenas realizada depois de o arco já ter os seus esforços definidos pelas fases de construção e ajuste. Este processo gera tensões nas fibras superiores (Figura 6.3.3.2.26) que levariam à fendilhação do arco caso este fosse o estado final da estrutura. Porém, os esforços provenientes desta fase (Figuras 6.3.3.2.24 e 6.3.3.2.25), como já mencionado no método anterior, devem ser somados aos acumulados das fases de forma a obter o comportamento estrutural final do arco após todo o faseamento construtivo. Na situação ideal, se o ajuste das barras ativas foi bem realizado, os esforços resultantes desta soma, designada nos gráficos seguintes por "Total" ou "Acumulado fases + Desmontagem", devem estar próximos aos do "arco cimbrado ideal", pois ao aplicarmos as forças totais nos elementos provisórios, com sentidos contrários aos do processo de montagem, iremos ter uma estrutura equilibrada que é similar à que se obteria se

fosse possível construir o arco todo de uma única vez, sem necessidade de recorrer ao faseamento construtivo.



Figura 6.3.3.2.25 – Momentos fletores no arco para a situação de desmontagem

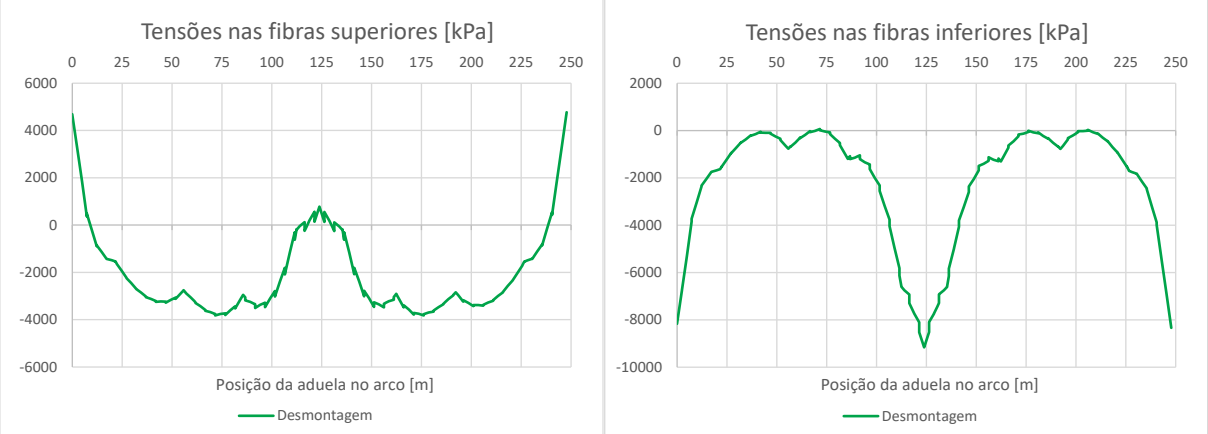


Figura 6.3.3.2.26 – Tensões no arco para a situação de desmontagem

O diagrama de esforços axiais (Figura 6.3.3.2.27) proveniente do processo construtivo apresenta valores muito semelhantes ao do arco cimbrado ideal, revelando uma diferença variável entre 277.5 e 332.4 kN, crescente dos apoios para o meio-vão, que corresponde a uma diferença máxima de 2.6%, pelo que não são significativas.

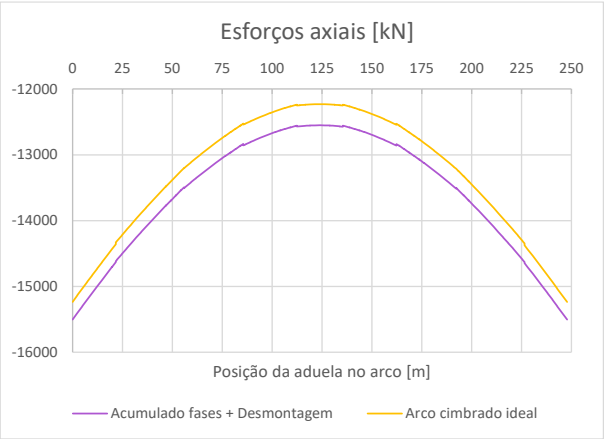


Figura 6.3.3.2.27 – Esforços axiais na situação final do faseamento construtivo e do arco cimbrado ideal

Ao nível dos momentos fletores, Figura 6.3.3.2.28, a diferença entre os gráficos é substancial, de cerca de 9600 kNm a meio-vão. Esta diferença pode-se explicar pelo facto de o método utilizado tentar controlar as deformações fase a fase, sem que ocorra um reajuste ativo dos cabos instalados em fases anteriores. Desta forma, ao longo do processo construtivo, vão-se acumulando deformações residuais e momentos fletores maioritariamente de sinal negativo.

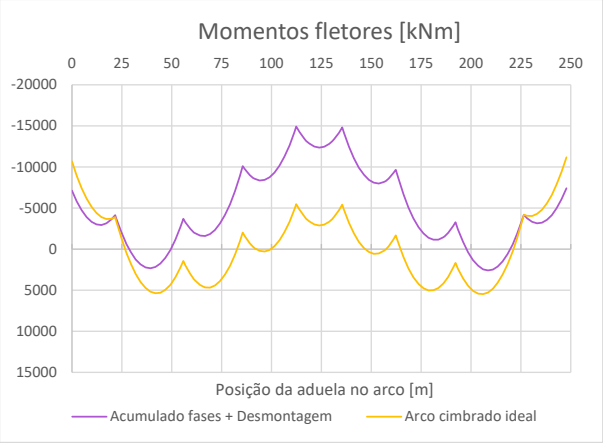


Figura 6.3.3.2.28 – Momentos fletores na situação final do faseamento construtivo e do arco cimbrado ideal

De maneira semelhante, as tensões nas fibras superiores apresentam valores mais próximos da compressão comparativamente à situação antes da desmontagem, verificando-se um valor máximo de cerca de 2 MPa (Figura 6.3.3.2.29). Na parte inferior da secção transversal, as fibras estão totalmente comprimidas ao longo de toda a extensão do arco, apresentando um comportamento estrutural do ponto de vista das tensões normais adequado. Quando comparada com a situação do arco construído numa única fase, o resultado do processo construtivo adotado é menos vantajoso, sobretudo no que diz respeito às tensões das fibras superiores do arco.

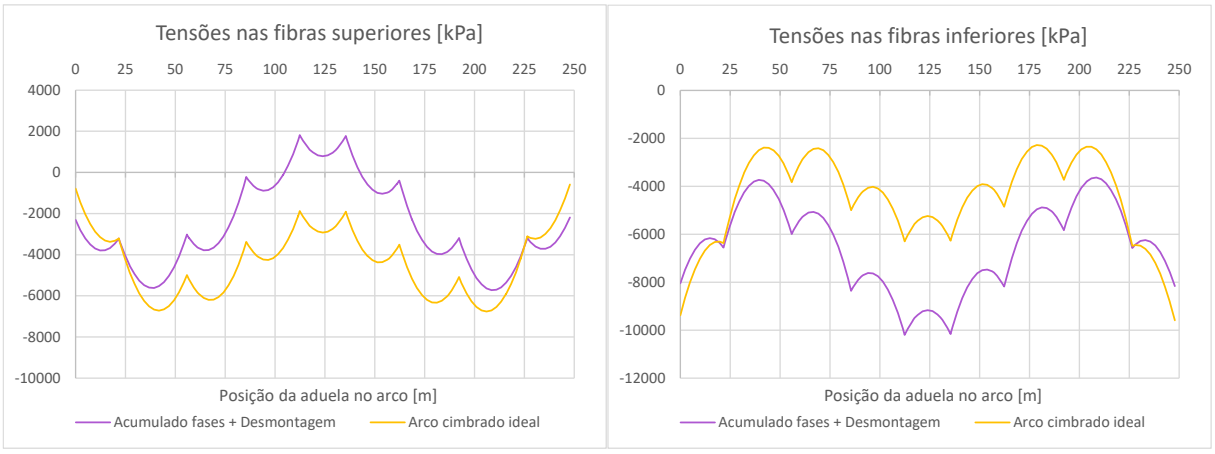


Figura 6.3.3.2.29 – Tensões no arco no final do faseamento construtivo e no arco cimbrado ideal

Estando finalizada a etapa de desmontagem, ainda seria necessário estudar a influência do peso próprio do tabuleiro e dos montantes no comportamento estrutural do arco. Admitiu-se para o cálculo que as betonagens desses elementos estão compreendidas na mesma fase, pintadas a cinzento na Figura 6.3.3.2.30. Em obra, os montantes e o tabuleiro poderão vir a ser construídos com cavaletes apoiados no arco ou, alternativamente, o tabuleiro poderá ser executado com viga de lançamento, conforme mencionado no capítulo 5. Nesta fase, os apoios horizontais nas extremidades do tabuleiro acrescentados no início do processo construtivo já foram removidos, dado que durante a exploração da estrutura o tabuleiro deve estar livre de se deslocar nos encontros segundo a direção longitudinal.

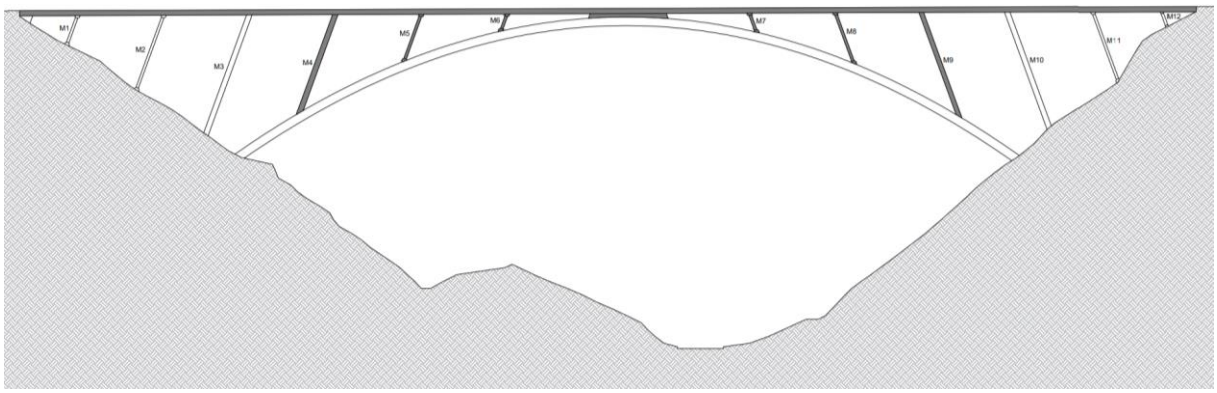


Figura 6.3.3.2.30 – Fase correspondente a betonagem do tabuleiro e dos montantes

Após a acumulação dos esforços axiais relativos aos pesos próprios do tabuleiro e dos montantes, destacados a cinzento nos gráficos seguintes, a forma do diagrama passou a ser visivelmente "em escada" (Figura 6.3.3.2.31). Esta configuração pode ser explicada pelo facto de que, nos pontos de interseção com os montantes, estes transmitem as suas compressões para o arco, que acumula esses esforços ao longo de todo o seu desenvolvimento, até que sejam transmitidos para as fundações.

É notório que, após a betonagem dos restantes elementos da estrutura, o arco passa a estar muito mais comprimido, com um aumento de mais de 18000 kN nos esforços axiais junto aos apoios. O comportamento estrutural acumulado do arco continua a ser próximo do arco da "estrutura cimbrada ideal", que difere do "arco cimbrado ideal" dado que inclui as cargas permanentes do tabuleiro e montantes.

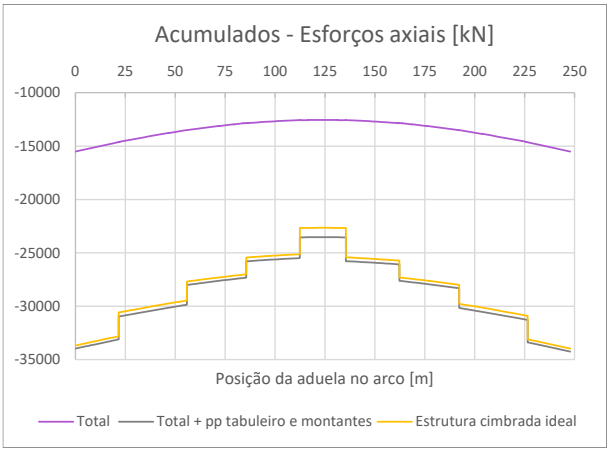


Figura 6.3.3.2.31 – Esforços axiais acumulados no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes

Quanto aos momentos fletores, Figura 6.3.3.2.32, é de observar que houve uma atenuação das "flechas" dos diagramas desses esforços em cada tramo do arco, devido ao incremento dos esforços axiais instalados nesta peça de diretriz curva, comprovando que a geometria estabelecida ("forma ótima do arco) é adequada. Globalmente, ocorreu uma diminuição dos momentos fletores negativos e os positivos passaram a ser do sinal contrário, levando a que esses esforços ao longo de todo o comprimento do arco estimulassem a existência de trações nas fibras superiores e compressão nas inferiores. Dada a grandeza dos esforços axiais nesta fase, superiores à situação "Total" (que inclui apenas o peso próprio do arco), os momentos fletores distribuídos ao longo do arco não são suficientes para tracionar o mesmo, estando, por isso, totalmente comprimido em ambas as fibras (Figura 6.3.3.2.33).

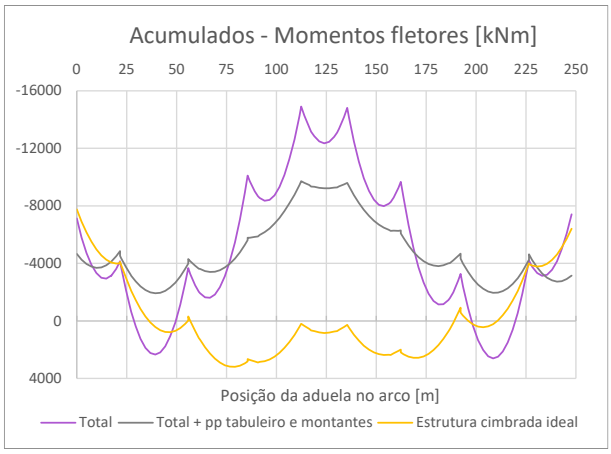


Figura 6.3.3.2.32 – Momentos fletores acumulados no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes

Nas fibras superiores a compressão presente no arco varia de -4 MPa a meio-vão para cerca de -9.5 MPa nos apoios. É de observar que existem dois pontos onde as tensões para a situação após a betonagem dos restantes elementos da estrutura praticamente igualam a situação cimbrada ideal, correspondentes às interseções com os primeiros montantes de cada lado da estrutura que estão apoiados sobre o arco, M4 e M9 (Figuras 6.3.2.2 e 6.3.2.3). As fibras inferiores estão mais comprimidas do que na situação onde os elementos são considerados como todos betonados numa só fase (estrutura cimbrada ideal), dada a distribuição negativa do diagrama de momentos.

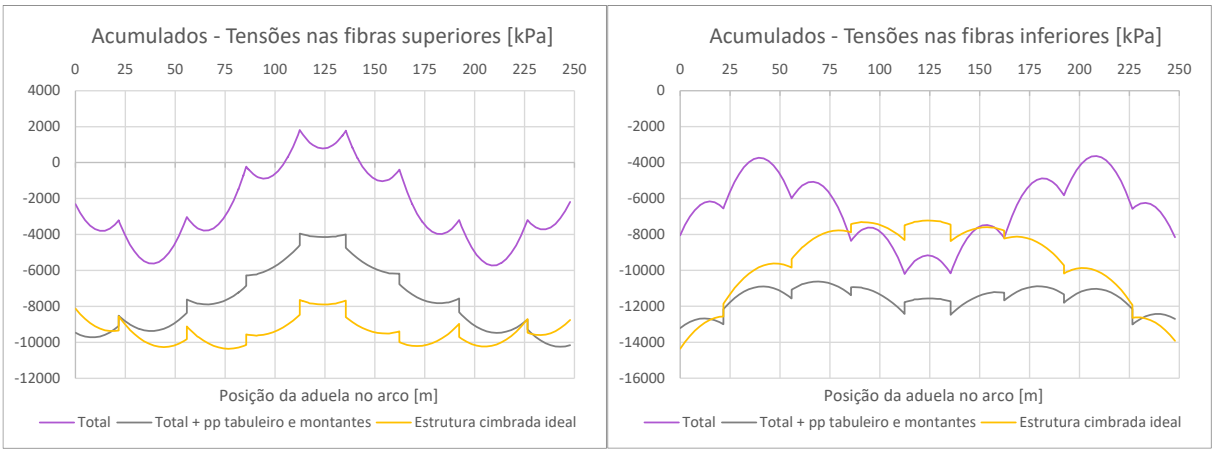


Figura 6.3.3.2.33 – Tensões acumuladas nas fibras superiores no arco após a betonagem do tabuleiro e montantes

6.3.3.3. ENVOLVENTES DE ESFORÇOS E TENSÕES DURANTE O FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Em ordem a analisar a evolução dos esforços axiais, momentos fletores e tensões normais no arco ao longo da sua construção, apresentam-se abaixo os gráficos relativos às envolventes. Tais representações são imprescindíveis para compreender, de um modo geral, como é o comportamento do arco e quais os valores máximos de esforços e tensões a que está sujeito, por toda a sua extensão longitudinal. A partir desses valores, as armaduras podem ser dimensionadas para garantir que durante o faseamento construtivo, o arco suporte toda a envolvente exterior dos gráficos abaixo. As cores atribuídas nos gráficos acumulados das fases mantêm-se, sendo os diagramas a vermelho referentes às betonagens das aduelas e os azuis às situações após o tensionamento dos cabos.

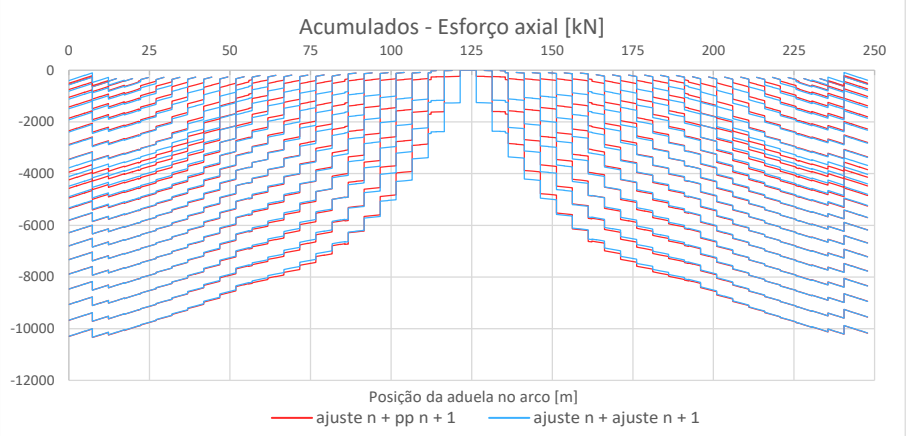


Figura 6.3.3.3.1 – Envolventes de esforços axiais acumulados ao longo do processo construtivo

Os esforços axiais apresentam distribuições crescentes do centro para os apoios (Figura 6.3.3.3.1), típicos de uma construção "em consola", neste caso com variações maiores na zona junto ao centro, visto que os contributos das forças nos tirantes para o esforço axial do arco, são tanto maiores quanto mais afastada dos arranques a aduela respetiva estiver, conforme explicitado na Figura 6.3.3.2.22. O esforço máximo que comprime o arco é de cerca de 10330 kN.

