

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS DA
CONSTRUÇÃO EM BALANÇOS SUCESSIVOS DE UMA
PONTE ESTAIADA**

Igor Souza Hoffman

Porto Alegre
2020

IGOR SOUZA HOFFMAN

**SIMULAÇÃO NÚMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS DA
CONSTRUÇÃO EM BALANÇOS SUCESSIVOS DE UMA
PONTE ESTAIADA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Hoffman, Igor Souza
Simulação numérica em elementos finitos da
construção em balanços sucessivos de uma ponte
estaiada / Igor Souza Hoffman. -- 2020.
205 f.
Orientador: Américo Campos Filho.

Coorientador: Paula Manica Lazzari.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Pontes estaiadas . 2. método dos elementos
finitos . 3. fluência e retração do concreto. 4.
balanços sucessivos. I. Campos Filho, Américo, orient.
II. Lazzari, Paula Manica, coorient. III. Título.

IGOR SOUZA HOFFMAN

**SIMULAÇÃO NÚMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS DA
CONSTRUÇÃO EM BALANÇOS SUCESSIVOS DE UMA
PONTE ESTAIADA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração (Estruturas), e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 20 de novembro de 2020

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo
orientador

Prof^a. Paula Manica Lazzari
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
co-orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
PhD pela Concordia University, Canadá
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
PhD pela Pennsylvania State University, Estados Unidos

Prof^a. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)
Dr^a. pela École Nationale des Ponts et Chaussées

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais Amarildo e Marta, por sempre acreditar em meus sonhos e por seu amor incondicional. Também a minha noiva Cristiane e meu irmão Gustavo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço á Deus por toda a sua bondade e sustento em minha vida, pois através dele e de sua graça obtive toda capacidade intelectual e física para realizar este trabalho. Agradeço a meus pais, Marta Valéria Guimarães de Souza Hoffman e Amarildo Hoffman, por todo incentivo, carinho e amor incondicional, os quais tem acredito em meu potencial, e estado ao meu lado em todos os momentos de minha vida, que este trabalho possa trazê-los orgulho. Agradeço ao meu irmão, Gustavo Souza Hoffman, por todo seu companheirismo e amizade, mesmo com nossas diferenças. Agradeço a minha noiva, Cristiane Cardoso Fernandes, com cujo amor e carinho tem me sustentado e incentivado a ser a cada dia o meu melhor, e que esteve ao meu lado em todos os momentos durante a realização deste trabalho.

Agradeço aos meus professores orientadores, prof. Américo Campos Filho e prof^a. Paula Manica Lazzari, que aceitaram o desafio deste trabalho, e cujas reuniões prolongadas através de vídeo-chamadas em meio a pandemia proporcionou momentos de muita aprendizagem e boas risadas, vocês são para mim fonte de inspiração por seu amor pela engenharia. Agradeço de igual modo a todos os professores do PPGEC, que compartilharam seus conhecimentos durante as disciplinas de mestrado, a todos os mestres eu agradeço por seus ensinamentos.

Agradeço ao CAPES pela bolsa concedida durante os anos do desenvolvimento desta dissertação, que possibilitou minha dedicação a realização deste trabalho.

Agradeço à prof^a. Bruna Manica Lazzari, que ajudou de forma extraordinária durante a realização deste trabalho, sou grato por sua proatividade, pelos ensinamentos transmitidos, e acima de tudo, pela amizade gerada durante esse tempo. Agradeço ao meu amigo Cristiano Hoss, cuja amizade e conselhos foram fundamentais durante todo o tempo em que estive envolvido neste trabalho. Agradeço aos colegas do CEMACOM, que de forma proativa se dispuseram a tirar todas as minhas dúvidas referentes ao uso do ANSYS, a programação da USERMAT, e que disponibilizaram o acesso remoto aos computadores para a realização de minhas simulações, os quais destaco e agradeço de modo especial aos amigos: Felipe Quevedo, Mateus Benincá, Barbará Chagas e Miguel. Agradeço aos excelentes colegas que fiz durante as disciplinas: Felipe Pagnasutti, Guilherme Almiana, Daniele, Michael, Guilherme e Giancarlo. Agradeço à colega Raiza por ter dividido o acesso aos computadores do CEMACOM, à qual sou muito grato.

“Portanto, quer comais quer bebais, ou façais outra
qualquer coisa, fazei tudo para glória de Deus.”

1 Coríntios 10:31

RESUMO

HOFFMAN, I.S. **Simulação numérica em elementos finitos da construção em balanços sucessivos de uma ponte estaiada**. 2020. 202f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As estruturas estaiadas têm se popularizado mundialmente como umas das alternativas mais adotadas para os casos de projetos de pontes, ou viadutos, que necessitam transpor vãos livres compreendidos entre 200 até 1000 m. A construção destas obras é realizada, usualmente, através da metodologia dos balanços sucessivos, que é caracterizada pela execução gradual do tabuleiro com o uso de fôrmas e treliças móveis, sem a necessidade de escoramentos. Devido às dimensões dos elementos estruturais, que compõem as pontes estaiadas, e o comportamento não-linear característicos destas obras de arte especiais, durante as fases de projeto, torna-se imprescindível a análise estrutural referente ao processo executivo adotado, de modo a prever adequadamente as protensões necessárias aplicadas aos estais, e as elevações no tabuleiro, evitando com isso erros de nivelamento no momento da construção. Adicionalmente, os elementos estruturais que compõem as pontes estaiadas são caracterizados por sua esbelteza, desta forma, o efeito viscoso dos materiais torna-se um fator relevante durante as simulações numéricas nas fases de projeto, e sua negligência pode conduzir a erros durante a execução, ou a situações de estado limite de serviço. Em vista desses apontamentos, este trabalho tem por objetivo simular numericamente, através do método dos elementos finitos, as fases construtivas de uma ponte estaiada de concreto protendido moldado *in loco*, executada através do método dos balanços sucessivos. Para isso é utilizado o *software* ANSYS, versão 19.2, em que os modelos reológicos viscoelásticos do concreto, referentes à fluência e retração, e de fissuração são introduzidos no programa principal através da ferramenta de customização do usuário (UPF), com a sub-rotina USERMAT. A estrutura analisada será a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro. O modelo em elementos finitos gerado é composto pelos elementos estruturais referentes ao pilone, o tabuleiro e os estais. Os resultados obtidos de deslocamentos verticais no tabuleiro e variações das tensões nos estais são comparados às medições realizadas durante a execução da estrutura, e as previsões do projeto estrutural, apresentando boas correlações. A evolução dos deslocamentos horizontais no pilone, e o histórico de tensões e deformações nos elementos de concreto ao longo do processo construtivo também são apresentados, expondo resultados conforme o esperado para esta tipologia estrutural, considerando a metodologia construtiva adotada, e evidenciando o efeito viscoso do concreto adicionado. Portanto, a sub-rotina introduzida às simulações pode ser utilizada em análises não-lineares das etapas construtivas de pontes estaiadas executadas através do método dos balanços sucessivos, de modo a prever os efeitos viscosos e de fissuração do concreto de modo integrado, considerando o estado limite de serviço dessas estruturas.