Na Figura 6.3.3.3.2 é possível observar que, globalmente, houve uma acumulação de momentos negativos durante todo o faseamento, com valores mais agravados nas zonas centrais próximas dos montantes mais curtos do arco. Este facto deve-se à opção de simplificar o processo construtivo, ajustando apenas um tirante e um cabo de retenção após a betonagem de cada aduela. Teoricamente, estes valores poderiam ser controlados através do retensionamento de todos cabos em todas as fases. Poderia também ter sido ser estudada alguma atuação de reajuste dos tirantes nas fases finais do processo construtivo, onde se verificam valores mais altos dos esforços de flexão no arco, com vista a minimizá-los. Contudo, optou-se por não aplicar este procedimento, uma vez que, durante a construção do arco, as tensões de tração se encontram próximas dos valores admissíveis regulamentarmente, e em fase definitiva todas as fibras estão comprimidas, mesmo perante a atuação das envolventes de sobrecargas.

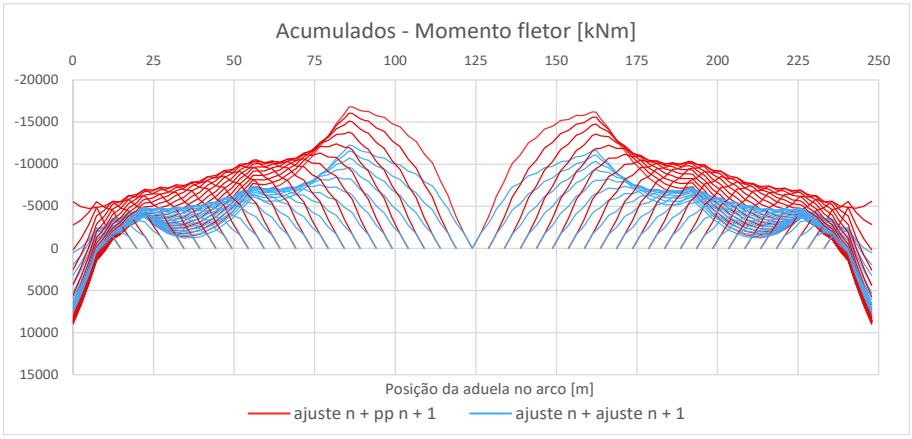


Figura 6.3.3.3.2 – Envolventes de momentos fletores acumulados ao longo do processo construtivo

No que diz respeito às tensões, as fibras superiores da peça, Figura 6.3.3.3.3, na zona de arranque do arco estão fortemente comprimidas, sendo o valor máximo de cerca de -8 MPa. A tensão de tração máxima verificada ao longo do processo construtivo é relativamente pouco superior à tensão máxima de tração do betão C50/60 e, portanto, há uma maior facilidade para moderar a fendilhação das secções

transversais. A tensão máxima verificada é de 4.7 MPa e a de tração máxima na classe de betão é de 4.4 MPa, assinalada a castanho no gráfico abaixo.

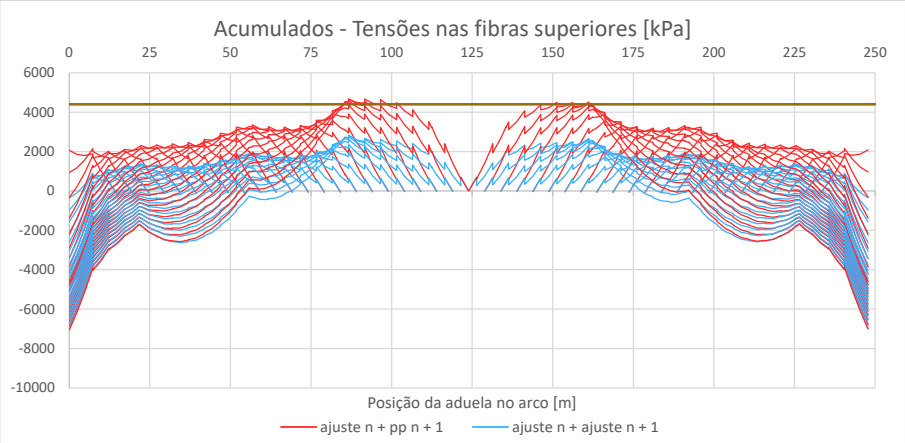


Figura 6.3.3.3.3 – Envolventes de tensões acumuladas nas fibras superiores do arco ao longo do processo construtivo

De forma a estudar as condições de utilização ao longo do faseamento construtivo recorreu-se ao Eurocódigo 2 – Parte 2, secção 113.3.2 [3], que refere:

> (103) Durante a execução são permitidas tensões de tração inferiores a $k \cdot f_{ctm}(t)$ sob combinação de ações quase-permanente, mesmo para pontes ou elementos de pontes para os quais o estado limite de descompressão é verificado na estrutura completa sob a combinação de ações quase-permanente ou frequente.
>
> **NOTA:** O valor de a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respetivo Anexo Nacional. O valor recomendado para k é 1,0.

Assim sendo, se as tensões normais de tração forem inferiores a f_{ctm}, a segurança relativa ao estado limite de utilização é garantida. Nos modelos relativos às fases de execução da estrutura não se consideraram as sobrecargas construtivas, pelo que os resultados provenientes do faseamento construtivo, em rigor, não correspondem a combinações quase-permanentes.

Como observado, no final do faseamento construtivo, antes da desmontagem dos cabos provisórios, os valores máximos das tensões nas fibras superiores do arco (Figura 6.3.3.3.3) ultrapassam ligeiramente a tensão f_{ctm} e, portanto, durante toda a execução da estrutura a segurança para o estado limite de utilização não pôde ser verificada. Esta tensão é excedida a partir da betonagem da aduela correspondente a fase 22 (ver Anexo A2.3), sendo a segurança de utilização para as fases anteriores garantida. Uma alternativa em ordem a obter uma melhor resposta no funcionamento do arco do ponto de vista da segurança seria tensionar os pares de cabos referentes às três últimas fases com forças superiores às exigidas na matriz de influência para garantir as minimizações das deformações.

No que diz respeito às tensões instaladas nas fibras inferiores (Figura 6.3.3.3.4) verifica-se que apresentam valores negativos (compressões) em, praticamente, toda a extensão do arco, sendo o seu máximo da ordem de 15% do valor característico da resistência à compressão do betão adotado.

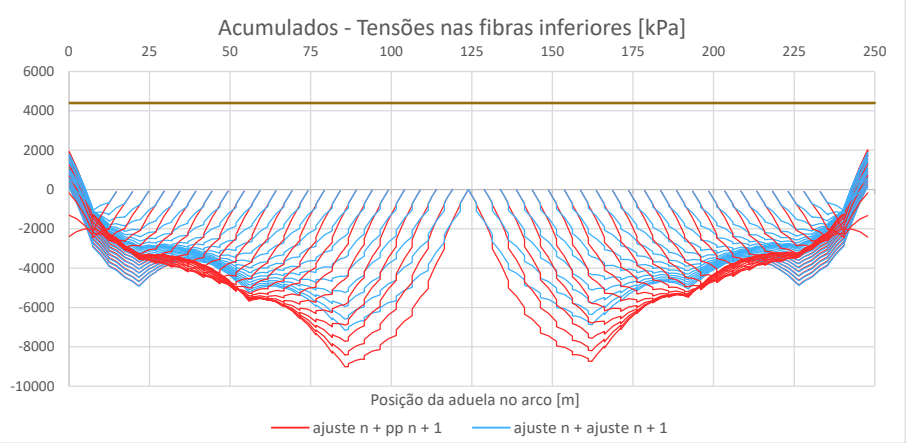


Figura 6.3.3.3.4 – Envolventes de tensões acumuladas nas fibras inferiores do arco ao longo do processo construtivo

6.3.3.4. APLICAÇÃO DAS RESTANTES CARGAS PERMANENTES DO TABULEIRO

Dado por finalizado o faseamento construtivo, é fundamental que sejam contabilizadas para o cálculo estrutural as restantes cargas permanentes do tabuleiro (Figura 6.3.3.4.1), que representam os elementos que estarão presentes na estrutura durante toda a sua vida útil, como camadas de betuminoso, enchimentos em passeios, vigas de bordadura e guardas de segurança. No modelo inicial fornecido pelo projetista, essa ação já estava contabilizada, sendo representada como cargas distribuídas ao longo do tabuleiro, tanto longitudinalmente, onde apresenta um valor constante de 3.25 kN/m, como na direção transversal, com valores que variam de 20.62 kN/m no primeiro tramo a seguir aos encontros a 18.75 kN/m nos restantes (em função do afastamento entre as barras transversais do modelo).

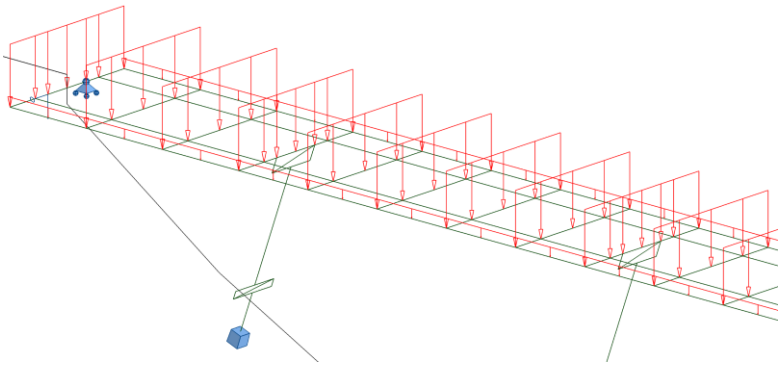


Figura 6.3.3.4.1 – Atuação das restantes cargas permanentes no tabuleiro

Conforme pode ser observado na Figura 6.3.3.4.2, essas cargas levam a um aumento considerável dos esforços axiais de compressão no arco, que mantém o mesmo desenvolvimento ao longo do seu comprimento.

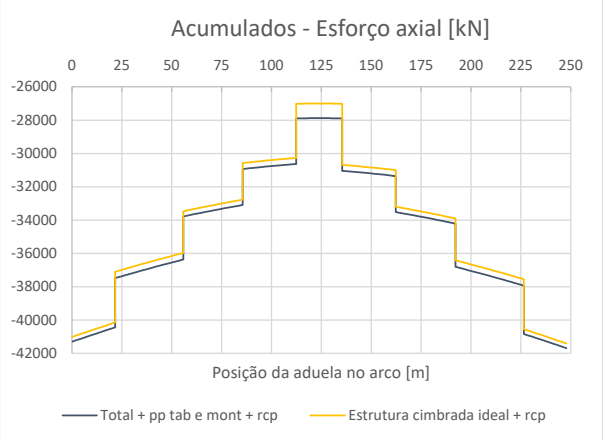


Figura 6.3.3.4.2 – Esforços axiais acumulados após a colocação das rcp

A forma do diagrama de momentos fletores do faseamento construtivo continua a assemelhar-se ao da estrutura cimbrada ideal com uma "translação" no sentido dos momentos negativos, sendo a maior diferença verificada a meio-vão (Figura 6.3.3.4.3).

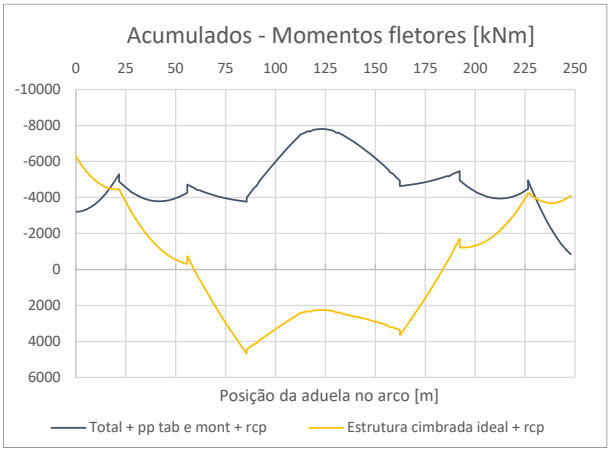


Figura 6.3.3.4.3 – Momentos fletores acumulados após a colocação das rcp

As tensões das fibras superiores e das fibras inferiores das secções transversais do arco mantêm-se do lado das compressões, agora com valores máximos da ordem dos -15 MPa (Figura 6.3.3.4.4). As diferenças entre os valores correspondentes à situação de "acumulado das fases construtivas" e de "estrutura cimbrada ideal" correspondem à maior flexão global de sinal negativo da primeira, ou seja, menores compressões nas fibra superiores e maiores compressões nas fibras inferiores quando comparada com a situação fictícia de construção instantânea e simultânea de toda a obra (estrutura cimbrada ideal).

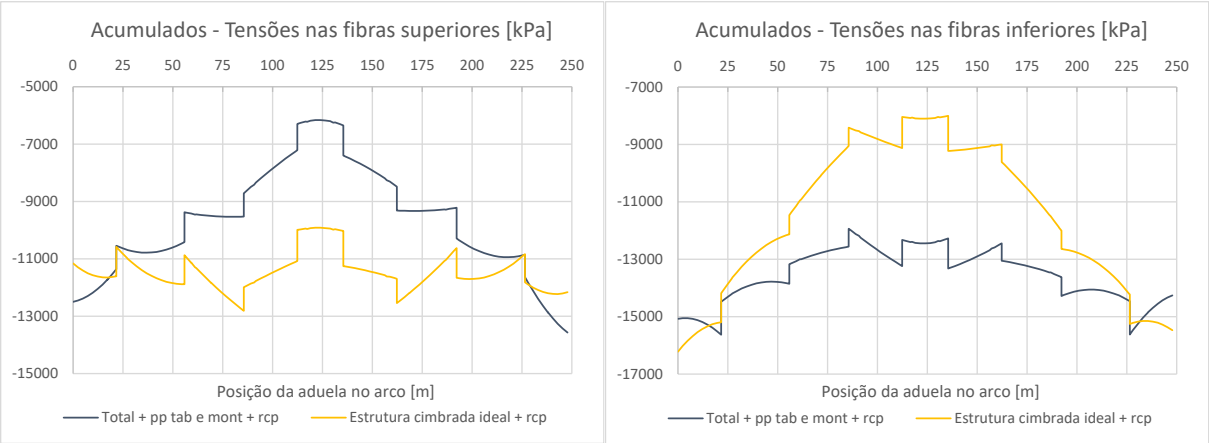


Figura 6.3.3.4.4 – Tensões acumuladas no arco após a colocação das rcp

De um modo geral, pode afirmar-se que, neste processo construtivo, a opção de ajustar apenas um tirante e um cabo de retenção após a betonagem de cada aduela conduziu a bons resultados no que diz respeito ao controlo das tensões instaladas no arco.

6.3.3.5. ESTIMATIVA DAS REDISTRIBUIÇÕES POR FLUÊNCIA

Concluídas as observações referentes ao faseamento construtivo e à resposta da estrutura perante a colocação das restantes cargas permanentes, estimaram-se, de forma simplificada as redistribuições de esforços devidas à fluência do betão, recorrendo à expressão KK.119 presente no Eurocódigo 2 - Parte 2 [3], apresentada na Equação (11). Esta permite determinar os esforços ou tensões a tempo infinito, S_∞, em estruturas que sofrem alterações nas suas condições de apoio devidas ao faseamento construtivo. Para tal, considera-se a situação inicial da estrutura, após o faseamento construtivo, S_0, e sua situação estática final, S_1, isto é, segundo um modelo cimbrado ideal.

$$S_\infty = (1-\alpha)\cdot S_0 + \alpha \cdot S_1$$

Equação (11) – Estimativa da redistribuição de esforços a tempo infinito

onde:

$$\alpha = \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)}\left[\frac{\varphi(\infty,t_0)-\varphi(t_1,t_0)}{1+\chi\varphi(\infty,t_1)}\right]$$

χ é o fator de envelhecimento, igual a 0.8 para tempo infinito

O quociente entre os módulos de elasticidades do betão, E_c, a diferentes tempos, foi considerado igual à unidade. O coeficiente de redistribuição, α, foi determinado considerando quatro cenários distintos, listados abaixo, onde se variam os valores dos tempos t_0 e t_1, para avaliar a sensibilidade desta estimativa perante as incertezas relativas à duração da construção da obra. Para a idade inicial do betão à data do carregamento permanente, considerou-se 3 e 7 dias e para a idade média do betão à data da alteração das condições de constrangimento (fecho do arco), 60 e 90 dias.

- $t_0 = 3$ d e $t_1 = 60$ d
- $t_0 = 3$ d e $t_1 = 90$ d
- $t_0 = 7$ d e $t_1 = 60$ d
- $t_0 = 7$ d e $t_1 = 90$ d

Os coeficientes α determinados para as condições acima descritas apresentam valores bastante semelhantes, situando-se entre 0.41 e 0.47. Para estimar esforços e tensões a tempo infinito, admitiu-se

o valor médio deste coeficiente (0.44). A estimativa dos diagramas a tempo infinito deve estar situada na área entre o correspondente ao final do processo construtivo e ao da estrutura cimbrada ideal, tal como representado na Figura 6.3.3.5.1. Ao longo do tempo, é expectável uma diminuição das flexões no arco causada pela fluência do betão. O diagrama de tensões no arco irá progredir da situação a cinzento para a configuração retratada a verde. No caso representado, a tempo infinito, as tensões no arco correspondem a 44% dos valores da estrutura cimbrada ideal e 56% dos valores do acumulado do faseamento construtivo.