Palavras-chave: *Ponte estaiada, balanços sucessivos, fluência e retração do concreto.*

ABSTRACT

HOFFMAN, I.S. **Finite element numerical simulation of a cable-stayed bridge construction through the balanced cantilever method.** 2020. 202f. Dissertação (Master in Civil Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Cable-stayed structures have become popular worldwide as one of the main adopted alternatives in bridge projects that need to cross spans between 200 to 1000 m. These structures are usually built through the balanced cantilever method, which is characterized by the deck's gradual execution using mobile forms and trusses without shoring. Due to the dimensions of the structural elements that compose the cable-stayed bridges, and the nonlinear behavior of them, it is essential to do a structural analysis related to the executive process during the design phases to predict the tension applied in the stay-cables, and the elevation on the deck, thereby avoiding errors during construction. Additionally, slenderness characterizes cable-stayed bridges. Thus, a relevant factor in the numerical simulations is the viscous effect of the materials, and their omission may lead to errors during the execution or service limit state situations. Therefore, this work aims to simulate numerically, using the finite element method, the construction phases of a cable-stayed bridge made of prestressed concrete, built through the balanced cantilever method. The ANSYS software, version 19.2, is used. The USERMAT subroutine, as a User Programmable Features (UPF), introduces into the program the viscoelastic models, referring to creep and shrinkage, and cracking of concrete. Ponte do Saber, located in the city of Rio de Janeiro, will be the analyzed structure. The finite element model generated is composed of the pylon, deck, and stay-cables. The vertical displacements on the deck and the history of tension in the stay-cables results are compared to the measurements made during the execution of the real structure and the structural design predictions, showing good correlations. The evolution of horizontal displacements in the pylon, and the history of stress and strain in the concrete elements throughout the construction process are also presented, showing satisfactory results for the added viscous effects. Therefore, in nonlinear analysis of the construction stages of cable-stayed bridges executed through the balanced cantilever method, the introduced subroutine is used to predict the crack and viscous effects of concrete in an integrated way, considering the service limit state of those structures.

Key-words: *cable-stayed bridge; balanced cantilever method; concrete creep and shrinkage.*

LISTA DE SIGLAS

ANSYS – *Analysis Systems Incorporated*
APDL – *ANSYS Parametric Design Language*
CEB – *Comité Euro-International du Béton*
EUROCODE – *European Commitee For Standardization*
FIB – *Federation Internationale du Béton*
MEF – Método dos Elementos Finitos
NBR – Norma Brasileira
UPF – *User Programmable Features*

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_c – área da seção transversal de concreto
 A_i – área de aço do estai “i”
 $[D]$ – matriz constitutiva do material
 E – módulo de elasticidade, ou módulo de Young
 E_c – módulo de elasticidade tangente do concreto
 E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias
 E_μ – módulo de elasticidade da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin
 $\{F\}$ – vetor de forças atuantes
 G – carregamento permanente
 G_0 – módulo de elasticidade transversal do concreto não fissurado
 G_c – módulo de elasticidade transversal do concreto fissurado
 I_1 – primeiro invariante do tensor de tensões
 J – função de fluência do material
 J_2 – segundo invariante do tensor desviador de tensões
 J_3 – terceiro invariante do tensor desviador de tensões
 $[K]$ – matriz de rigidez da estrutura
 N_i – força normal no estai “i”

R – função de relaxação do material

RH – umidade relativa do ambiente

R_i – reação do apoio referente ao ponto de ancoragem no tabuleiro do estai “i”

S_{ii} – tensões desviadoras

T – temperatura ambiente

$\{X\}$ – vetor de deslocamentos

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$c1, c2$ – parâmetros para ajuste da superfície de Ottosen

f – superfície de ruptura de Ottosen

$f2c, fc2c, fc2cm$ – parâmetros utilizados no critério de ruptura do concreto

fc_m – resistência média à compressão do concreto

fc_k – resistência característica à compressão do concreto

f_{ctm} – resistência à tração do concreto

f_{ptk} – tensão última de tração da cordoalha

f_u – tensão última da armadura passiva

f_y – tensão de escoamento da armadura passiva

h - espessura fictícia da peça

k, x, y, h – parâmetros utilizados no critério de ruptura do concreto

t – tempo

t_0 – tempo de início da aplicação de carregamentos

t_i – tempo em que a peça esteve exposta a temperatura T

t_s – idade do concreto no final da cura

u – perímetro da estrutura em contato com o meio ambiente

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ – incremento

Σ – somatório

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α – coeficiente dependente do tipo de cimento

α_i – ângulo de inclinação em relação ao eixo horizontal do estai “i”

α, β – parâmetros para ajuste da superfície de Ottosen

β – fator de redução do módulo de elasticidade transversal

β_c – coeficiente dependente da idade do carregamento

β_{cc} – coeficiente de ajuste dependente da idade do concreto e tipo de cimento

β_E – coeficiente referente ao ganho de resistência do concreto com o tempo

$\beta_{RH,T}$ – fator dependente da umidade e temperatura ambiente

β_s – fator dependente da idade da retração

β_{sc} – coeficiente dependente do tipo de cimento

$\beta_{s,RH}, \beta_{RH}$ – fatores dependentes da umidade relativa do ambiente

β_{sT} – fator dependente da temperatura

γ_μ – deformação da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin

$\dot{\gamma}_\mu$ – taxa de deformação no tempo da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin

ε – deformação

ε_0 – deformação inicial

εc – deformação total atuante no concreto

$\varepsilon c c$ – deformação por fluência

$\varepsilon c i$ – deformação instantânea elástica-linear

$\varepsilon c s$ – deformação por retração

$\varepsilon c T$ – deformação térmica

$\varepsilon c \sigma$ – deformação dependente da tensão

$\varepsilon c n$ – deformação independente da tensão

ε_{cs0} – fator da retração dependente da idade do concreto

ε_{cTU} – deformação limite para a qual considera-se a contribuição do concreto entre fissuras

ε_s – fator dependente da resistência média à compressão do concreto

$\dot{\varepsilon}_v, \dot{\varepsilon}_f$ – taxas de deformação viscoelástica e viscosa

η – coeficiente de viscosidade

η' – parâmetro do efeito de fadiga

η_μ – viscosidade da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin

θ – ângulo de similaridade do concreto

λ – função no plano desviador

λ_c – meridiano de compressão

λ_t – meridiano de tração

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão

σ_0 – tensão inicial atuante

$\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$ – tensões principais

σ_c – tensão total atuante no concreto

σ_m – pressão hidrostática

ϕ – coeficiente de fluência

ϕ_0 – coeficiente dependente da idade do concreto quando carregado

ϕ_T – coeficiente relacionada a temperatura ambiente

ϕ_{RH} – coeficiente relacionada a umidade ambiente

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 MOTIVAÇÃO	15
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	18
1.2.1 Objetivos principais	18
1.2.2 Objetivos secundários.....	19
1.2 LIMITAÇÕES	19
1.3 DELINEAMENTO E ESTRUTURA DE TRABALHO	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 DIVISÕES ESTRUTURAIS	23
2.2 AS PONTES ESTAIADAS.....	24
2.3 O TABULEIRO	27
2.3.1 Tabuleiro de concreto	29
2.3.2 Tabuleiro de aço	30
2.4 O PILONE	31
2.5 OS ESTAIS	34
2.5.1 Elementos de tensionamento	35
2.5.2 Sistemas de ancoragem	36
2.5.3 Sistemas de proteção	37
2.5.4 Layout dos cabos	38
2.5.4.1 <i>Sistema transversal de estaiamento com plano central</i>	38
2.5.4.2 <i>Sistema transversal de estaiamento com planos de suspensão lateral</i>	40
2.5.4.3 <i>Distribuição longitudinal em harpa</i>	42
2.5.4.4 <i>Distribuição longitudinal em leque</i>	42
2.5.4.5 <i>Distribuição longitudinal em semi-harpa ou semi-leque</i>	44

2.6 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	44
2.7 MÉTODOS CONSTRUTIVOS	46
2.8 ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES ESTAIADAS	50
2.8.1 Método de análise dos avanços sucessivos	52
2.8.2 Método de análise retroativa	53
2.9 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS DE PROJETO PARA PONTES ESTAIADAS	54
3 ESTUDO DE CASO	56
3.1 A PONTE DO SABER	56
3.1.1 Características do pilone	57
3.1.2 Características dos estais	61
3.1.3 Características do tabuleiro	64
3.1.4 Etapas de construção e modelo de cálculo	66
4 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS	70
4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA O CONCRETO	74
4.1.1 Modelo para o concreto tracionado	77
4.1.1.1 <i>Critério de ruptura</i>	79
4.1.1.2 <i>Critério de fissuração</i>	83
4.1.1.3 <i>Colaboração do concreto entre fissuras</i>	84
4.1.2 Modelo para fluência e retração do concreto	87
4.1.2.1 <i>Teoria da solidificação para a fluência</i>	94
4.2 MODELOS PARA O AÇO	100
4.2.1 Armaduras passivas	100
4.2.2 Armaduras ativas	101
5 MODELO COMPUTACIONAL E ANÁLISE NUMÉRICA	103
5.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS	104

5.2 INTRODUÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS	106
5.2.1 Modelos Constitutivos do concreto	106
5.2.1.1 <i>Características da sub-rotina de customização USERMAT</i>	106
5.2.1.2 <i>Introdução dos dados para o concreto em linguagem APDL</i>	109
5.2.1.3 <i>Validação da sub-rotina de customização USERMAT</i>	111
5.2.1.4 <i>Introdução dos materiais para o concreto no modelo da Ponte do Saber</i>	113
5.2.2 Modelo constitutivo para as armaduras passivas	116
5.2.3 Modelo constitutivo para o aço dos estais	118
5.3 MODELOS GEOMÉTRICOS E MALHA UTILIZADA	119
5.3.1 As aduelas	120
5.3.2 O pilone	124
5.3.3 Estrutura das regiões curvas do tabuleiro	130
5.3.4 Estais	132
5.3.4.1 <i>Modelos numéricos para a representação dos estais</i>	134
5.3.4.2 <i>Teste comparativo entre os modelos representativos para os estais no ANSYS</i>	137
5.3.5 Ligação tabuleiro-estai e pilone-estai	141
5.4 ENTRADA DE DADOS NA SOLUÇÃO	142
5.4.1 Condições de contorno consideradas	142
5.4.2 Ativação e desativação de elementos e carregamentos considerados	143
5.4.3 Critérios de convergência	145
6 RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS DAS ETAPAS CONSTRUTIVA DA PONTE DO SABER	146
6.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TABULEIRO	146

6.2 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO TABULEIRO	160
6.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO PILONE	164
6.4 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO PILONE	170
6.5 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS LAJES DOS ENCONTROS	174
6.6 ELEMENTOS FISSURADOS	177
6.7 EVOLUÇÃO NAS TENSÕES DOS ESTAIS	178
7 CONCLUSÕES	185
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	189
APÊNDICE A	195
APÊNDICE B	198

1 INTRODUÇÃO

Os investimentos em infraestrutura são essenciais para o desenvolvimento social e econômico de uma nação. A construção e manutenção de redes de transporte como rodovias e ferrovias são importantes durante esse processo, pois são meios pelos quais cidades e diferentes regiões são conectadas umas às outras, permitindo assim o transporte de bens e produtos, e a conexão entre pessoas. Neste contexto, a concepção e construção de pontes e viadutos torna-se imprescindível, porque estas estruturas possibilitam a ligação entre regiões que são separadas por obstáculos naturais como rios, lagos, vales e montanhas; e artificiais como estradas, zonas urbanas e industriais.

As pontes, em especial as de estrutura estaiada que constitui a temática deste trabalho são classificadas, segundo Pfeil (1985), como uma estrutura especial. Isto se deve ao fato de que tais construções apresentam grande dificuldade e complexidade na elaboração de seus projetos, e apresentam grande apelo estético. Apurada análise e modelagens computacionais complexas se fazem necessárias durante todas as fases de projeto, assim como minucioso acompanhamento e monitoramento das obras durante a execução. Por isso, os engenheiros responsáveis pelo projeto e execução devem apresentar elevado conhecimento técnico-científico para a elaboração de tais estruturas.

Atualmente, no Brasil, ainda não há muitas pontes estaiadas, entretanto há uma tendência crescente do uso de tais sistemas estruturais em pontes nacionais (LOREDO-SOUZA et al., 2012). Conforme Wang et al (2003), nos últimos cinquenta anos o número de pontes estaiadas construídas, ou em processo de execução, vem crescendo mundialmente. Dentre os fatores que justificam o crescimento do número destas obras de arte especiais destacam-se: o desenvolvimento de metodologias de construção e equipamentos que facilitem o processo construtivo, a produção de cabos metálicos de alta resistência e baixa relaxação, e a produção de computadores com maior capacidade de processamento e *softwares* especiais para análises estruturais como SAP2000, CSIBRIDGE, STRAPE, MIDAS, entre outros. Tais programas comerciais têm possibilitado aos engenheiros simular de modo cada vez mais preciso o comportamento altamente não-linear destes tipos de estruturas, tais como o efeito catenária dos estais, comportamento viga-coluna do tabuleiro, e o efeito de grandes deslocamentos na

estrutura, que torna possível a concepção de pontes cada vez mais esbeltas, e com maior aproveitamento das capacidades resistentes dos materiais.

As pontes estaiadas constituem um sistema estrutural complexo, em particular devido à quantidade de elementos estruturais que compõem a sua mesoestrutura e superestrutura (tabuleiro, pilone e estais), e à influência que o comportamento de cada um exerce sobre o outro. Por isso faz-se necessário, para estes casos, simular as etapas construtivas durante as fases de concepção e projeto, a fim de prever corretamente os esforços, deslocamentos, tensões e deformações nos elementos estruturais ao longo do processo executivo, evitando assim eventuais erros que possam surgir durante a fase de construção. O boletim 65, do Código Modelo *FIB* 2010, ressalta que as pontes estaiadas, devido a sua esbeltez, são altamente sensíveis ao comportamento tempo dependente dos seus materiais, sendo a fluência e retração no concreto os principais fenômenos desta natureza que são observados em estruturas de concreto armado/protendido, e pontes em estrutura mista. Portanto, a introdução de modelos que prevejam o comportamento tempo dependente dos materiais se faz essencial durante as simulações e análises das etapas construtivas, e a negligência da consideração de tais efeitos pode resultar em problemas estruturais graves.

Tendo em vista estes apontamentos, o presente trabalho tem por objetivo simular numericamente, através do método dos elementos finitos, as etapas construtivas de uma ponte estaiada construída através do método dos balanços sucessivos, em que as aduelas, os estais e o pilone são executados de forma conjunta. Adiciona-se ao modelo numérico os comportamentos reológicos diferidos dos materiais que constituem a mesoestrutura e superestrutura de uma ponte estaiada constituída de concreto protendido moldado *in loco*.

As simulações em elementos finitos foram realizadas através do uso do *software* ANSYS APDL, versão 19.2, em que a adoção de análise não-linear permite simular as etapas construtivas através do uso de ferramentas que adicionam e removem elementos durante os cálculos interativos, além de possibilitar a consideração de não-linearidades geométricas, como os efeito de grandes deslocamentos no comportamento estrutural, e a utilização de modelos reológicos dos materiais customizados e programados pelo usuário. As aduelas e o pilone são discretizados em elementos sólidos de concreto, as armaduras passivas são introduzidas como elementos de reforço incorporado, e os estais são modelados como elementos de barra tridimensional.