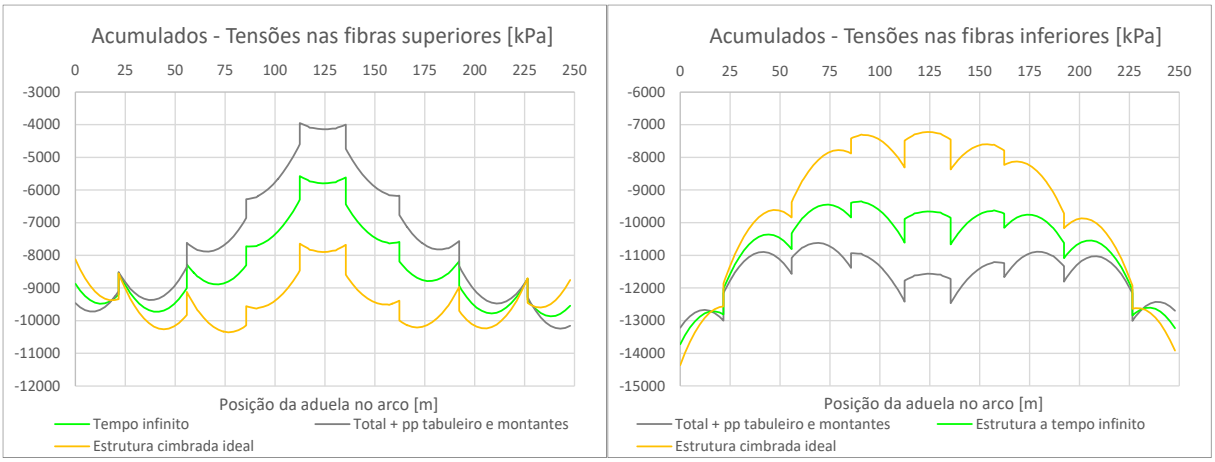


Figura 6.3.3.5.1 – Tensões estimadas a tempo infinito

6.3.3.6. ANÁLISE SIMPLIFICADA DA RESPOSTA DA ESTRUTURA PERANTE A ATUAÇÃO DE CARGAS VARIÁVEIS

Assim como referido nos capítulos iniciais, é ainda importante realizar uma análise simplificada das cargas variáveis aplicadas à estrutura para verificar qual o efeito dessas solicitações no comportamento da estrutura comparativamente ao das cargas permanentes. Neste estudo optou-se por estudar apenas a influência da envolvente de sobrecargas, em especial as configurações de carga anti-simétricas longitudinalmente, no comportamento estrutural do arco. A Figura 6.3.3.6.1 representa a situação final da estrutura, sem e com a contabilização dessas cargas variáveis, a azul escuro e a laranja, respetivamente, juntamente com a estrutura cimbrada ideal. É possível observar que os momentos fletores devido a estas solicitações são muito superiores aos que se obtêm na situação final da estrutura, após a colocação de todas as cargas permanentes. Este aspeto pode ser explicado tendo em conta a "forma ótima" do arco, que foi obtida com vista a minimizar as flexões instaladas devidas às cargas permanentes. O arco quando sujeito a cargas cujo antifunicular se afasta muito da sua forma, não consegue transmiti-las aos apoios apenas sob a forma de esforço axial, dando origem a grandes esforços de flexão. No presente caso, os momentos fletores causados pelas sobrecargas são, em média, 3 vezes superiores aos relativos às cargas permanentes, havendo zonas como o apoio esquerdo onde são cerca de 7 vezes maiores.

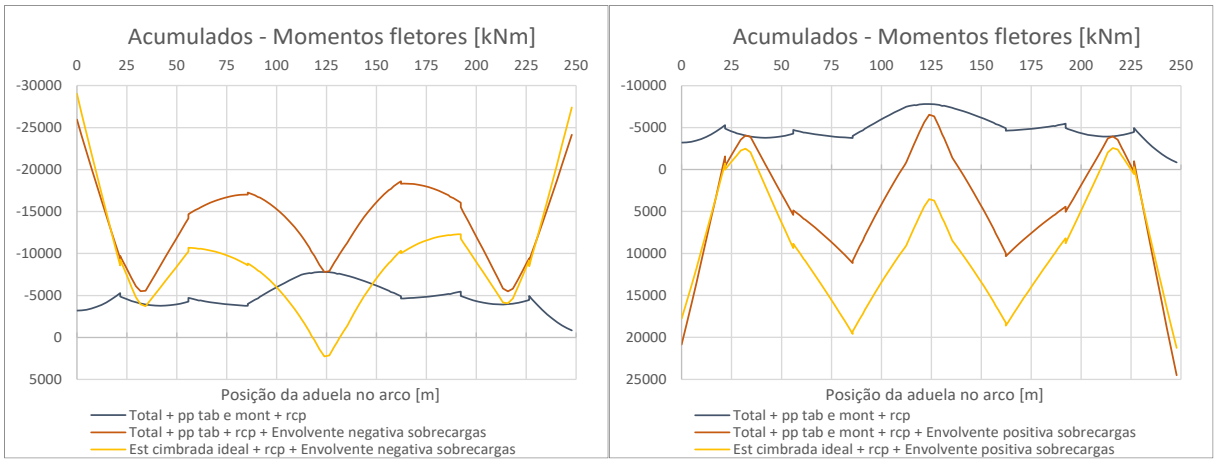


Figura 6.3.3.6.1 – Envolventes de momentos fletores devido às sobrecargas

A aplicação de uma sobrecarga em toda a largura e comprimento do tabuleiro leva a um aumento variável dos esforços axiais do arco entre 3900 a 6700 kN (cerca de 15%) ao longo do seu comprimento, sendo maior nos arranques dado o caminho de forças anteriormente explicado (Figura 6.3.3.6.2).

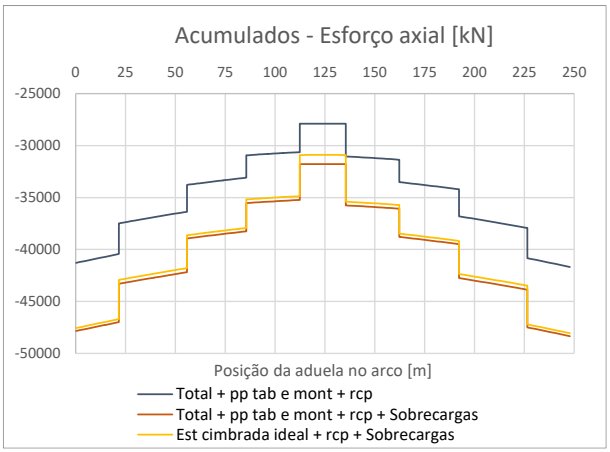


Figura 6.3.3.6.2 – Envolvente de esforços axiais devido às sobrecargas

Dada a grandeza dos esforços axiais do arco, o seu contributo para as tensões normais é da mesma ordem de grandeza do correspondente aos momentos fletores. Em toda a extensão do arco, continua a verificar-se apenas a presença de tensões de compressão, Figuras 6.3.3.6.3 e 6.3.3.6.4.

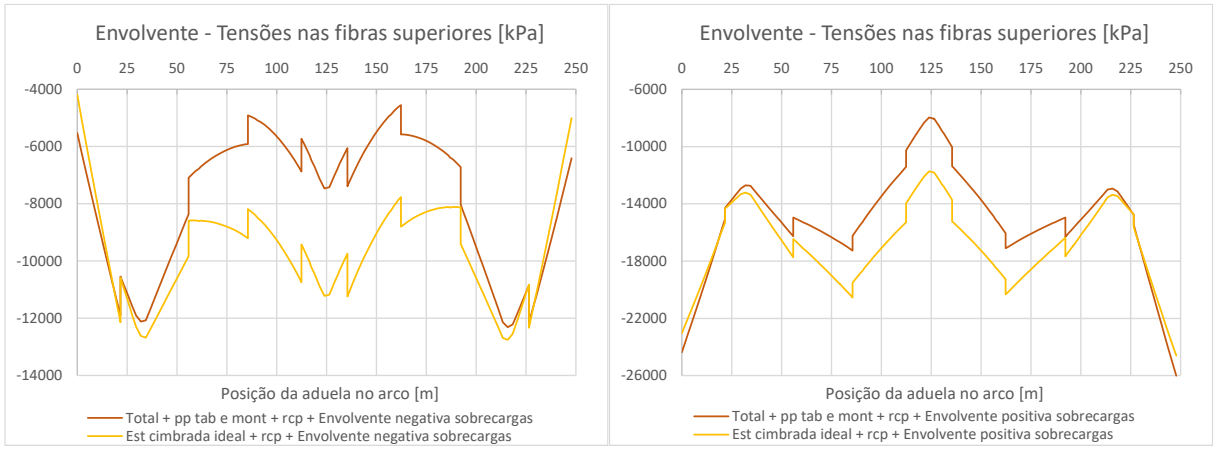


Figura 6.3.3.6.3 – Envolventes de tensões nas fibras superiores do arco devido às sobrecargas

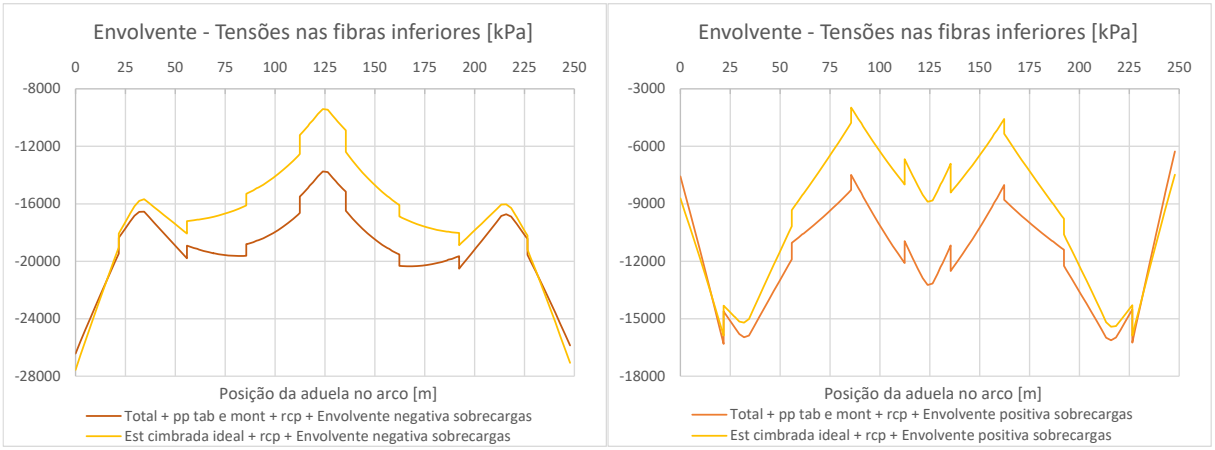


Figura 6.3.3.6.4 – Envolventes de tensões nas fibras inferiores do arco devido às sobrecargas

Na continuação desta análise, estudou-se o comportamento do arco perante uma variação uniforme de temperatura de -15ºC aplicada em todos os elementos estruturais, que pretende simular qualitativamente os efeitos das deformações impostas (temperatura e retração do betão).

Os esforços axiais do arco mantêm a mesma distribuição que tinham antes da simulação do efeito de retração, registando-se apenas uma pequena redução da compressão devida à tração causada pelo constrangimento hiperestático do encurtamento do arco (Figura 6.3.3.6.5).

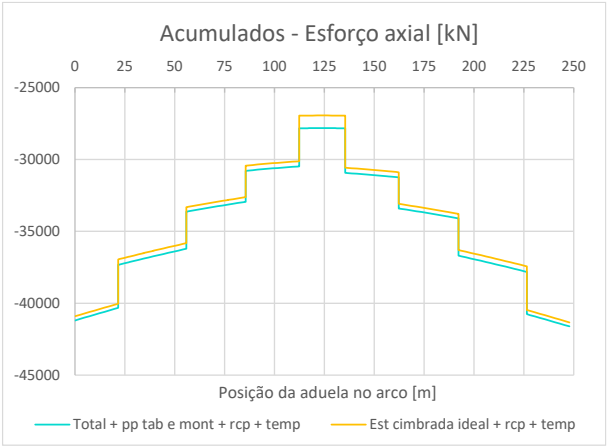


Figura 6.3.3.6.5 – Esforços axiais devido a uma diminuição de temperatura

O diagrama de momentos relativo apenas à aplicação da variação de temperatura tem uma forma semelhante à representada na Figura 6.2.8, começando com valores negativos e apresentando um crescimento no sentido dos momentos positivos até o meio do arco (Figura 6.3.3.6.6). Após ser somado com os esforços de flexão presentes na configuração final da estrutura, cujo diagrama é totalmente negativo, ocorre um aumento dos valores desses esforços nas zonas junto aos apoios (zona de momentos negativos do caso de carga). No restante comprimento do arco até meio-vão, verifica-se uma translação do diagrama a azul escuro para o sentido dos momentos positivos.

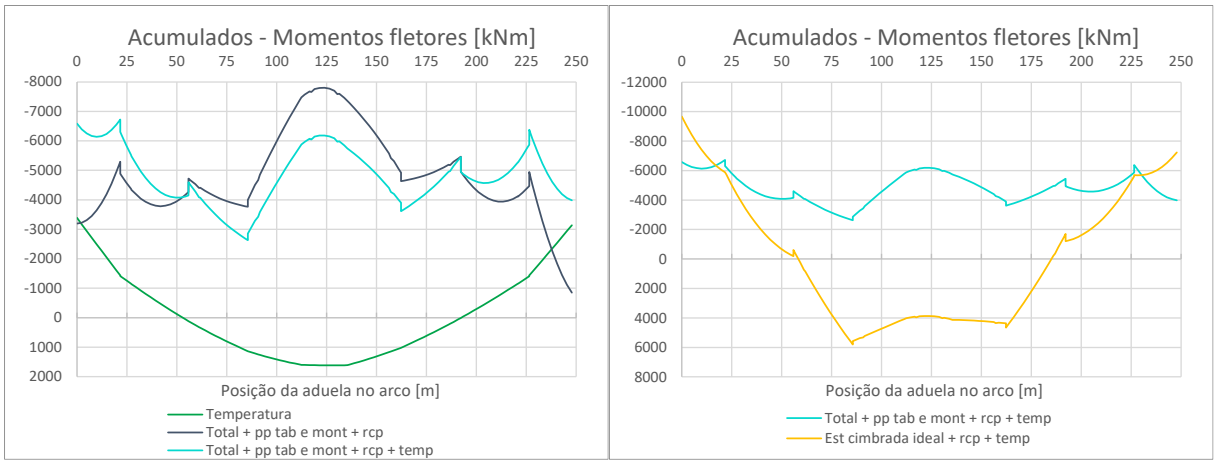


Figura 6.3.3.6.6 – Momentos fletores devido a uma diminuição de temperatura

No que diz respeito às tensões no arco (Figura 6.3.3.6.7), comparativamente à situação após a colocação das restantes cargas permanentes, verificou-se uma redução das tensões nas fibras superiores do arco nas zonas mais próximas dos apoios, causada pelo aumento dos momentos fletores devido à variação negativa de temperatura, contrariamente ao que ocorre para a restante extensão do arco. Nas fibras inferiores o desenvolvimento das tensões evolui de maneira contrária, isto é, ocorre uma diminuição da compressão no arco ao longo do seu comprimento, com exceção das zonas próximas aos arranques.

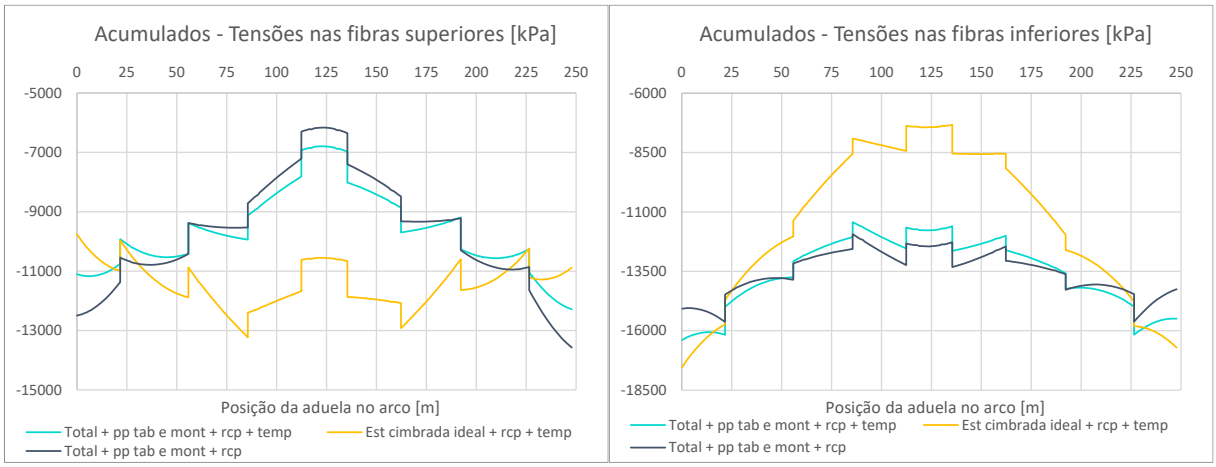


Figura 6.3.3.6.7 – Tensões no arco devido a uma diminuição de temperatura

7
CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Através da análise dos diferentes métodos construtivos, foi possível contemplar a importância da escolha de um processo adequado para a construção da ponte que assegura um bom funcionamento da estrutura. Tanto num método construtivo como no outro, verificaram-se que as situações mais gravosas ocorrem durante o faseamento construtivo, onde temos tensões de tração mais prejudiciais para a estrutura. Como foi possível observar, o processo por triangulação tornar-se-ia mais eficaz se fossem utilizadas diagonais intermédias, removidas após o fim de cada fase, para reduzir os efeitos das consolas, elevando o número de cabos necessários, mas contribuindo para menores momentos fletores e deslocamentos no arco. Num momento futuro, esta solução poderá vir a ser estudada, para ser comparada com a solução atirantada com torre provisória. Salienta-se na Figura 7.1 a diferença de tensões nas fases mais críticas de cada um dos métodos construtivos: a fase 2 para o processo por triangulação e a fase 24 para o atirantamento.

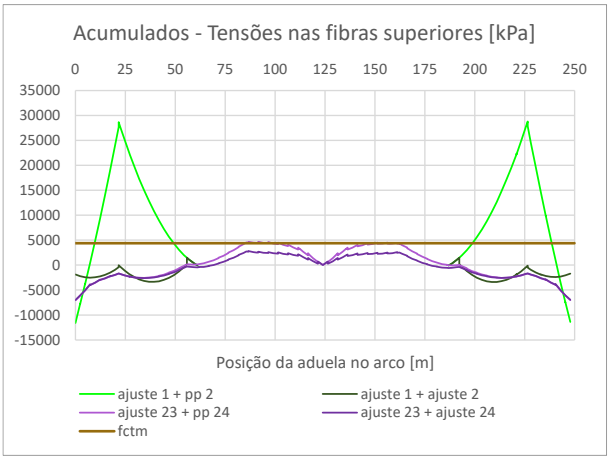


Figura 7.1 – Tensões acumuladas mais condicionantes em duas fases dos métodos construtivos

Dado que o faseamento construtivo da triangulação provisória aponta para o controlo das tensões e deformações com um grande número de tirantes adicionais, o mais indicado seria estudar uma solução com "construção atirantada", bastante usual, hoje em dia, na execução de arcos de grande vão. Por este motivo, optou-se por analisar detalhadamente o processo por atirantamento com torre provisória, seguindo o procedimento de cálculo no sentido cronologicamente direto da construção, que simplifica a implementação do processo em obra e a execução dos montantes inclinados.