Os modelos reológicos que representam o comportamento diferido dos materiais foram introduzidos ao ANSYS através do uso de ferramentas de customização, sendo utilizada a sub-rotina USERMAT, cuja linguagem de programação é FORTRAN77. O objetivo de tal metodologia é o desenvolvimento de uma simulação numérica automatizada e compatível com o método dos elementos finitos. O concreto foi descrito segundo um modelo viscoelástico tridimensional com fissuração, sendo o modelo de fluência e retração introduzido conforme o modelo apresentado no CEB-MC90 (1993) e a teoria de solidificação proposta por Bazant e Prasannan (1989), ambos descritos no trabalho de Quevedo et al (2018). O modelo de fissuração adotado considerou a superfície de ruptura de quatro parâmetros proposta por Ottosen (1979) e fissuras distribuídas, conforme trabalho de Martineli (2003).

A ponte estaiada simulada foi a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Os resultados obtidos através da análise numérica foram comparados às medições realizadas durante as fases de construção da estrutura real, cujos valores são apresentados na dissertação de Gomes (2013); e as previsões do projeto estrutural desenvolvido por VGarambone projetos e consultoria (2012).

1.1 MOTIVAÇÃO

As motivações que levam a este trabalho de pesquisa são a crescente utilização de estruturas estaiadas no país, e a necessidade de formação técnico-científica de profissionais de engenharia habilitados a projetar e executar tais estruturas especiais, pois apesar de ser crescente o uso dessa tipologia de estruturas no país, ainda é escasso o número de profissionais capacitados a projetá-las.

Quando comparado a países desenvolvidos, a utilização de estruturas estaiadas no Brasil é um fenômeno recente, com o seu primeiro projeto sendo concebido no ano 2000, com a Ponte Estação Eng. Jamil Sabino, na cidade de São Paulo (MAZARIM, 2011). O Quadro 1.1, retirado do trabalho de Cidade (2017), apresenta alguns projetos de pontes estaiadas construídas no Brasil ao longo de aproximadamente 15 anos.

	NOME	LOCAL	INAUGURAÇÃO
1 -	Viaduto Máio Covas	SP	2002
2 -	Ponte Engenheiro Jamil Sabino - Estação de Metrô Santo Amaro	SP	2002
3 -	Ponte Governador Almir Gabriel	PA	2002
4 -	Ponte Sérgio Motta	MT	2002
5 -	Ponte do Porto de Alencastro	MS / MG	2003
6 -	Ponte Wilson Pinheiro - Ponte Brasil / Bolívia	AC (Bolívia)	2004
7 -	Ponte Irineu Bomhausen	SC	2004
8 -	Ponte da Integração Brasil / Peru	AC (Peru)	2005
9 -	Terceira Ponte de Rio Branco	AC	2006
10 -	Ponte Construtor João Alves (Aracaju-Barra dos Coqueiros)	SE	2006
11 -	Ponte Rio das Ostras	RJ	2007
12 -	Ponte Newton Navarro	RN	2007
13 -	Viaduto Elpídio de Almeida	PB	2008
14 -	Ponte Octavio Frias de Oliveira	SP	2008
15 -	Ponte Dom Afonso Gregory - Ponte de Imperatriz	MA / TO	2009
16 -	Ponte Carlos Lindenberg - Ponte da Passagem	ES	2009
17 -	Viaduto Estaiado Cidade de Guarulhos	SP	2010
18 -	Ponte Mestre João Isidoro França	PI	2010
19 -	Alça de Acesso ao Viaduto dos Trabalhadores	SP	2010
20 -	Viaduto Estaiado Dom Luciano Mendes de Almeida ou Padre Adelino	SP	2011
21 -	Ponte Rio Negro	AM	2011
22 -	Ponte Governador Orestes Quércia - Ponte Estaiadinha	SP	2011
23 -	Ponte Vale do Juruá	AC	2011
24 -	Ponte sobre o Rio Paraná	SP / MS	2012
25 -	Ponte do Saber	RJ	2012
26 -	Ponte Cardeal Dom Eugênio de Araújo Sales (BRT)	RJ	2013
27 -	Ponte Akira Hashimoto - Ponte de Barueri	SP	2013
28 -	Ponte Prefeito Pereira Passos	RJ	2014
29 -	Viaduto Estaiado Avenida Comendador Franco ou Francisco H. dos Santos	PR	2014
30 -	Ponte Anita Garibaldi - Ponte de Laguna	SC	2015
31 -	Ponte Estaiada do Metrô da Barra da Tijuca	RJ	2016
32 -	Ponte sobre o Rio Oiapoque	AP (Guiana Francesa)	2017
33 -	Ponte sobre o Rio Atibaia	SP	-

Quadro 1.1 – Pontes estaiadas no Brasil. (CIDADE, 2017)

Nota-se que o número de estruturas estaiadas no país vem crescendo com o passar dos anos, em especial a partir de 2011. Atualmente, no Brasil, destacam-se dois grandes projetos que serão executados, e cujas estruturas preveem o uso do sistema de estaiamento: a ponte estaiada sobre o rio Paraná (Figura 1.1), que fará a ligação entre o Brasil e o Paraguai e terá sua superestrutura sobrepondo um vão central de 470,00 m, que será o maior vão livre de uma ponte estaiada em território nacional; e a ponte que ligará a cidade de Santos ao Guarujá (Figura 1.2), cujo projeto preliminar é composto por uma ponte e trechos com elevados em viadutos que somam cerca de 7,5 quilômetros, sendo prevista a adoção de sistema de estaiamento para a região central da ponte.



Figura 1.1 – Projeto da ponte estaiada Brasil-Paraguai. (CLICKFOZ, 2019)



Figura 1.2 – Projeto previsto para a ponte entre Santos-Guarujá. (G1, 2019)

O estudo dos carregamentos e a previsão do comportamento estrutural em pontes estaiadas durante as fases construtivas, segundo Reddy et al (1999), é uma das etapas mais importantes durante os projetos, sendo tão necessário quanto a análise estrutural frente aos carregamentos dinâmicos do vento e do trem-tipo adotado. A ausência do estudo, ou erros nas análises das fases construtivas dessas obras de arte especiais podem gerar problemas graves. Como, por exemplo, o ocorrido na Ponte Hisgaura, na Colômbia, que possui um vão central de 653,00 m de comprimento, sendo considerado o maior vão de ponte estaiada da América do Sul. Esta estrutura apresentou distorções excessivas ao longo do tabuleiro que compõe o vão central, que fez com que este elemento apresentasse o formato ondulado, como pode-se observar na Figura 1.3.



Figura 1.3 – Distorções ao longo do tabuleiro da Ponte Hisgaura. (ELTIEMPO, 2019)

Segundo a revista CLA (Construção Latino Americana, 2018), as causas dos deslocamentos excessivos nos tabuleiros da Ponte Hisgaura ainda estão sendo investigadas. Entretanto, três hipóteses são preponderantes: estrutura mal dimensionada, utilização de materiais inadequados ou erros durante o processo de execução.

Além destes apontamentos, a necessidade constante de desenvolvimento de *softwares* e rotinas em programas que facilitem, e/ou automatizem processos de cálculo dispendiosos, constitui um dos motivos pelos quais este trabalho é realizado. Pois, uma vez implementados e testados, tais recursos facilitam o processo dos cálculos de obras complexas, permitindo ao engenheiro maior facilidade, rendimento e confiabilidade em seus projetos.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Nesta seção são apresentados os objetivos principais e secundários deste trabalho.

1.2.1 Objetivos principais

Este trabalho tem como objetivo principal simular numericamente, através do método dos elementos finitos e da análise dos avanços sucessivos (*forward process analysis*), as etapas construtivas de uma ponte estaiada real de concreto armado moldado *in loco*, construída através do método dos balanços sucessivos, em seu estado de serviço. Serão considerados durante as simulações numéricas os elementos que constituem a sua mesoestrutura (pilone) e

superestrutura (estais e tabuleiro), e os carregamentos referentes aos equipamentos utilizados na execução da estrutura. Foram introduzidos os efeitos dependentes do tempo dos materiais através da consideração de modelos reológicos para a fluência e retração do concreto, em que se busca avaliar a influência destes fenômenos no comportamento mecânico destas tipologias estruturais.

1.2.2 Objetivos secundários

Dentre os objetivos secundários que compõem este trabalho destacam-se:

- a) estudo de funcionalidades e programação para análises estruturais não-lineares no *software* de elementos finitos ANSYS 19.2, em linguagem de programação APDL (*ANSYS Parametric Design Language*);
- b) customização de uma sub-rotina aplicável ao método dos elementos finitos que considere o efeito de fluência, retração e fissuração do concreto. Sendo possível sua aplicação nas análises não-lineares das mais variadas tipologias de estruturas em seu estado de serviço.

1.2 LIMITAÇÕES

Dentre as limitações deste trabalho destacam-se:

- a) por se tratar de simulação numérica das etapas construtivas de uma ponte real, não serão abordados de forma completa temas e metodologias de cálculo relacionados ao pré-dimensionamento estrutural de pontes estaiadas. Para uma abordagem destes temas sugere-se as referências: Walther et al (1999), Gimsing e Georgakis (2012), Podolny e Scalzi (1986) e Svensson (2012);
- b) efeitos causados pela ação de carregamentos dinâmicos, como ação do vento, e a introdução de carregamentos referente ao tráfego de veículos (trem-tipo) não fazem parte da abordagem deste trabalho;
- c) efeitos causados pela variação de temperatura ambiente também são desconsiderados. As análises são realizadas considerando temperatura constante;

- d) simulação de apenas uma ponte estaiada real, sendo a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Isto se deve ao fato de que os dados necessários para a validação do modelo numérico são apresentados no trabalho de Gomes (2013), e pelo acesso ao projeto estrutural que permitiu a modelagem dos elementos estruturais em elementos finitos;
- e) não serão abordados aspectos relacionados à infraestrutura (fundações) de pontes estaiadas;
- f) por se tratar de um modelo numérico de grandes dimensões, com muito elementos finitos, optou-se por não modelar de forma detalhada os dispositivos de ancoragem que realizam a ligação entre os estais e os demais elementos estruturais da ponte. Portanto, as ligações entre estais-aduela e estais-pilone são feitas de forma simplificada, ligando diretamente os elementos de barra dos estais aos respectivos elementos sólidos de concreto;
- g) o *software* ANSYS não possui elementos finitos específicos para representação numérica do comportamento mecânico de cabos. Entretanto, é possível realizar a simulação aproximada do efeito do peso próprio dos estais através da utilização de múltiplos elementos de barra interligados. A influência de tais considerações será apresentada neste trabalho, em relação ao caso específico da Ponte do Saber, uma vez que a adoção de múltiplos elementos de barra para a representação dos estais podem induzir a erros (movimentos de corpo rígido), o que leva a resultados espúrios durante as análises não-lineares desta tipologia de estrutura.

1.3 DELINEAMENTO E ESTRUTURA DE TRABALHO

As etapas principais referentes a elaboração desta dissertação de mestrado são apresentadas conforme o organograma representado na Figura 1.4. As atividades de revisão bibliográfica, apesar de indicadas na primeira fase de realização deste trabalho, foram complementadas, ou corrigidas, com o avanço da pesquisa, conforme novas referências eram consultadas e adicionadas.

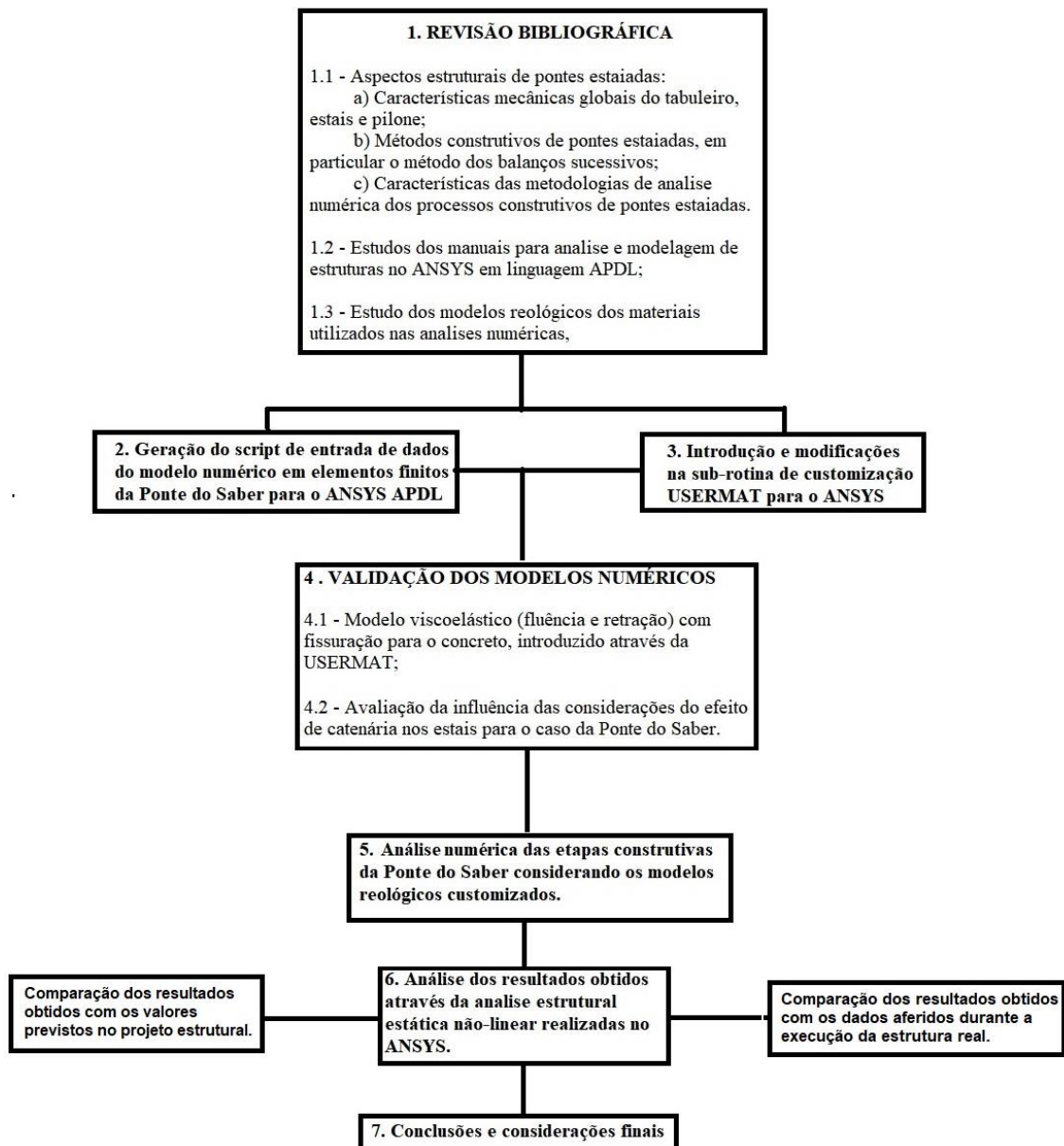


Figura 1.4 – Organograma das etapas de pesquisa.

Quanto a sua estrutura, esta dissertação é dividida em **oito capítulos**. No **capítulo 1** são apresentados os objetivos principais e secundários desta pesquisa, assim como as motivações que levaram a realização deste trabalho.