Com este método construtivo, no final da execução da obra, os esforços axiais apresentaram valores muito próximos aos da estrutura cimbrada ideal, ou seja, a colocação e a retirada dos elementos provisórios praticamente não tiveram influência nesses esforços de compressão do arco na sua

configuração final, o que traduz a ideia de que independentemente de a estrutura ser construída numa única fase ou recorrendo ao faseamento construtivo, os seus esforços axiais obtidos são muito semelhantes.

A opção tomada de se ajustar apenas um par de cabos após a betonagem de cada aduela em cada semi-arco, visou simplificar as operações em obra e representa um primeiro exercício de verificação da adequabilidade do processo construtivo. Foram obtidos bons resultados a nível das tensões normais máximas de tração do arco, minimamente superiores ao valor da tensão máxima admissível para a classe do arco em causa. De forma a manter as tensões dentro dos limites regulamentares, os cabos introduzidos nas três últimas fases poderiam ter sido tensionados com forças superiores às necessárias para que se cumprissem estritamente as condições relativas à minimização das deformações. Esta tentativa de controlo das tensões para valores admissíveis permite garantir condições de durabilidade e viabiliza a realização de uma análise elástica linear para o cálculo estrutural.

Refere-se também que o estudo foi realizado considerando apenas cargas estáticas, como o peso próprio dos elementos e sobrecargas de utilização, sendo ainda necessário estudar o comportamento da ponte em relação a cargas dinâmicas, como o vento e o sismo, onde, para este último, poderá ser realizada uma análise modal.

A análise elástica linear aqui utilizada para o estudo dos métodos construtivos só será válida se se demonstrar que no faseamento construtivo não ocorre fendilhação no arco. Este aspeto só será possível de se afirmar com certeza numa modelação realizada com mais precisão, com menos simplificações e, por isso, mais complexa de se efetuar. Caso tal aconteça, deverá ser realizada uma análise não-linear, considerando as secções transversais fendilhadas.

Estando determinados os esforços e tensões finais da estrutura, serão realizados os dimensionamentos das armaduras e pré-esforços a dispor nas secções transversais. Após a definição de todos esses elementos, inclusive do número dos cordões de pré-esforço que compõem os tirantes, a estrutura deverá ser recalculada, iniciando um processo iterativo de dimensionamento, que deverá ser interrompido quando se encontrar uma solução estável, isto é, que não cause grandes alterações aos esforços.

Com as geometrias finais das secções serão realizadas verificações de segurança fase a fase e verificações de serviço dos elementos estruturais da ponte, com base nas normas nacionais e/ou europeias.

Será necessário ainda realizar uma análise visco-elástica da estrutura, utilizando um software de cálculo automático, como o Evolution [37], que considere os efeitos diferidos dos materiais, em especial a fluência e a retração do betão, de forma a conhecer a evolução das tensões e deformações desde o início da construção até tempo infinito. Deste modo, também será possível estabelecer as contraflechas de construção, de forma a que a geometria da ponte a tempo infinito se aproxime da definida em projeto.

Por fim, aconselha-se que o método a ser utilizado na construção da ponte sobre o Rio Corgo seja o que recorre ao atirantamento provisório, dado que permite, ao longo de todas as fases, um maior controlo das tensões e deformações da estrutura. Uma maneira de tornar o processo ainda mais eficaz seria tensionar mais barras ativas em algumas das fases, de forma a obter uma configuração de esforços mais aproximada aos objetivos definidos de minimização das flexões do arco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. *Estudo Prévio da Ponte Pedonal e Ciclável de ligação da Vila Velha à Meia Laranja, sobre o Rio Corgo, em Vila Real – 1ª versão 2020*.

[2] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022.

[3] Comité Europeu de Normalização (CEN), *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 2: Pontes de betão. Projeto e disposições construtivas*, Instituto Português da Qualidade, 2018.

[4] Golden Gate Bridge (https://hotelcaliforniablog.com/saber-sobre-a-golden-gate/). 09 de junho de 2022.

[5] Troyano, L.F. Arch Bridges. In *Bridge engineering: a global perspective*, Thomas Telford Ltd. 2003.

[6] Favre, R. de Castro San Róman, J. *The arch: enduring and endearing*. Structural Concrete, Dezembro 2001, 187-200.

[7] Ponte de Trajano (https://nationalgeographic.pt/viagens/113-grandes-reportagens/2680-ponte-de-trajano). 20 de maio de 2022.

[8] Pinto, R. M. *Estudo comparativo de arcos de vão crescente e flecha decrescente num desfiladeiro existente*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

[9] Manterola, J. *Puentes I – Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construcción*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006.

[10] Hennebique Method of Reinforced Concrete (https://www.jpconcrete.co.uk/francois-hennebique-a-pioneer-of-reinforced-concrete/). 10 de junho de 2022.

[11] Pérez-Fadón Martínez, S. *Arches: Evolution and Future Trends*. Arch' 04, Barcelona.

[12] Salginatobel Bridge (https://www.locationscout.net/switzerland/983-salginatobel-bridge-switzerland). 25 de maio de 2022.

[13] Pingnan Third Bridge (https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/10168664.2021.1956399). 11 de maio de 2022.

[14] Maquete La Sagrada Família

(https://blog.sagradafamilia.org/en/divulgation/the-sagrada-familia-repository-of-other-gaudi-projects/). 11 de maio de 2022.

[15] Adão da Fonseca, A. Bastos, R. *Ponte Infante D. Henrique – Uma ponte inovadora*. V EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

[16] Pacheco, P. *Apontamentos da UC de Pontes*. 2021/22, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[17] Tesouro de Atreu

(https://commons.wikimedia.org/wiki/File:The_tholos_tomb_Treasury_of_Atreus_or_Tomb_of_Agamemnon_in_Mycenae_on_March_26,_2019.jpg). 15 de abril de 2022.

[18] Ruínas em Coba (https://www.encirclephotos.com/image/corbel-arch-at-mayan-ruins-in-coba-mexico/). 24 de março de 2022.

[19] Pont du Gard (https://pixabay.com/photos/pont-du-gard-nimes-arles-ales-2493762/). 23 de março de 2022

[20] Salginatobel Bridge Scaffholding (https://www.explora.ethz.ch/en/s/across-rivers-and-gorges/). 23 de março de 2022.

[21] Arcobotantes (https://www.wikiwand.com/pt/Arcobotante). 23 de março de 2022.

[22] Ponte D. Luís I (https://unsplash.com/photos/yWOieUaTQk0). 13 de abril de 2022.

[23] Eads Bridge (https://study.com/academy/lesson/eads-bridge-construction-facts.html). 19 de maio de 2022.

[24] Ponte Boutiron (https://structurae.net/en/media/38387-boutiron-bridge-vichy). 13 de abril de 2022.

[25] Adão da Fonseca, A. *Contemporary Concrete Arch Bridges*. 8th International Conference on Arch Bridges, 05-07 de outubro de 2016, Breslávia.

[26] Ponte Sanan Yongjiang (https://megaconstrucciones.net/?construccion=puente-sanan-yongjiang). 06 de maio de 2022.

[27] Project of Sauer Bridge (https://structurae.net/en/structures/paul-sauer-bridge). 19 de maio de 2022.

[28] Paul Sauer Bridge

(http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=File:1StormsRiverBobCortright.jpg). 27 de maio de 2022.

[29] Krk Bridge Construction

(https://www.mageba-group.com/uk/en/1023/Europe/Croatia/19540/Krka-Bridge.htm). 26 de maio de 2022.

[30] Magalhães, F. *Numerical Modelling of Bridges*, 2016. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[31] Azevedo Cunha, J. A. *Construção de pontes em arco com tirantes provisórios com controlo ativo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.

[32] Adão da Fonseca, A. Millanes Mato, F. Bastos, R. Matute Rubio, L. *The Infant Henrique Bridge over the River Douro*. Structural Concrete, Dezembro 2001, 187-200.

[33] Duarte Pinto, S. P. *Estudo do processo construtivo da Ponte Infante D. Henrique*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

[34] Pérez-Fadón, S., Herrero Benéitez, J. E., Sánchez, J. J., Sánchez, M. El Arco de los Tilos en La Isla de La Palma (Canarias). In *Hormigon y Acero n°* 236 – 2° Trimestre, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, 2005.

[35] Nobre Duarte Cruz, J. S. *Controlo da fase construtiva de pontes atirantadas*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 1997.

[36] Manterola, J. *Puentes en Arcos y Atirantados*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2006.

[37] Carvalho Ferraz, M. A. *Modelação de Avaliação do Comportamento Estrutural de Obras de Arte*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

ANEXOS

ANEXO A1 – APERFEIÇOAMENTO DA FORMA DO ARCO

ANEXO A2 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO PROCESSO POR ATIRANTAMENTO COM TORRE PROVISÓRIA:

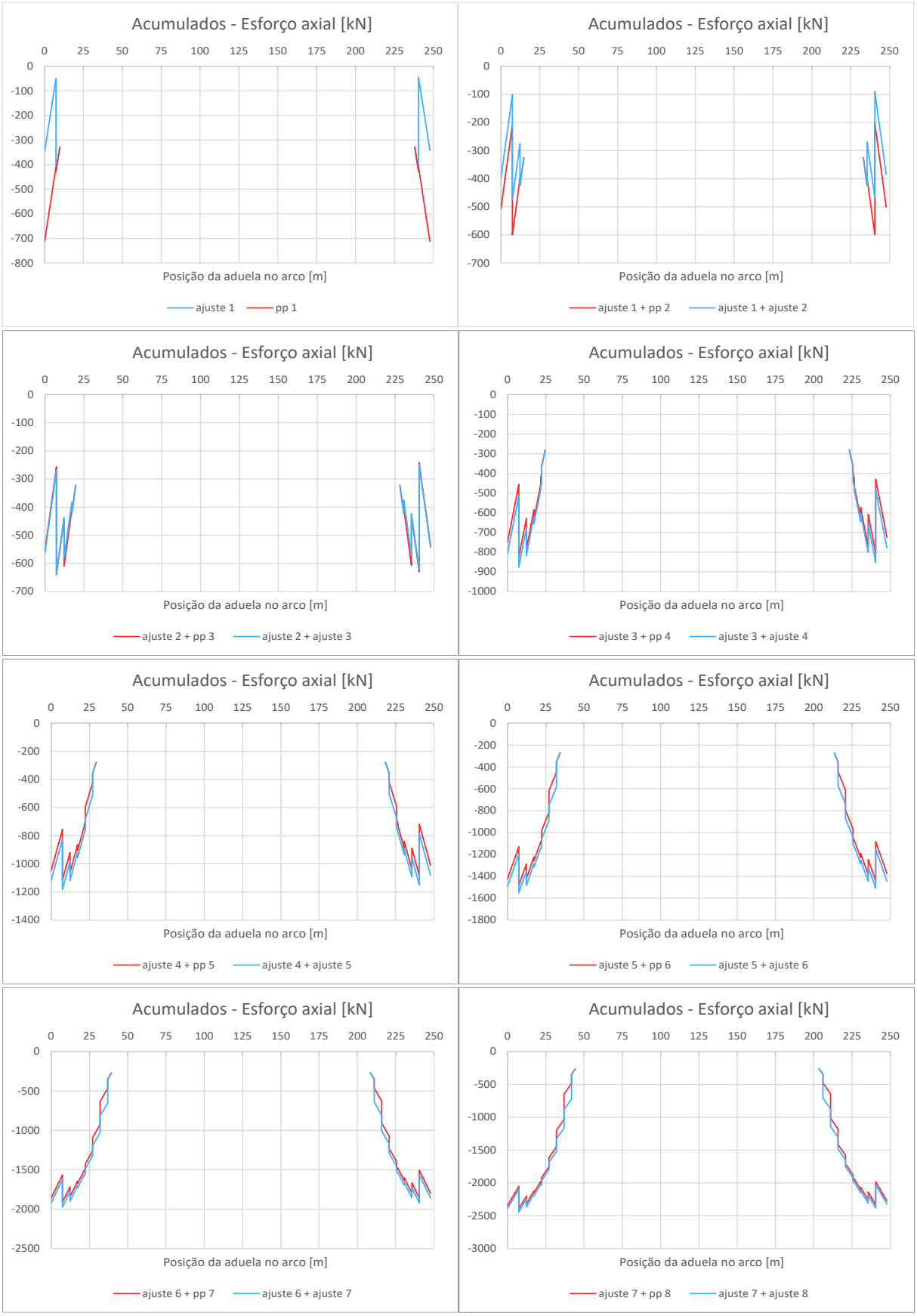
- ANEXO A2.1 – ESFORÇOS AXIAIS NO ARCO
- ANEXO A2.2 – MOMENTOS FLETORES NO ARCO
- ANEXO A2.3 – TENSÕES NAS FIBRAS SUPERIORES NO ARCO
- ANEXO A2.4 – TENSÕES NAS FIBRAS INFERIORES NO ARCO

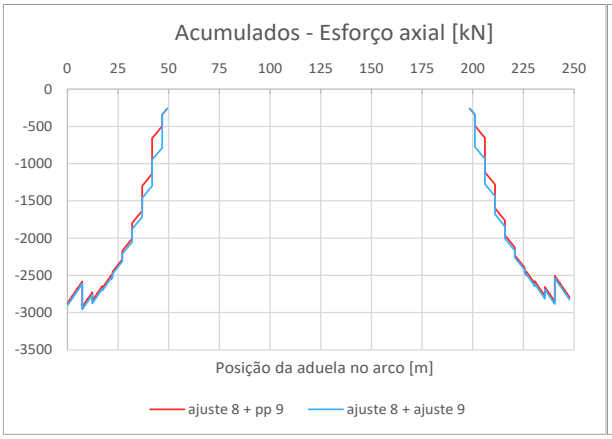
ANEXO A1 – APERFEIÇOAMENTO DA FORMA DO ARCO

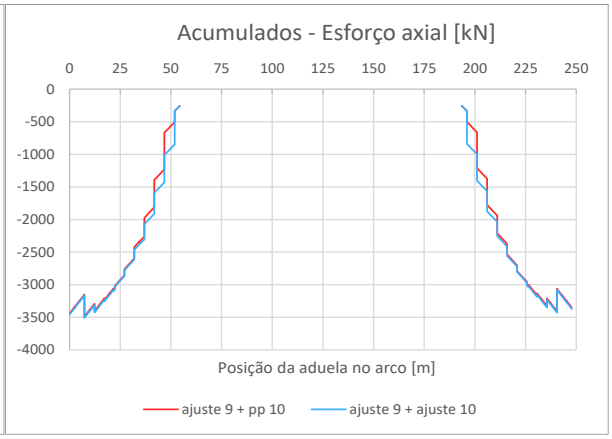
Modelo arco curvo			Modelo arco poligonal				Equação (5)						Arco parabólico	
Nó	x	z	Nó	x	z,corrigido	Li [m]	pp	cos α	pp, horizontal	Mviga [kNm]	Ng [kN]	f,reta [m]	z, eq. arco	z,final
1001	**0**	**-0,75**	**1160**	**500,0000**	**-0,7500**	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	0	-0,7500
1002	2,027	0,683	-	502,0270	0,5669	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0360	0,6028
1003	4,066	2,098	-	504,0660	1,8915	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0631	1,9546
1004	6,117	3,496	-	506,1170	3,2240	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0811	3,3051
1005	8,181	4,876	-	508,1810	4,5649	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0899	4,6548
1006	10,256	6,237	-	510,2560	5,9129	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0893	6,0022
1007	12,344	7,579	-	512,3440	7,2694	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0791	7,3485
1008	14,444	8,903	-	514,4440	8,6337	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0592	8,6929
1009	16,557	10,206	-	516,5570	10,0064	18,1717	75	0,839	89,438	3691,655	40664,92	0,0908	-0,0294	10,0358
348	**18,1717**	**11,1809**	**1161**	**518,1717**	**11,0554**	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	0	11,0554
1011	18,682	11,489	-	518,6820	11,3093	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,0176	11,3269
1012	20,819	12,751	-	520,8190	12,3726	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,0846	12,4572
1013	22,969	13,992	-	522,9690	13,4423	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,1416	13,5838
1014	25,131	15,211	-	525,1310	14,5179	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,1882	14,7061
1015	27,305	16,408	-	527,3050	15,5996	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2242	15,8238
1016	29,492	17,583	-	529,4920	16,6877	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2496	16,9373
1017	31,691	18,734	-	531,6910	17,7817	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2641	18,0458
1018	33,903	19,861	-	533,9030	18,8823	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2675	19,1498
1019	36,127	20,964	-	536,1270	19,9888	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2596	20,2484
1020	38,363	22,042	-	538,3630	21,1013	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2403	21,3416
1021	40,611	23,094	-	540,6110	22,2198	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,2093	22,4291
1022	42,871	24,121	-	542,8710	23,3442	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,1665	23,5107
1023	45,142	25,121	-	545,1420	24,4741	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,1118	24,5859
1024	47,426	26,094	-	547,4260	25,6105	30,5941	75	0,895	83,770	9801,082	36615,92	0,2677	-0,0448	25,6553
1025	**48,7658**	**26,6457**	**1183**	**548,7658**	**26,2771**	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	0	26,2771
1026	49,721	27,039	-	549,7210	26,5918	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,0312	26,6230
1027	52,028	27,956	-	552,0280	27,3520	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,0974	27,4494
1028	54,345	28,844	-	554,3450	28,1154	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,1512	28,2666
1029	56,674	29,703	-	556,6740	28,8828	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,1924	29,0752
1030	59,014	30,533	-	559,0140	29,6539	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,2207	29,8745
1031	61,364	31,331	-	561,3640	30,4282	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,2360	30,6642
1032	63,725	32,099	-	563,7250	31,2062	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,2380	31,4442
1033	66,095	32,835	-	566,0950	31,9871	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,2267	32,2138
1034	68,475	33,539	-	568,4750	32,7713	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,2019	32,9732
1035	70,865	34,211	-	570,8650	33,5588	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,1633	33,7221
1036	73,264	34,85	-	573,2640	34,3493	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,1109	34,4602
1037	75,671	35,455	-	575,6710	35,1424	28,2911	75	0,950	78,967	7900,470	33082,87	0,2388	-0,0445	35,1869
1038	**77,0569**	**35,7827**	**1188**	**577,0569**	**35,5991**	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	0	35,5991
1039	78,086	36,026	-	578,0860	35,7639	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,0327	35,7966
1040	80,51	36,562	-	580,5100	36,1523	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,0991	36,2514
1041	82,941	37,064	-	582,9410	36,5418	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,1511	36,6929
1042	85,379	37,53	-	585,3790	36,9324	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,1883	37,1207
1043	87,824	37,96	-	587,8240	37,3241	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,2108	37,5349
1044	90,274	38,355	-	590,2740	37,7167	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,2183	37,9350
1045	92,731	38,713	-	592,7310	38,1103	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,2108	38,3211
1046	95,192	39,034	-	595,1920	38,5046	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,1881	38,6927
1047	97,658	39,318	-	597,6580	38,8997	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,1502	39,0500
1048	100,128	39,564	-	600,1280	39,2955	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,0971	39,3925
1049	102,601	39,773	-	602,6010	39,6917	26,4405	75	0,987	75,957	6637,650	30409,5	0,2183	-0,0286	39,7203
1050	**103,4974**	**39,8353**	**1122**	**603,4974**	**39,8353**	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	0	39,8353
1051	105,077	39,945	-	605,0770	39,8345	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,0483	39,8828
1052	107,556	40,078	-	607,5560	39,8332	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1097	39,9429
1053	110,036	40,174	-	610,0360	39,8320	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1536	39,9856
1054	112,518	40,231	-	612,5180	39,8307	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1800	40,0107
1055	115	40,25	-	615,0000	39,8295	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1889	40,0183
1056	117,482	40,231	-	617,4820	39,8282	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1802	40,0084
1057	119,964	40,174	-	619,9640	39,8269	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1540	39,9809
1058	122,444	40,078	-	622,4440	39,8257	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,1103	39,9359
1059	124,923	39,945	-	624,9230	39,8244	23,0335	75	1,000	75,000	4973,833	26334,89	0,1889	-0,0491	39,8735
1060	**126,5309**	**39,8333**	**1111**	**626,5309**	**39,8236**	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	0	39,8236
1061	127,399	39,773	-	627,3990	39,6831	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,0276	39,7107
1062	129,872	39,564	-	629,8720	39,2830	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,0959	39,3789
1063	132,342	39,318	-	632,3420	38,8833	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,1490	39,0323
1064	134,808	39,034	-	634,8080	38,4842	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,1870	38,6712
1065	137,269	38,713	-	637,2690	38,0860	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,2098	38,2959
1066	139,726	38,355	-	639,7260	37,6884	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,2177	37,9061
1067	142,176	37,96	-	642,1760	37,2920	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,2107	37,5026
1068	144,621	37,53	-	644,6210	36,8964	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,1888	37,0852
1069	147,059	37,064	-	647,0590	36,5019	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,1523	36,6541
1070	149,49	36,562	-	649,4900	36,1085	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,1012	36,2097
1071	151,914	36,026	-	651,9140	35,7162	26,5179	75	0,987	75,976	6678,242	30675,47	0,2177	-0,0357	35,7519
1072	**153,0488**	**35,7577**	**1156**	**653,0488**	**35,5326**	**28,3803**	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	0	35,5326