No **capítulo 2** é exposta uma revisão bibliográfica sobre pontes estaiadas contendo informações referentes ao comportamento mecânico global desta tipologia de estruturas especiais, as características dos elementos estruturais que as caracterizam (tabuleiro, estais e pilone), e a influência das diferentes configurações geométricas dos estais nas solicitações mecânicas deste tipo de ponte. Também são apresentadas as características do processo

construtivo dos balanços sucessivos, e as principais metodologias numéricas adotadas para a simulação das etapas de construção de pontes estaiadas. No **capítulo 3** são apresentadas as informações referentes a ponte estaiada modelada numericamente em elementos finitos, e cujo processo construtivo foi considerado nesta dissertação, sendo a Ponte do Saber localizada na cidade do Rio de Janeiro.

No **capítulo 4** são indicadas as formulações matemáticas e os modelos reológicos utilizados para representar o comportamento dependente do tempo, e para a consideração da fissuração nos elementos finitos de concreto, os quais foram introduzidos através da sub-rotina de customização USERMAT. Também são apresentados os modelos matemáticos considerados para as previsões dos efeitos das deformações instantâneas para os elementos finitos compostos pelo aço estrutural (armaduras passivas), e ligas de alta resistência à tração (estais).

O **capítulo 5** expõe os testes de validação realizados referentes aos modelos reológicos introduzidos para a previsão do comportamento mecânico dos elementos de concreto em estado serviço. Também são apresentadas as características de funcionamento da sub-rotina USERMAT durante as análises não-lineares, realizadas através do método de Newton-Raphson. Neste capítulo, são indicados os dados dos materiais, as características geométricas, malha utilizada e condições de contorno (restrições de deslocamentos) considerados para a modelagem em elementos finitos do pilone, estais e tabuleiro da Ponte do Saber no ANSYS. Por último, são expostos os casos de carga considerados para a simulação da metodologia construtiva, e os resultados obtidos nos testes simplificados que buscam determinar a influência da consideração do peso próprio dos estais durante os processos de análise estrutural, para o caso específico da Ponte do Saber.

No **capítulo 6** são apresentados os resultados obtidos através da simulação numérica em elementos finitos do processo construtivo da ponte estaiada considerada, em que o efeito tempo dependente referente ao comportamento do concreto é considerado. Os resultados são comparados aos dados geométricos presentes no projeto estrutural (VGARAMBONE 2012), que foram desenvolvidos em *software* de análise de estruturas comercial, e às cotas medidas durante a execução da estrutura real, indicadas no trabalho de Gomes (2013). No **capítulo 7** constam as conclusões desta dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com a norma brasileira NBR 7188 (2013), uma ponte é definida como uma estrutura sujeita a cargas em movimento, sendo a passagem dos veículos, identificados como esforços de posição variável, o tipo de carregamento que caracterizam estas estruturas. As pontes são construídas quando o *greide* previsto para a rodovia ou ferrovia passa por obstáculos naturais como rios, córregos, vales, montanhas e lagos; ou artificiais como avenidas e rodovias, neste caso estas estruturas são chamadas de viadutos. Pfeil (1985) defini as pontes como obras de arte especiais, e Stucchi (2006) explica esta definição devido ao processo criativo e a importância estética envolvida no projeto de tais estruturas.

As pontes são, em boa parte de suas aplicações, estruturas constituídas por complexos problemas de engenharia estrutural a serem solucionados. Durante as fases de projeto estrutural é necessário que os engenheiros responsáveis definam os seguintes fatores (TROITSKY, 2000): o sistema estrutural (i.e., lajes maciças, seções celulares, estaiamento), os materiais utilizados, as dimensões e formas geométricas dos elementos estruturais, a fundação adotada e a avaliação dos efeitos estéticos da obra.

A correta modelagem e o estudo adequado das ações atuantes nas pontes são de extrema importância durante as fases de projeto. Sendo que, as previsões de ações, e conseqüentemente as respostas em termos de deslocamentos, tensões e deformações nas partes componentes da estrutura, governarão o dimensionamento das seções dos tabuleiros, pilones, pilares, aparelhos de apoio, cabos, fundações e tipos de materiais utilizados.

2.1 DIVISÕES ESTRUTURAIS

As estruturas de pontes são subdivididas em quatro partes, sendo elas: a infraestrutura, a mesoestrutura, a superestrutura e os encontros. A **infraestrutura** é composta pelos elementos de fundação e ancoragem, que possuem a função de efetuar a transmissão dos esforços atuantes sobre as estruturas das pontes ao terreno em que estas obras estão localizadas. A **mesoestrutura** é composta pelos pilares e/ou arcos, que tem por objetivo transmitir os esforços provenientes da superestrutura aos elementos de fundação. A **superestrutura** é composta pelos tabuleiros, aduelas e vigamentos longitudinais e transversais das pontes, que

possuem a função de transmitir os esforços atuantes sobre a estrutura aos elementos da mesoestrutura.

A ligação entre os elementos da superestrutura e da mesoestrutura são realizadas, em caso de estruturas pré-moldadas por exemplo, através de **aparelhos de apoio**. De acordo com Cordeiro (2014), estes componentes promovem a transmissão das cargas dos tabuleiros aos pilares e encontros. Os **encontros** são constituídos por elementos estruturais que estão presentes na região da ligação da estrutura da ponte com a rodovia, ou ferrovia. Estes elementos têm por finalidade promover a conexão entre a superestrutura da ponte com as vias de tráfego, e são dimensionados com o objetivo de absorver os esforços horizontais causados pela frenagem dos veículos sobre o tabuleiro.

A Figura 2.1 apresenta as respectivas divisões da estrutura de uma ponte, sendo identificadas sobre a ponte estaiada Anita Garibaldi, localizada na cidade de Laguna – SC.



Figura 2.1 – Representação da divisão estrutural de uma ponte. (adaptado de Google imagens, 2015)

2.2 AS PONTES ESTAIADAS

As pontes estaiadas tem se tornado um dos sistemas estruturais mais populares mundialmente, e isso é justificado devido a sua eficiência estrutural e beleza estética (KIM et al, 2017). Tais obras de arte especiais apresentam em sua mesoestrutura e superestrutura elementos que as caracterizam como: a presença de pilone, que também podem ser denominados como mastro ou torre, que compõem a sua mesoestrutura; e por estais, dispositivos de ancoragem e

tabuleiro que formam a superestrutura. A Figura 2.2 apresenta de forma esquemática os elementos estruturais que caracterizam as pontes estaiadas.

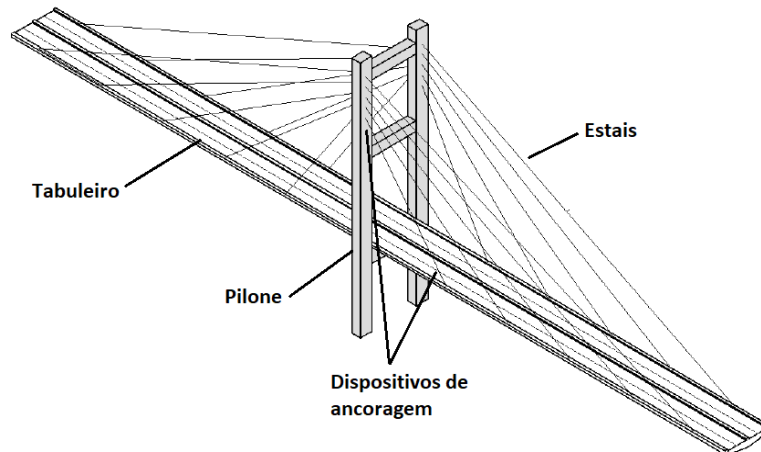


Figura 2.2 – Elementos que constituem uma ponte estaiada. (adaptado de MAZARIM, 2011)

Conforme Carrillo (2015), as pontes estaiadas são uma das tipologias estruturais mais usadas quando é necessário transpor vãos principais superiores a 200,00 m. Ainda, segundo Svensson (2012), estas estruturas são recomendadas para pontes com vãos principais entre 100,00 m, com a adoção de pílon único, e até 1100,00 m com dois pilones.

Dentre as vantagens da utilização desta tipologia estrutural para pontes que necessitam transpor grandes vãos, destacam-se: a redução dos momentos fletores longitudinais devido a transmissão dos esforços do tabuleiro para os estais; estabilidade destas estruturas durante as fases de construção, pois podem ser executadas através do método dos balanços sucessivos; pontes estaiadas são mais rígidas que pontes suspensas, o que confere a elas melhor estabilidade aerodinâmica (M. ASCHRAFI, 1998).

De acordo com Tang (2000), o conceito de uma ponte estaiada é simples considerando os princípios da mecânica e estabilidade das estruturas. Os cabos que constituem os estais nestas obras especiais funcionam como apoios intermediários para o tabuleiro, e são os responsáveis por transmitir os esforços provenientes do tabuleiro para o pílon. A geometria formada entre o pílon, os cabos e o tabuleiro fazem com que estes elementos estruturais sejam solicitados predominantemente a esforços axiais. Os estais estão sob ação de solicitações de tração, e o pílon e tabuleiro a esforços compressivos (Figura 2.3).

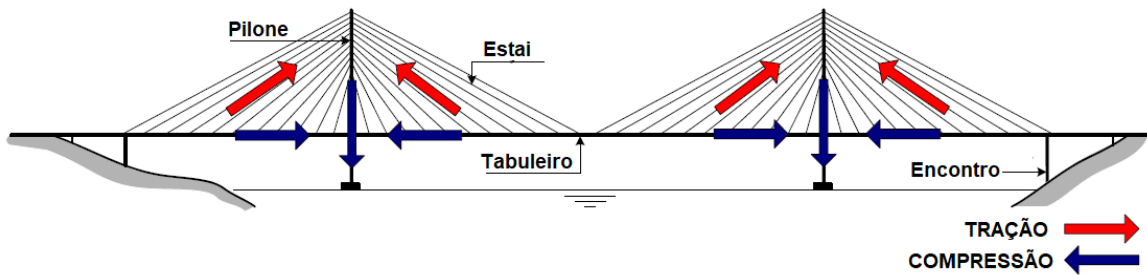


Figura 2.3 – Principais esforços atuantes em pontes estaiadas. (adaptado de CALADO, 2011)

Elementos sob ação de esforços axiais usualmente são mais eficientes que aqueles sujeitos somente a momentos fletores. Isto faz com que as estruturas estaiadas sejam atrativas economicamente quando é necessário transpor grandes vãos livres. Segundo Leonhardt e Zellner (1972), as pontes estaiadas são a melhor solução do ponto de vista técnico e econômico para estruturas que possuem grandes vãos livres (até 1000,00 m). Entretanto, esta tipologia não é indicada para transpor vãos excessivamente grandes, pois nestes casos os esforços de compressão atuantes nos tabuleiros são maiores, o que conduziria a necessidade da adoção de tabuleiros mais rígidos, o que torna a obra economicamente desvantajosa.

A primeira ponte estaiada moderna foi a Strömsund Bridge (Figura 2.4), localizada na Suécia, que foi projetada pelo engenheiro civil alemão Franz Dischinger, e foi finalizada em 1955. A estrutura possui 332,00 m em sua totalidade, e o trecho estaiado sobrepõe um vão central de 182,00 m.



Figura 2.4 – Strömsund Bridge. (CHECA, 2017)

2.3 O TABULEIRO

O tabuleiro é caracterizado por ser o local por onde os veículos trafegam em uma ponte, e usualmente são projetados como estruturas de concreto armado/protendido, metálicas ou soluções mistas. Devido as suas dimensões e função estrutural, o tabuleiro é o elemento que está sujeito a maior parte das ações externas nas estruturas de pontes e viadutos. Isto porque os carregamentos provenientes da passagem dos veículos são aplicados diretamente sobre ele, e em muitos casos, devido as suas grandes dimensões, estes elementos podem estar sujeitos a ações significativas devido aos esforços causados pelo vento, além de possuírem grande parcela do peso próprio total da estrutura (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Em pontes estaiadas, a principal função mecânica do tabuleiro é transmitir os esforços provenientes das ações atuantes sobre ele para o sistema de cabos, que funcionam como apoios intermediários. Com isso reduz-se os momentos fletores longitudinais nestes elementos, possibilitando a transposição de grandes vãos com a adoção de estruturas mais esbeltas, quando comparados a soluções de pontes não sustentadas por sistemas de cabos. A Figura 2.5 mostra um exemplo do diagrama de momentos fletores longitudinais, considerando os carregamentos permanentes, em um tabuleiro contínuo de três vãos em comparação com uma estrutura estaiada.

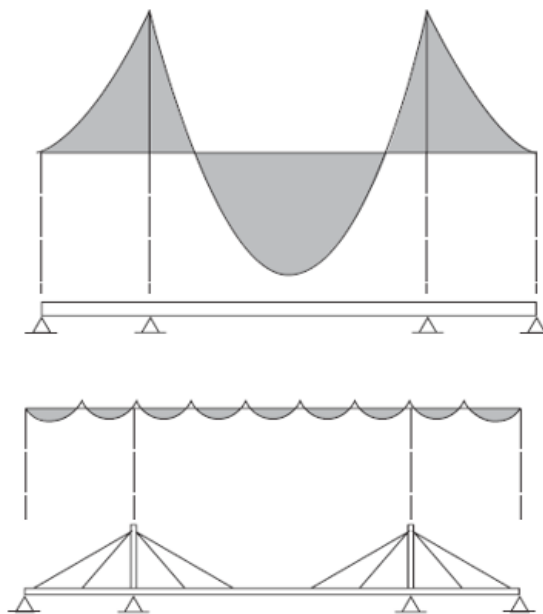


Figura 2.5 – Comparação entre os momentos fletores longitudinais de um tabuleiro contínuo e estaiado de três vãos. (adaptado de GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

Os esforços atuantes no tabuleiro de pontes estaiadas dependem diretamente da conformação geométrica da estrutura. Dentre os fatores que influenciam no comportamento observado no tabuleiro destacam-se: o comprimento dos vãos a serem transpostos, a conformação geométrica do sistema de estais adotado, e as condições de contorno dos sistemas de ancoragem e do tabuleiro. A quantidade de planos de estaiamento, a distância entre os pontos de ancoragem dos estais no tabuleiro, e a inclinação dos cabos são os fatores que governam o comportamento, e conseqüentemente o dimensionamento, deste elemento estrutural.

Em pontes estaiadas os cabos são dispostos de modo inclinado, ligando o tabuleiro ao pilone. Esta característica estrutural, juntamente com o pré-tensionamento aplicado aos estais, resultará em esforços compressivos atuantes no tabuleiro, que agem sobre este elemento durante o processo de construção e na estrutura finalizada. A Figura 2.6 mostra esquematicamente o diagrama de esforços axiais atuantes em um tabuleiro de uma ponte estaiada. Pode-se notar que os esforços de compressão aumentam conforme aproxima-se do pilone, e que a inclinação dos cabos exerce influência direta sobre o acréscimo de tensões de compressão nas diferentes regiões do tabuleiro, sendo maiores nos locais em que os cabos possuem menor verticalidade.