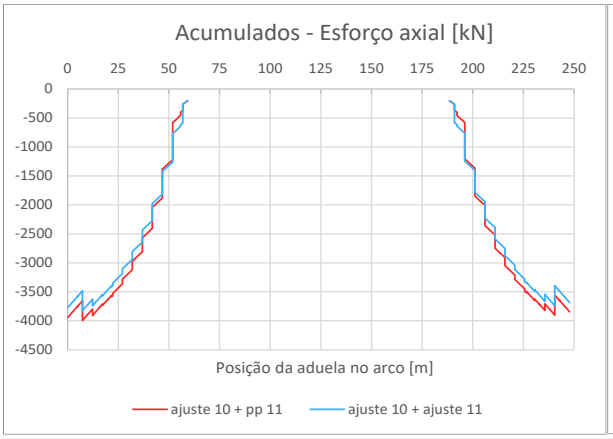
1073	154,329	35,455	-	654,3290	35,1095	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,0410	35,1505
1074	156,736	34,85	-	656,7360	34,3139	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1077	34,4216
1075	159,135	34,211	-	659,1350	33,5210	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1605	33,6815
1076	161,525	33,539	-	661,5250	32,7310	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1996	32,9306
1077	163,905	32,835	-	663,9050	31,9443	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,2251	32,1694
1078	166,275	32,099	-	666,2750	31,1610	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,2371	31,3981
1079	168,636	31,331	-	668,6360	30,3806	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,2359	30,6165
1080	170,986	30,533	-	670,9860	29,6039	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,2216	29,8255
1081	173,326	29,703	-	673,3260	28,8304	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1944	29,0248
1082	175,655	28,844	-	675,6550	28,0606	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1544	28,2150
1083	177,972	27,956	-	677,9720	27,2948	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,1019	27,3967
1084	180,279	27,039	-	680,2790	26,5323	28,3803	75	0,949	78,991	7952,796	33382,99	0,2382	-0,0371	26,5693
1085	**181,4291**	**26,5654**	**1204**	**681,4291**	**26,1521**	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	0	26,1521
1086	182,574	26,094	-	682,5740	25,5817	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,0384	25,6201
1087	184,858	25,121	-	684,8580	24,4439	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,1060	24,5499
1088	187,129	24,121	-	687,1290	23,3125	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,1616	23,4741
1089	189,389	23,094	-	689,3890	22,1866	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2052	22,3918
1090	191,637	22,042	-	691,6370	21,0667	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2372	21,3038
1091	193,873	20,964	-	693,8730	19,9527	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2576	20,2103
1092	196,097	19,861	-	696,0970	18,8447	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2666	19,1114
1093	198,309	18,734	-	698,3090	17,7427	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2645	18,0073
1094	200,508	17,583	-	700,5080	16,6472	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2514	16,8986
1095	202,695	16,408	-	702,6950	15,5577	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,2275	15,7852
1096	204,869	15,211	-	704,8690	14,4746	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,1930	14,6676
1097	207,031	13,992	-	707,0310	13,3976	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,1480	13,5456
1098	209,181	12,751	-	709,1810	12,3264	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,0928	12,4192
1099	211,318	11,489	-	711,3180	11,2618	30,7002	75	0,895	83,792	9871,752	36948,74	0,2672	-0,0275	11,2893
1100	**212,1293**	**10,9992**	**1208**	**712,1293**	**10,8576**	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	0	10,8576
1101	213,443	10,206	-	713,4430	10,0043	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0238	10,0281
1102	215,556	8,903	-	715,5560	8,6319	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0542	8,6860
1103	217,656	7,579	-	717,6560	7,2679	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0747	7,3425
1104	219,744	6,237	-	719,7440	5,9116	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0855	5,9971
1105	221,819	4,876	-	721,8190	4,5638	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0867	4,6506
1106	223,883	3,496	-	723,8830	3,2232	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0787	3,3019
1107	225,934	2,098	-	725,9340	1,8910	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0614	1,9524
1108	227,973	0,683	-	727,9730	0,5666	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	-0,0351	0,6017
1109	**230**	**-0,75**	**1304**	**730,0000**	**-0,7500**	17,8707	75	0,839	89,432	3570,165	40864,51	0,0874	0	-0,7500

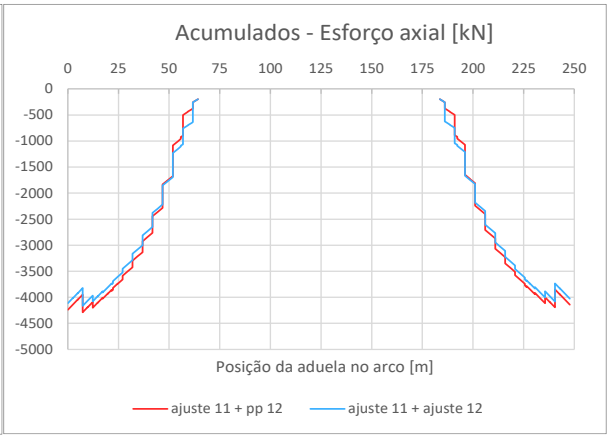
ANEXO A2.1 – ESFORÇOS AXIAIS NO ARCO

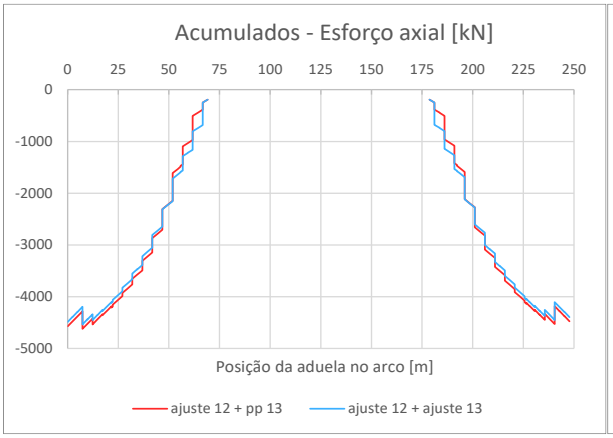


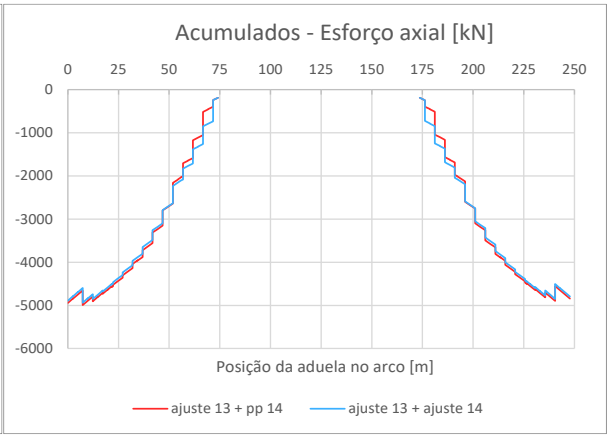

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -500 -1000 -1500 -2000 -2500 -3000 -3500
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 8 + pp 9
ajuste 8 + ajuste 9

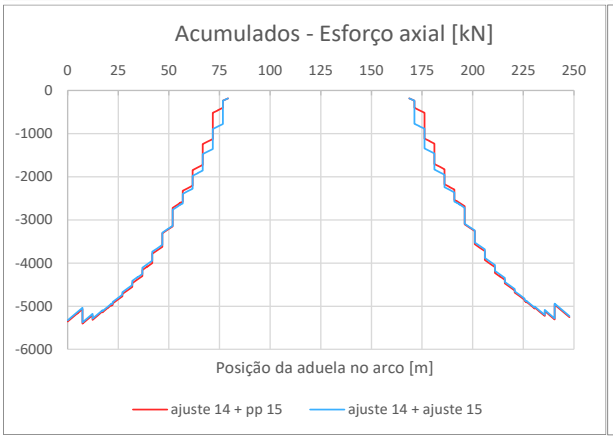

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -500 -1000 -1500 -2000 -2500 -3000 -3500 -4000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 9 + pp 10
ajuste 9 + ajuste 10

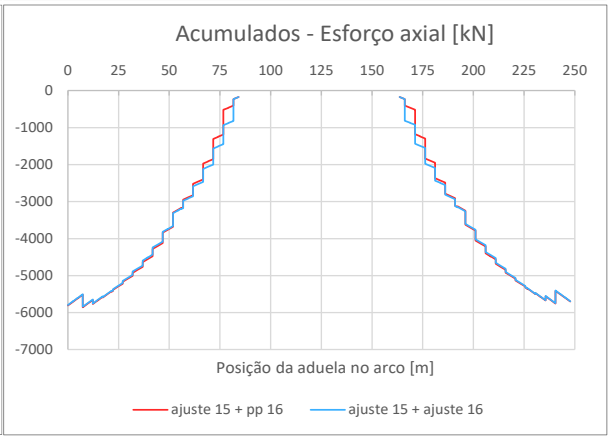

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -500 -1000 -1500 -2000 -2500 -3000 -3500 -4000 -4500
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 10 + pp 11
ajuste 10 + ajuste 11

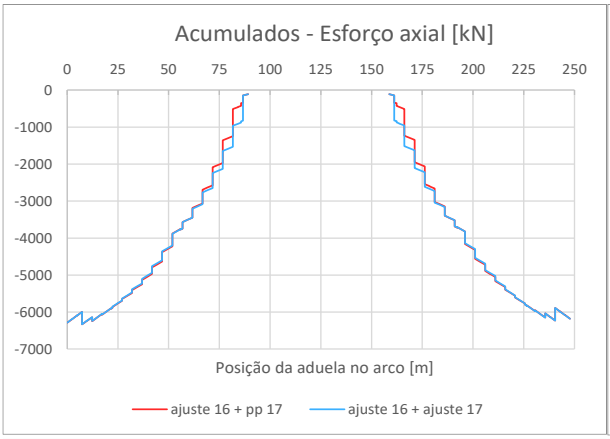

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -500 -1000 -1500 -2000 -2500 -3000 -3500 -4000 -4500 -5000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 11 + pp 12
ajuste 11 + ajuste 12

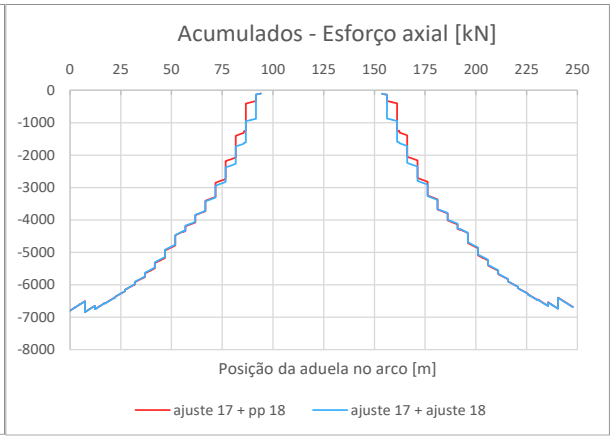

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 12 + pp 13
ajuste 12 + ajuste 13

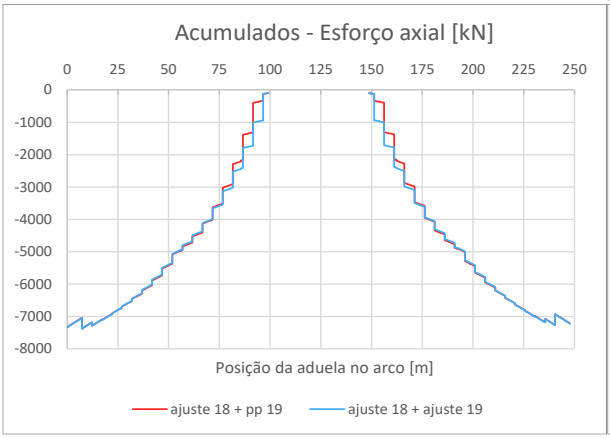

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 13 + pp 14
ajuste 13 + ajuste 14

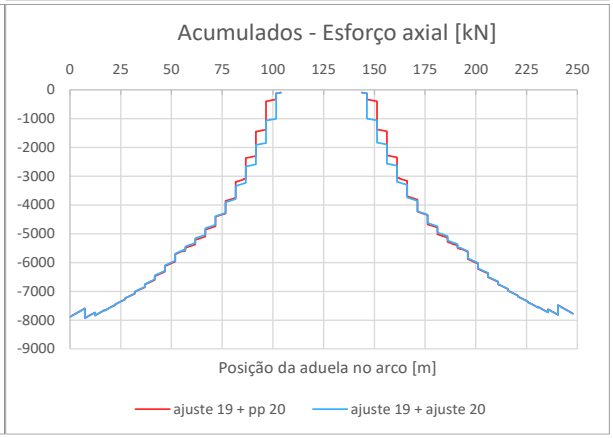

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 14 + pp 15
ajuste 14 + ajuste 15

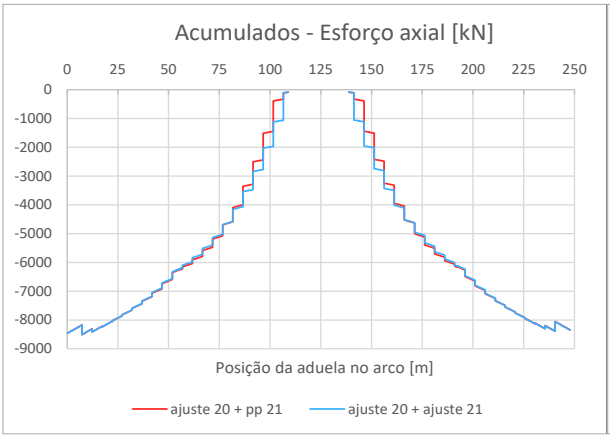

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 15 + pp 16
ajuste 15 + ajuste 16

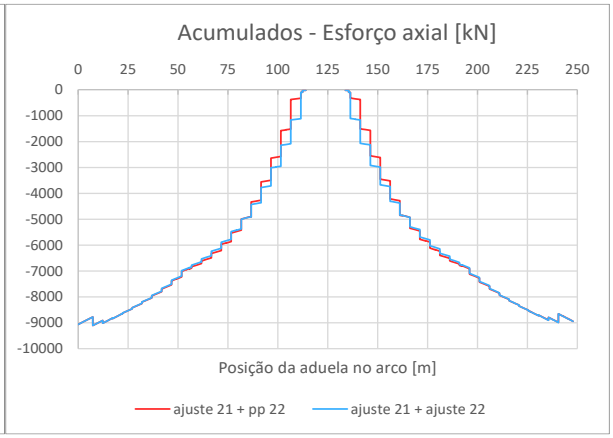

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 16 + pp 17
ajuste 16 + ajuste 17

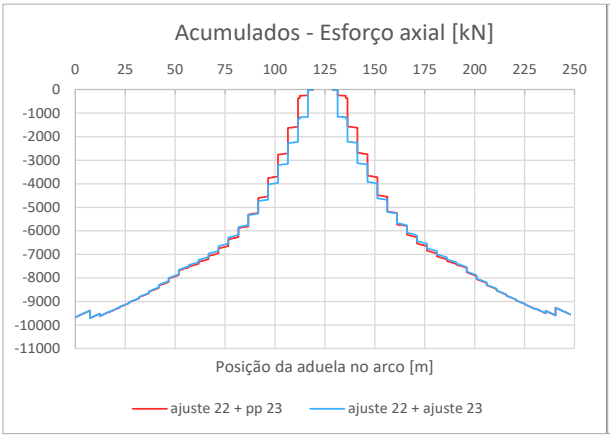

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 17 + pp 18
ajuste 17 + ajuste 18

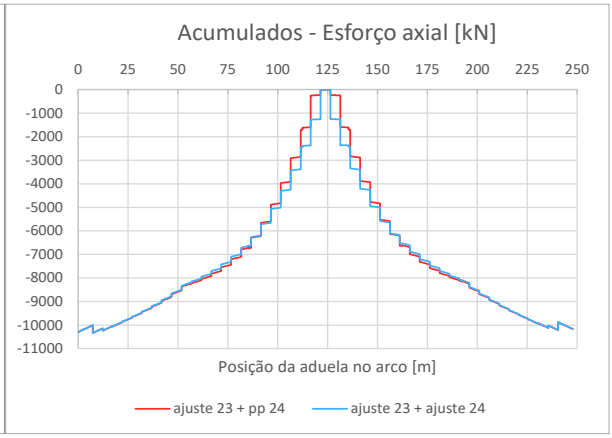

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 18 + pp 19
ajuste 18 + ajuste 19


Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000 -9000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 19 + pp 20
ajuste 19 + ajuste 20


Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000 -9000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 20 + pp 21
ajuste 20 + ajuste 21

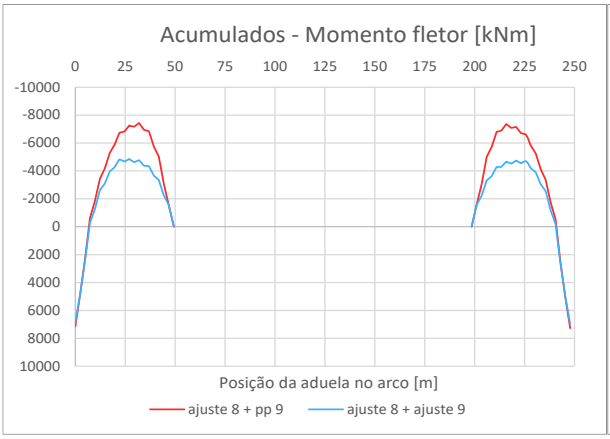

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000 -9000 -10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 21 + pp 22
ajuste 21 + ajuste 22

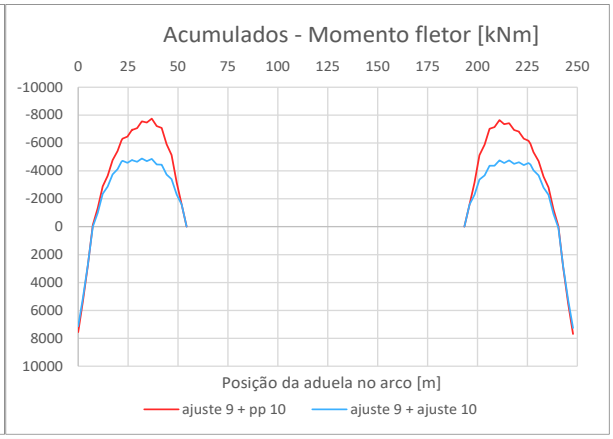

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000 -9000 -10000 -11000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 22 + pp 23
ajuste 22 + ajuste 23

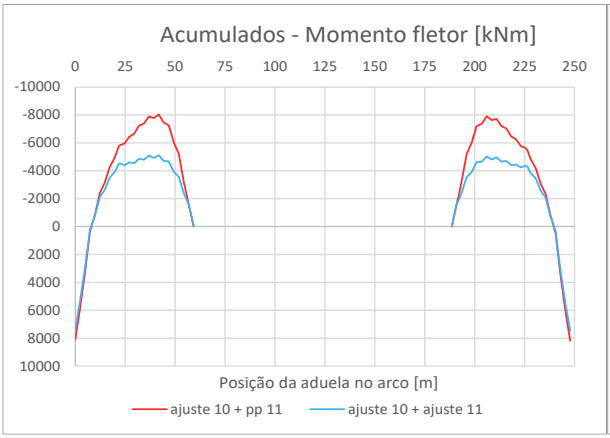

Acumulados - Esforço axial [kN]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
0 -1000 -2000 -3000 -4000 -5000 -6000 -7000 -8000 -9000 -10000 -11000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 23 + pp 24
ajuste 23 + ajuste 24

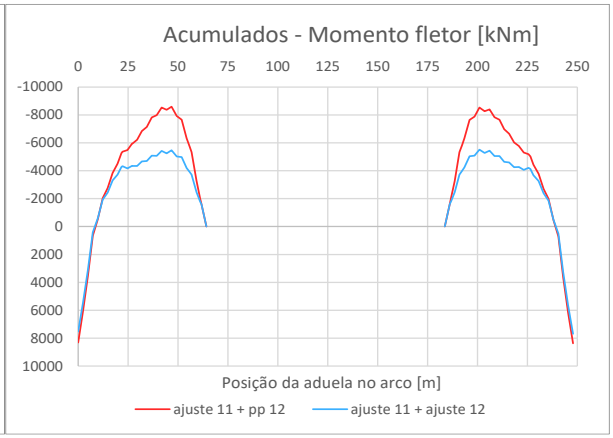
ANEXO A2.2 – MOMENTOS FLETORES NO ARCO

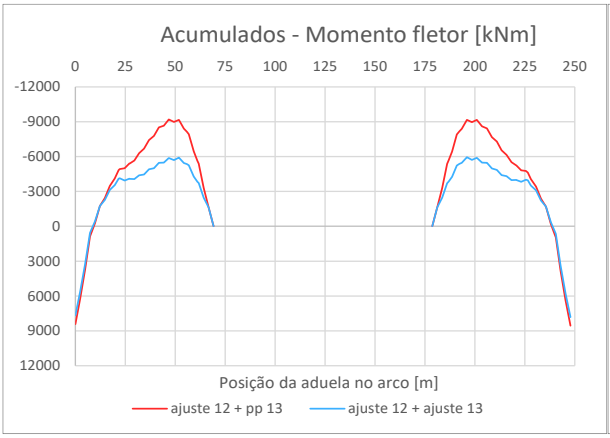


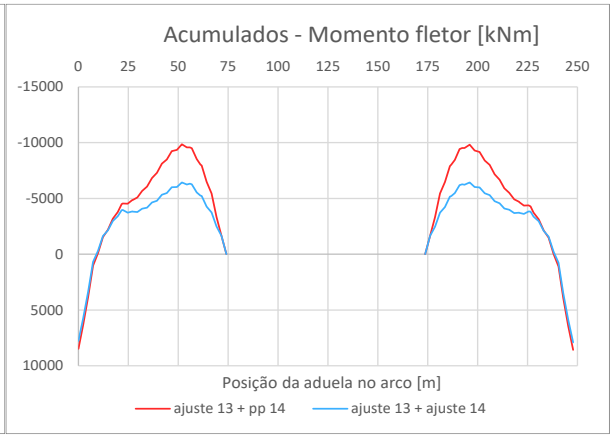

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-10000 -8000 -6000 -4000 -2000 0 2000 4000 6000 8000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 8 + pp 9
ajuste 8 + ajuste 9

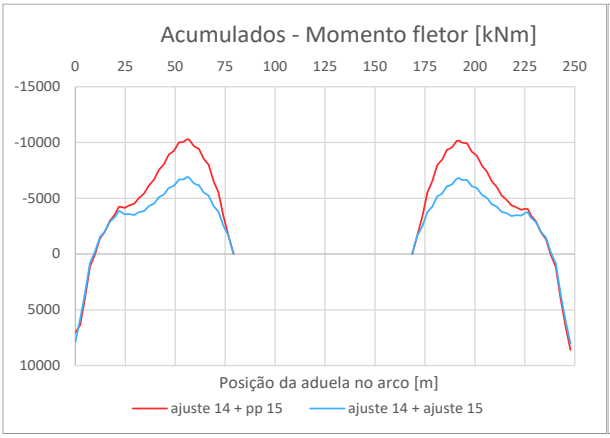

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-10000 -8000 -6000 -4000 -2000 0 2000 4000 6000 8000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 9 + pp 10
ajuste 9 + ajuste 10

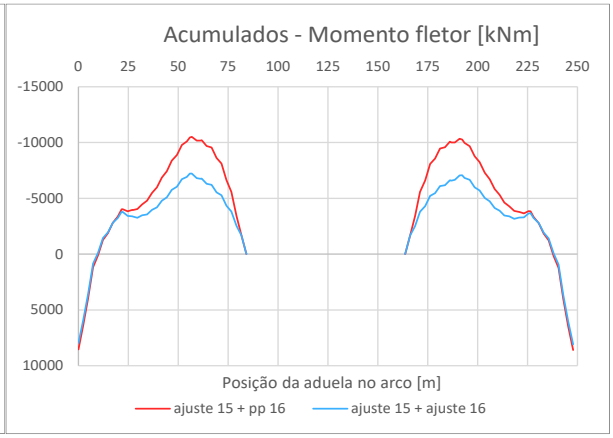

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-10000 -8000 -6000 -4000 -2000 0 2000 4000 6000 8000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 10 + pp 11
ajuste 10 + ajuste 11

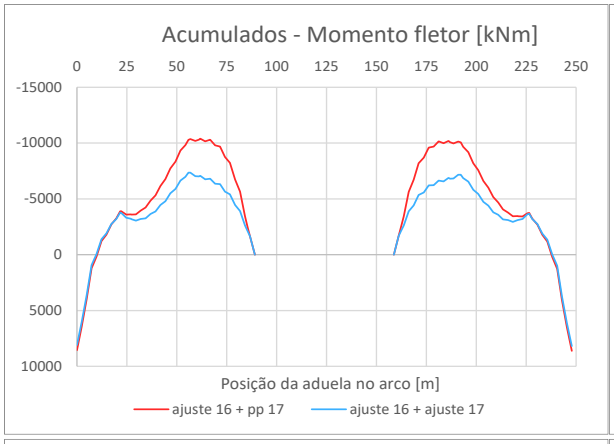

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-10000 -8000 -6000 -4000 -2000 0 2000 4000 6000 8000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 11 + pp 12
ajuste 11 + ajuste 12

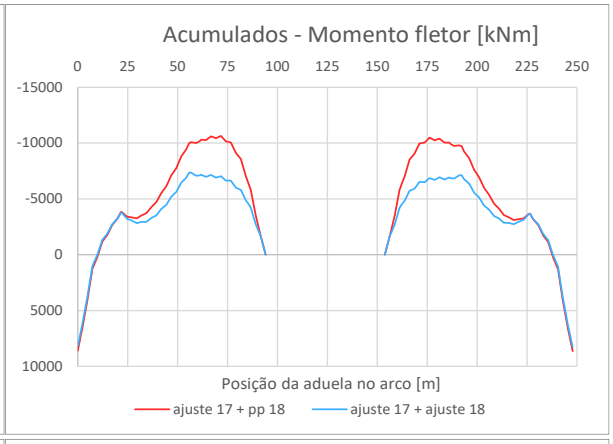

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-12000 -9000 -6000 -3000 0 3000 6000 9000 12000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 12 + pp 13
ajuste 12 + ajuste 13

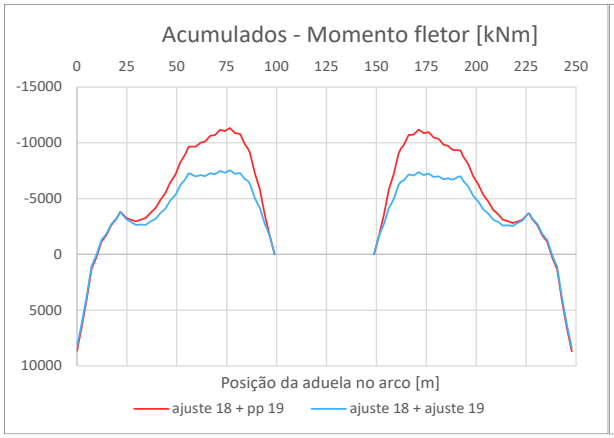

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-15000 -10000 -5000 0 5000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 13 + pp 14
ajuste 13 + ajuste 14

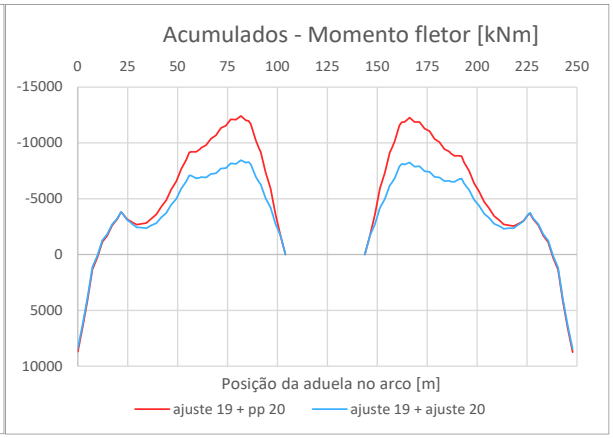

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-15000 -10000 -5000 0 5000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 14 + pp 15
ajuste 14 + ajuste 15

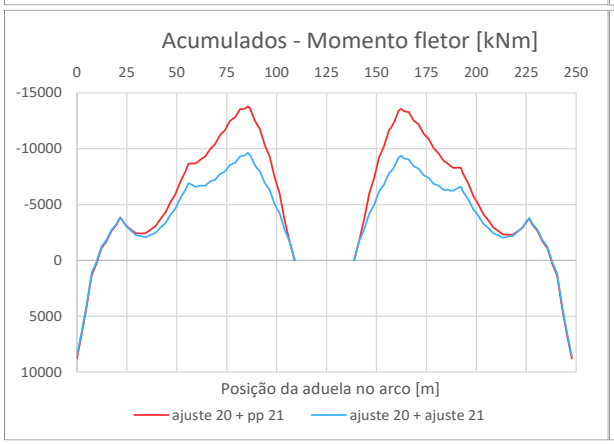

Acumulados - Momento fletor [kNm]
0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250
-15000 -10000 -5000 0 5000 10000
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 15 + pp 16
ajuste 15 + ajuste 16

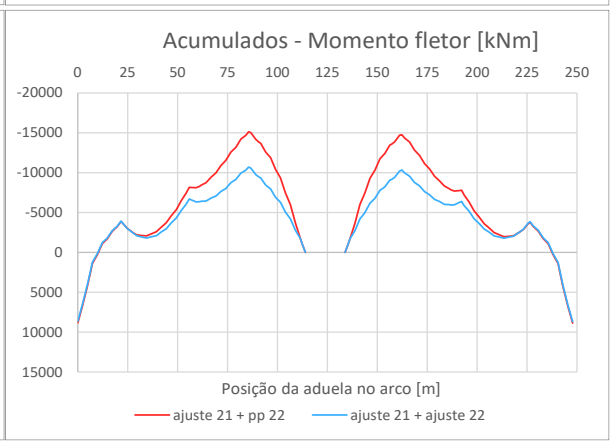

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 16 + pp 17
ajuste 16 + ajuste 17

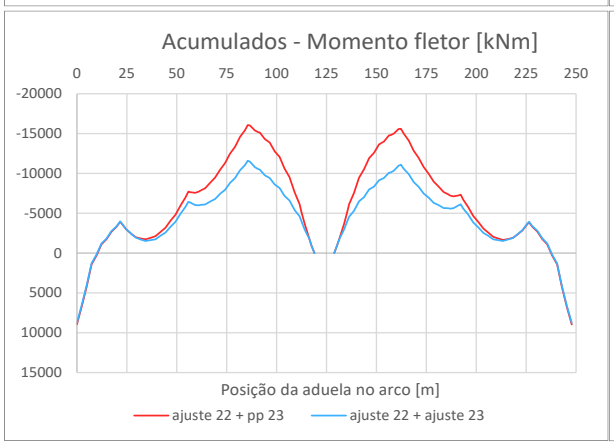

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 17 + pp 18
ajuste 17 + ajuste 18

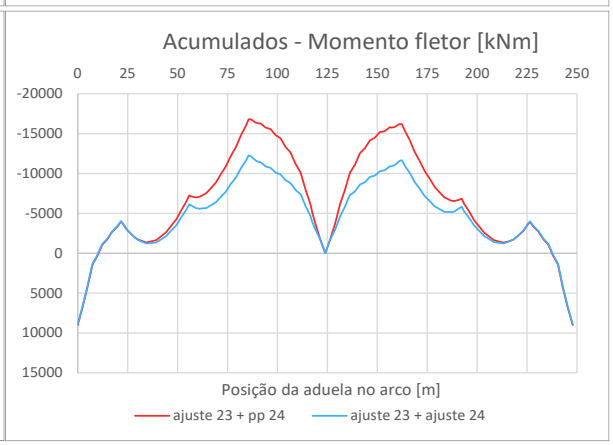

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 18 + pp 19
ajuste 18 + ajuste 19


Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 19 + pp 20
ajuste 19 + ajuste 20

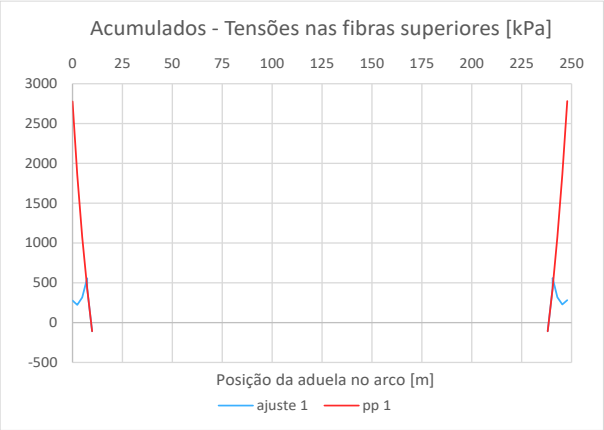

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 20 + pp 21
ajuste 20 + ajuste 21

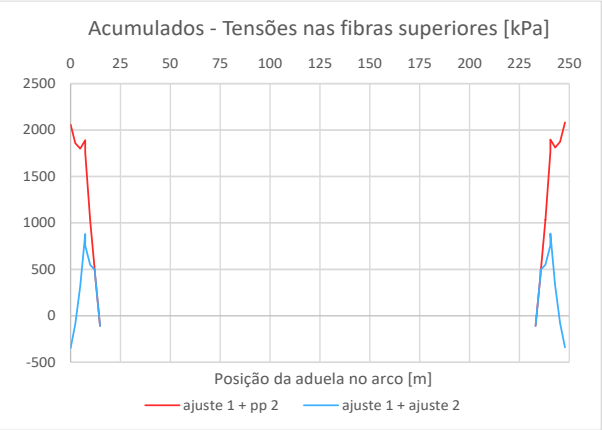

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 21 + pp 22
ajuste 21 + ajuste 22

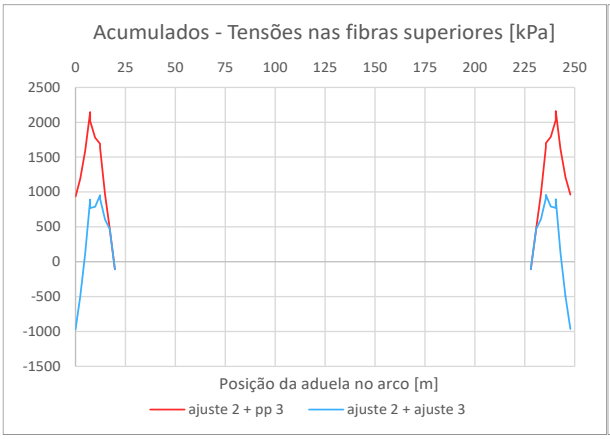

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 22 + pp 23
ajuste 22 + ajuste 23

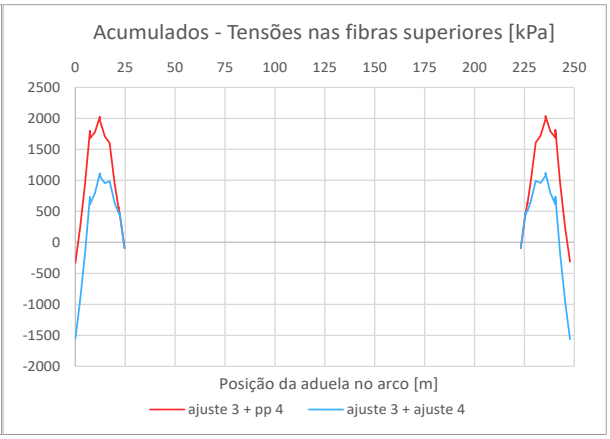

Acumulados - Momento fletor [kNm]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 23 + pp 24
ajuste 23 + ajuste 24

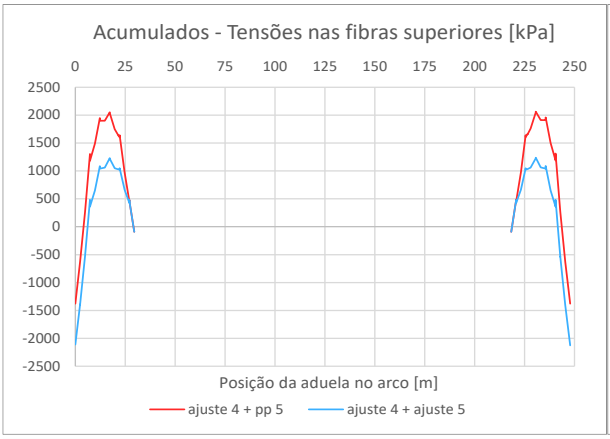
ANEXO A2.3 – TENSÕES NAS FIBRAS SUPERIORES NO ARCO

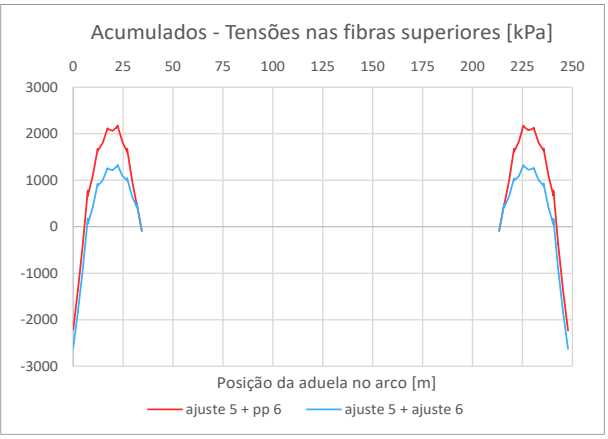


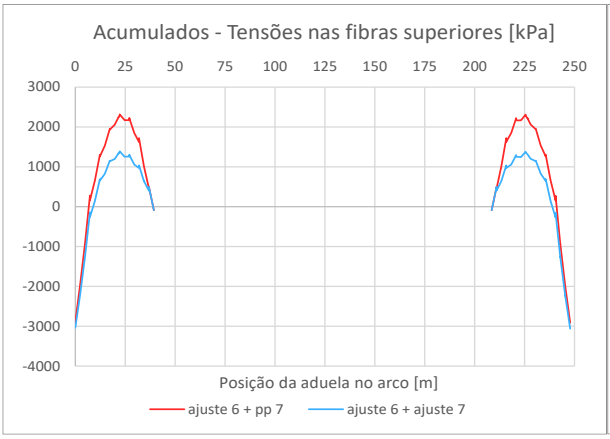


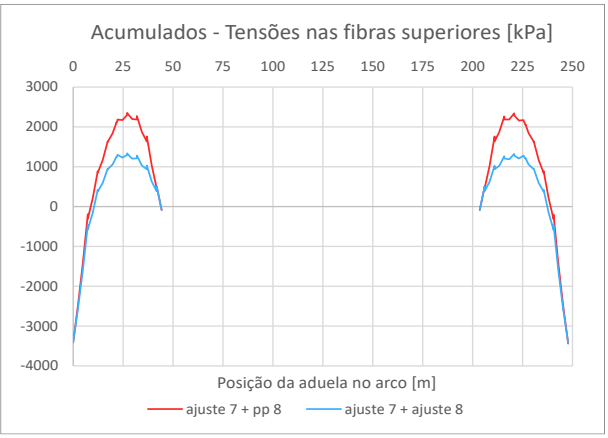


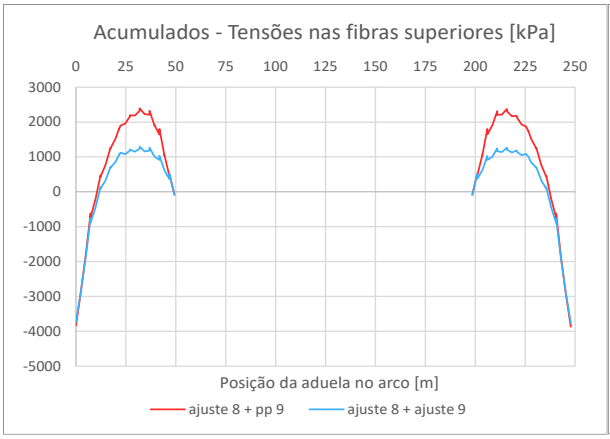


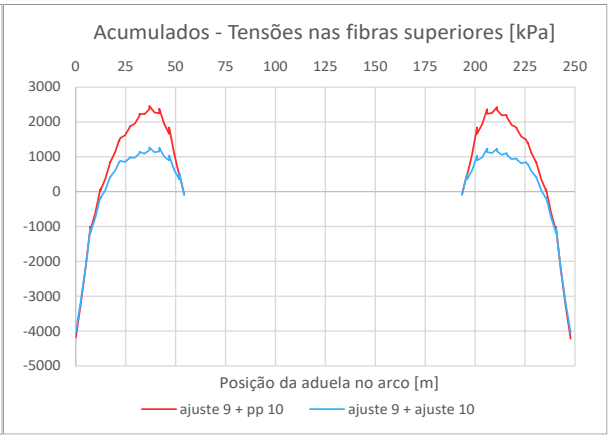


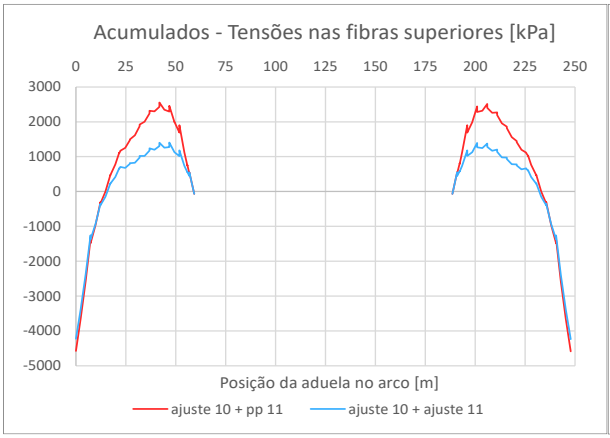


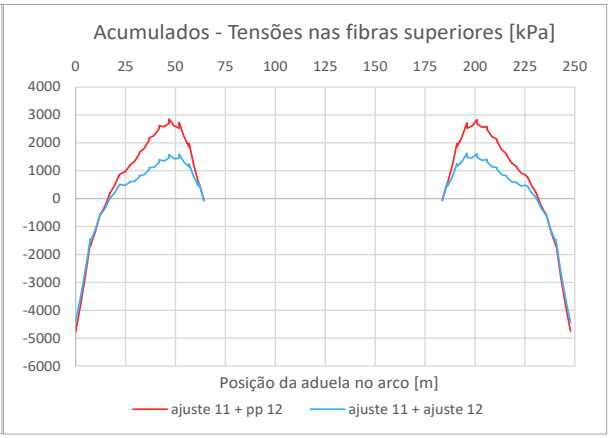


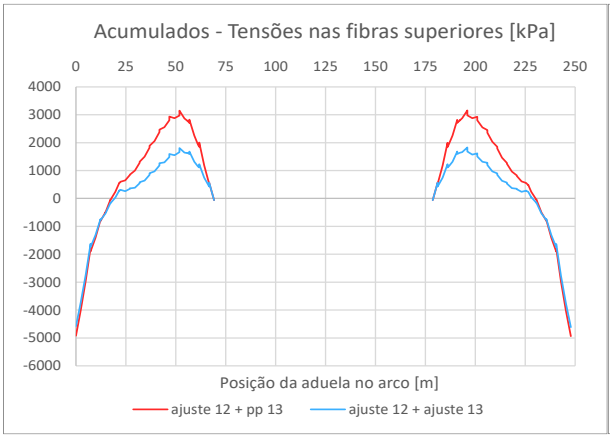


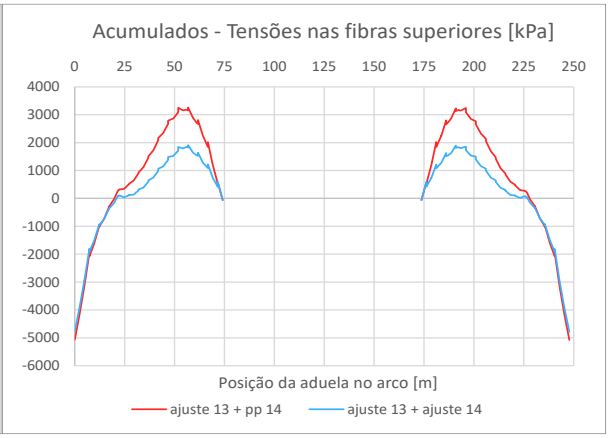

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 8 + pp 9
ajuste 8 + ajuste 9

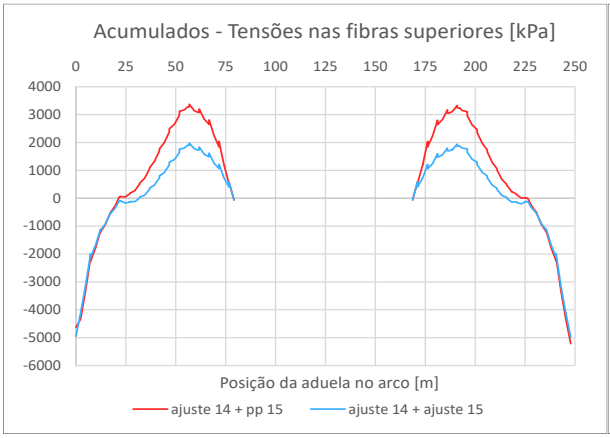

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 9 + pp 10
ajuste 9 + ajuste 10

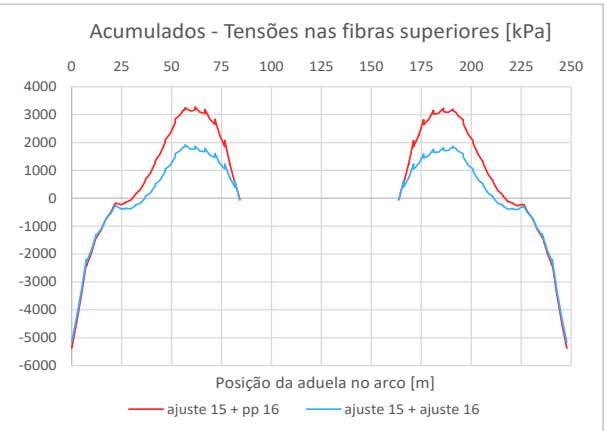

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 10 + pp 11
ajuste 10 + ajuste 11

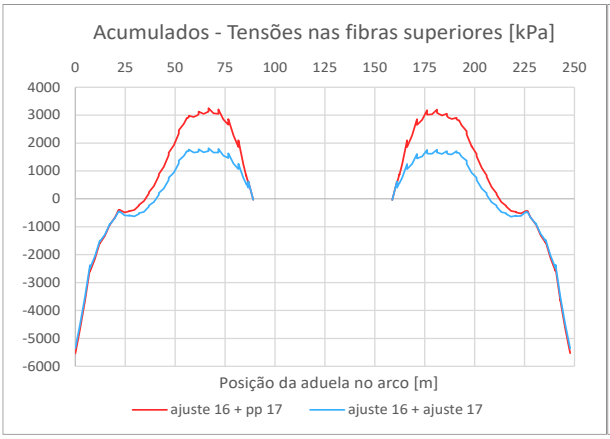

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 11 + pp 12
ajuste 11 + ajuste 12

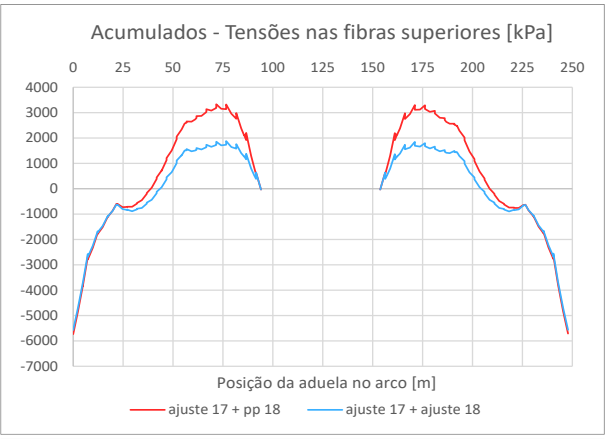

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 12 + pp 13
ajuste 12 + ajuste 13

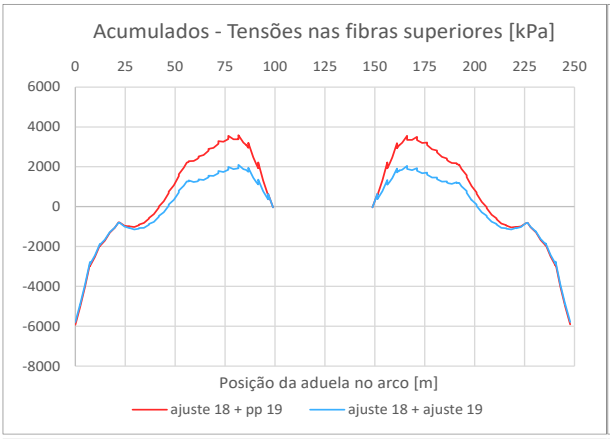

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 13 + pp 14
ajuste 13 + ajuste 14

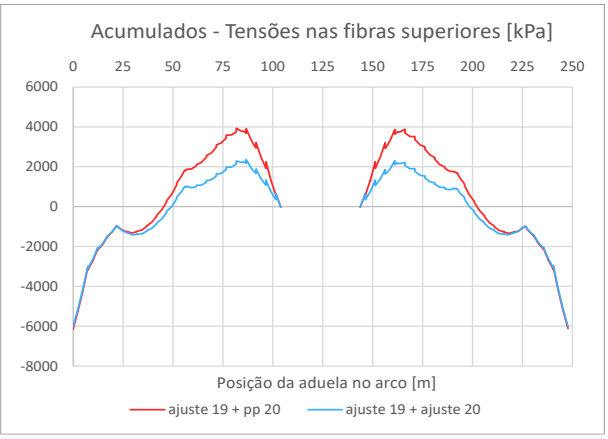

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 14 + pp 15
ajuste 14 + ajuste 15

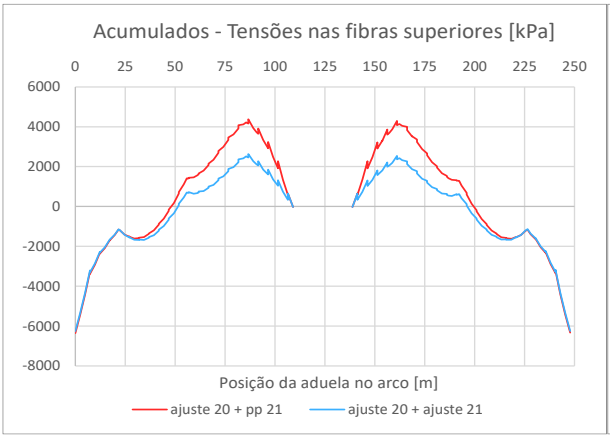

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 15 + pp 16
ajuste 15 + ajuste 16

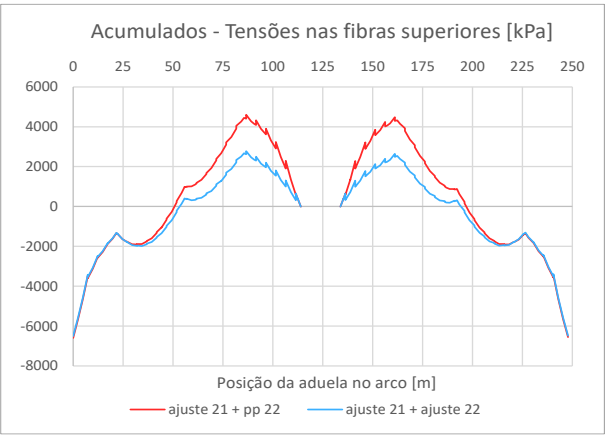

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 16 + pp 17
ajuste 16 + ajuste 17

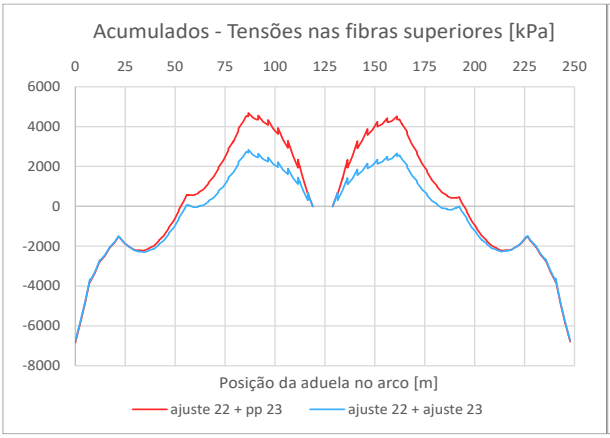

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 17 + pp 18
ajuste 17 + ajuste 18

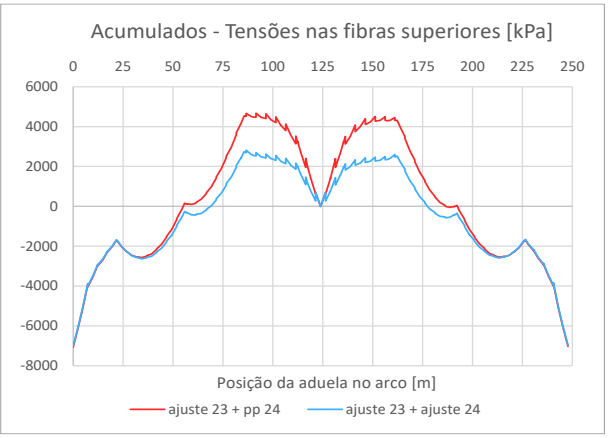

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 18 + pp 19
ajuste 18 + ajuste 19


Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 19 + pp 20
ajuste 19 + ajuste 20

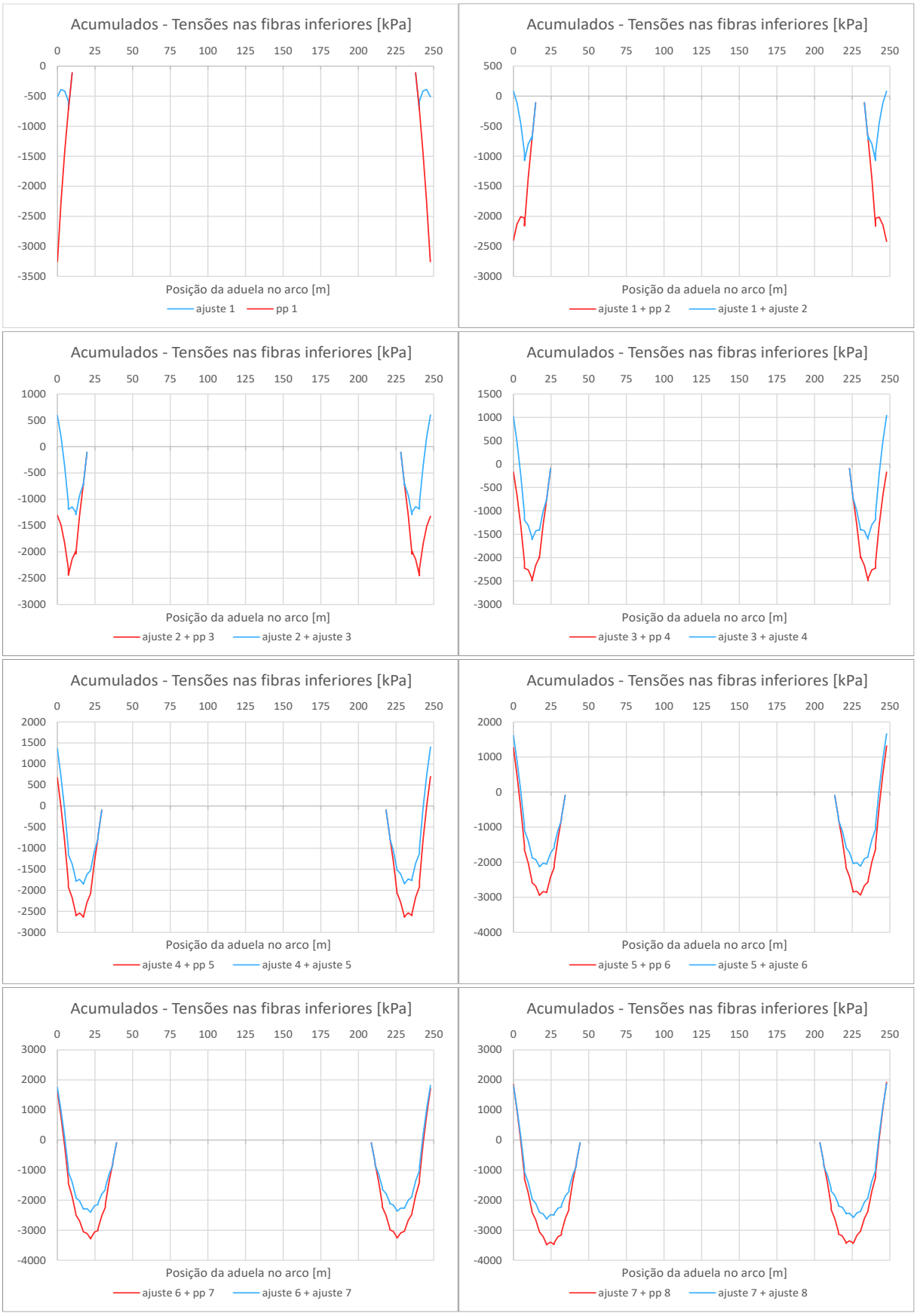

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 20 + pp 21
ajuste 20 + ajuste 21

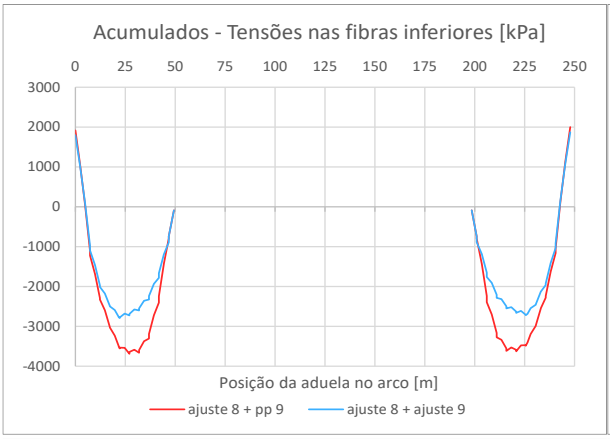

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 21 + pp 22
ajuste 21 + ajuste 22

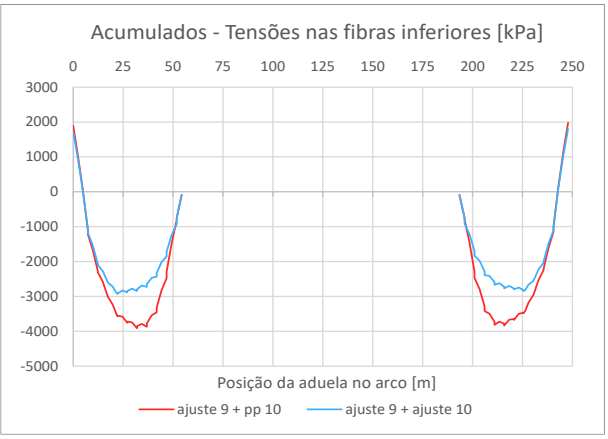

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 22 + pp 23
ajuste 22 + ajuste 23

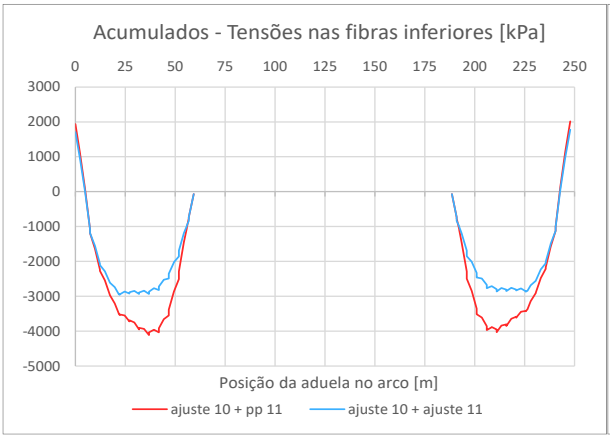

Acumulados - Tensões nas fibras superiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 23 + pp 24
ajuste 23 + ajuste 24

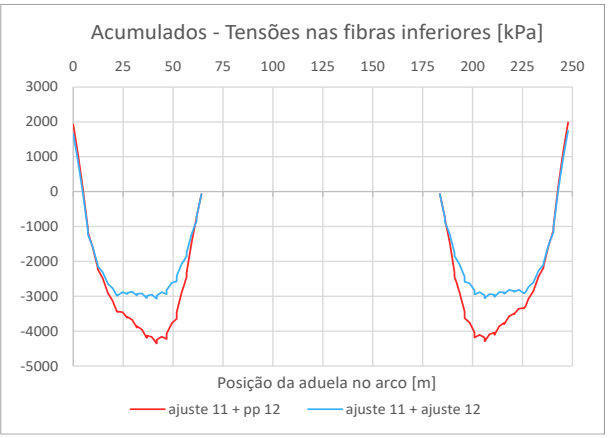
ANEXO A2.4 – TENSÕES NAS FIBRAS INFERIORES NO ARCO

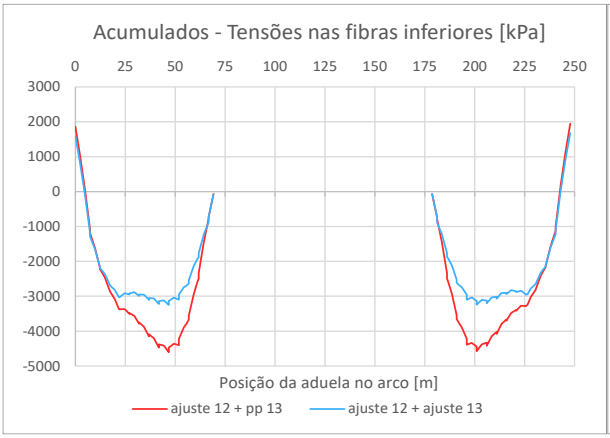


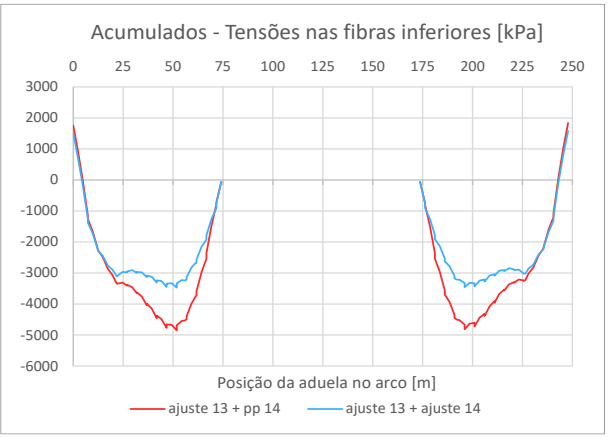

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 8 + pp 9
ajuste 8 + ajuste 9

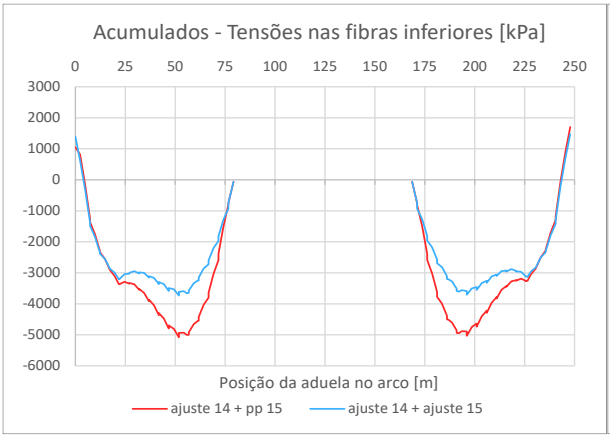

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 9 + pp 10
ajuste 9 + ajuste 10

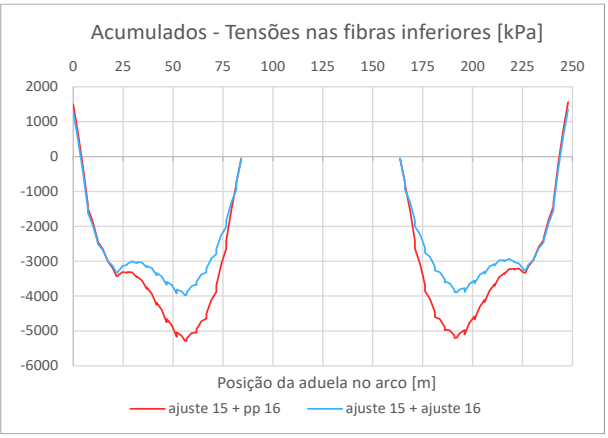

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 10 + pp 11
ajuste 10 + ajuste 11

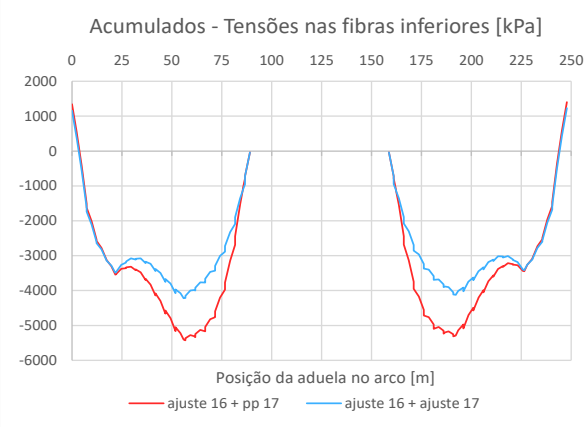

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 11 + pp 12
ajuste 11 + ajuste 12

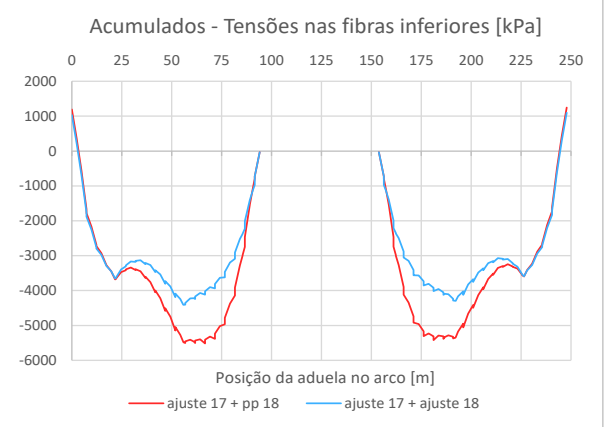

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 12 + pp 13
ajuste 12 + ajuste 13

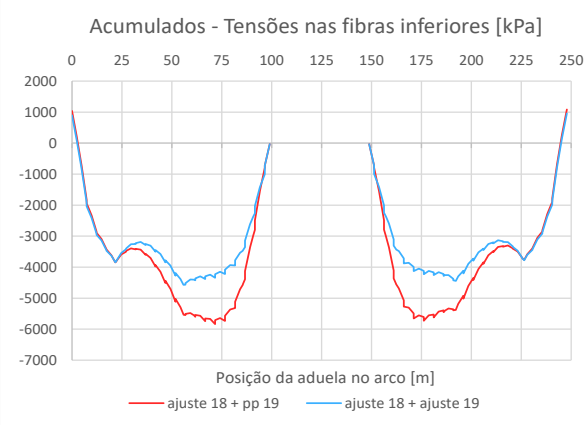

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 13 + pp 14
ajuste 13 + ajuste 14

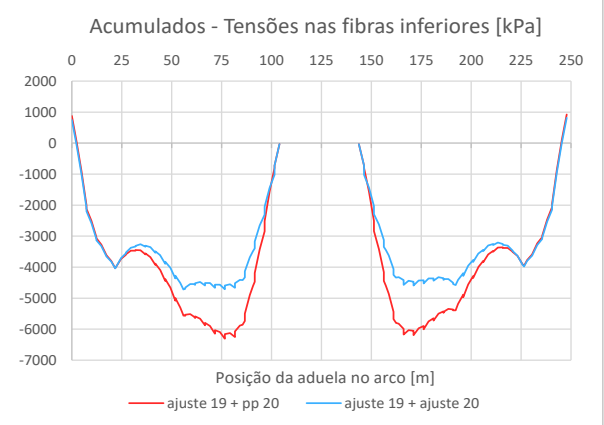

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 14 + pp 15
ajuste 14 + ajuste 15

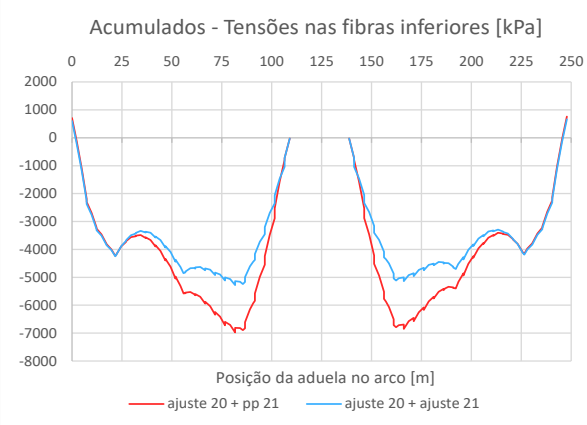

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 15 + pp 16
ajuste 15 + ajuste 16

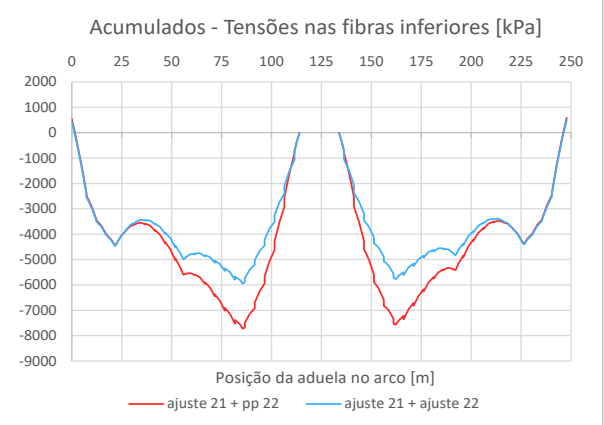

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 16 + pp 17
ajuste 16 + ajuste 17

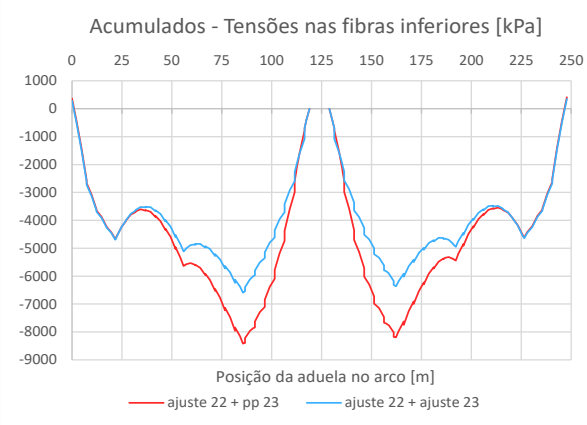

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 17 + pp 18
ajuste 17 + ajuste 18

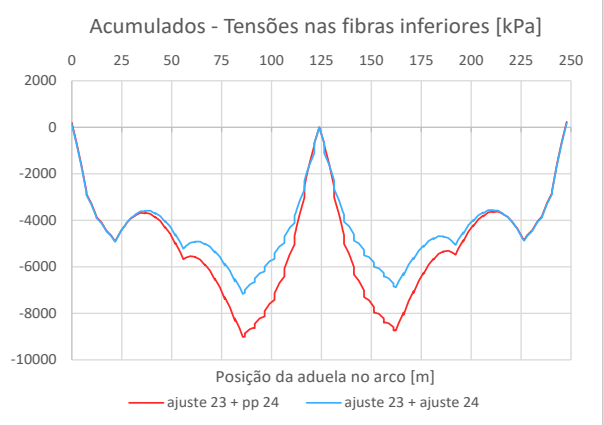

Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 18 + pp 19
ajuste 18 + ajuste 19


Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 19 + pp 20
ajuste 19 + ajuste 20


Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 20 + pp 21
ajuste 20 + ajuste 21


Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 21 + pp 22
ajuste 21 + ajuste 22


Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 22 + pp 23
ajuste 22 + ajuste 23


Acumulados - Tensões nas fibras inferiores [kPa]
Posição da aduela no arco [m]
ajuste 23 + pp 24
ajuste 23 + ajuste 24