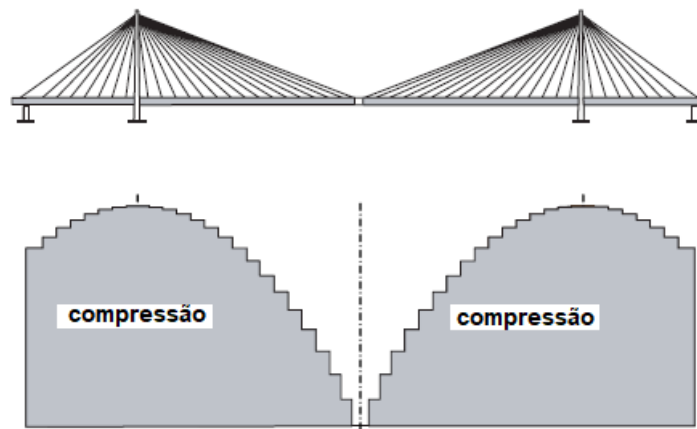


Figura 2.6 – Diagrama de esforços de compressão atuantes no tabuleiro de uma ponte estaiada de três vãos. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

Além dos esforços axiais, os tabuleiros de pontes estaiadas estão sujeitos a momentos fletores longitudinais, transversais, laterais e torçores. De modo geral, as solicitações de momentos fletores atuantes sobre o tabuleiro possuem íntima relação com a configuração geométrica dos estais, sendo que quanto menor for o espaçamento entre os pontos de ancoragem dos cabos no tabuleiro, menores serão os momentos fletores longitudinais atuantes. Segundo Walther

(1999), os espaçamentos adotados em pontes estaiadas modernas variam conforme as particularidades de cada projeto. Entretanto, para estruturas metálicas é recomendado o uso de espaçamentos entre 15,00 e 25,00 m, e 5,00 a 10,00 m para tabuleiros de concreto. Os momentos fletores transversais atuantes nos tabuleiros são diretamente dependentes da configuração geométrica e o número de planos de cabos adotados em projeto.

As estruturas dos tabuleiros de pontes estaiadas modernas usualmente são compostas de seções em concreto armado/protendido, aço ou soluções mistas. A determinação dos materiais adotados dependerá de fatores como os métodos construtivos previstos, os vãos a serem transpostos, a configuração geométrica da ponte, esforços previstos, fatores econômicos e estéticos, entre outros.

2.3.1 Tabuleiro de concreto

Os tabuleiros de pontes estaiadas de concreto são compostos, usualmente, por subseções chamadas de aduelas, que são as divisões da estrutura total que serão executadas na fase construtiva, que podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas. A utilização de tabuleiro em concreto é considerada econômica quando os vãos a serem transpostos estão compreendidos entre 250,00 e 350,00 m (PUROHIT; BAGE, 2017). A Helgeland Bridge (Figura 2.7), localizada na Noruega, possui um vão principal de 425,00 m que é transposto através da utilização de um tabuleiro em concreto protendido.

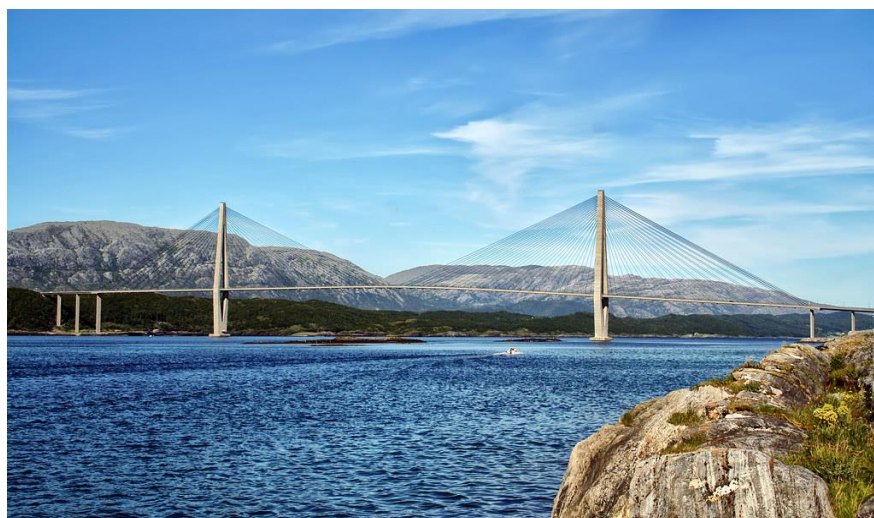


Figura 2.7 – Helgeland Bridge, Noruega. (FLICKR, 2011)

2.3.2 Tabuleiro de aço

Os tabuleiros em aço foram largamente utilizados nas primeiras pontes estaiadas modernas, devido à facilidade de execução e suas propriedades mecânicas. Atualmente, o uso de seções de aço é recomendado para estruturas estaiadas cujos vãos principais excedam 700,00 m (PUROHIT; BAGE, 2017). E este fator é justificado devido a redução do peso próprio proporcionado pela utilização de estruturas de aço, sendo até 80% mais leves que os tabuleiros em concreto (LAZZARI, 2016). Entretanto, devido ao fato de que os tabuleiros em pontes estaiadas são elementos sujeitos a esforços compressivos, os efeitos de instabilidade causados pela flambagem devem ser considerados, pois podem levar a uma situação de estado limite último. Por isso a utilização de tabuleiro em aço pode ser desvantajosa em algumas aplicações, em consequência da esbeltez das seções transversais usuais, que podem levar a necessidade da adoção de zonas de enrijecimento que elevam os custos para a execução da estrutura.

A Stonecutters Bridge (Figura 2.8), localizada em Hong Kong, possui vão principal de 1018,00 m, sendo considerado um dos maiores vãos livres de pontes estaiadas do mundo. O tabuleiro utilizado foi composto por seções pré-fabricadas em aço, conforme pode-se observar na imagem em seu processo de montagem.



Figura 2.8 – Stonecutters Bridge, Hong Kong. (BUILT ENVIRONMENT, 2015)

2.4 O PILONE

O pilone, que também é chamado de mastro ou torre, é o elemento estrutural que caracteriza a mesoestrutura de pontes estaiadas. A sua principal função é transmitir os esforços provenientes dos cabos, que sustentam a estrutura do tabuleiro, para as fundações. Além disso, este elemento contribui diretamente para a estabilidade global das pontes estaiadas e dão valor estético à obra de arte. A Figura 2.9-a apresenta a ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira, localizada na cidade de São Paulo, com seu pilone em formato de “X”. E a Figura 2.9-b mostra a Chords Bridge, localizada na cidade de Jerusalém, com seu pilone em formato de bumerangue.



Figura 2.9 – (a) Ponte Octavio Frias de Oliveira, São Paulo; (b) Chords Bridge, Jerusalém. (FLICKR, 2017)

O pilone é identificado como uma estrutura de torre que está sujeita, predominantemente, a esforços compressivos provenientes das componentes verticais dos estais nele ancorados, e devido ao seu peso próprio (LAZZARI,2016; GIMSING; GEORGAKIS, 2012). A Figura 2.10 mostra uma representação dos esforços compressivos causados pelas ações das forças de tração atuantes nos estais. O pilone é representado como um elemento de barra no trecho BD, T_A e T_C são as protensões dos cabos, e R_T representa a componente de compressão atuante no pilone devido aos esforços nos estais.

De acordo com Vejrum e Nielsen (2014), os pilones em pontes estaiadas apresentam seu comportamento estrutural de modo mais eficiente, em relação aos carregamentos permanentes, quando há o equilíbrio entre as componentes horizontais das forças nos estais

dos vãos principais e os cabos de retaguarda, pois deste modo minimiza-se o momento fletor longitudinal atuante na base da torre. A Figura 2.11 mostra, de modo representativo, o momento fletor atuante ao longo da estrutura de um pilone sujeito a carregamentos desbalanceados em relação ao eixo longitudinal da ponte.

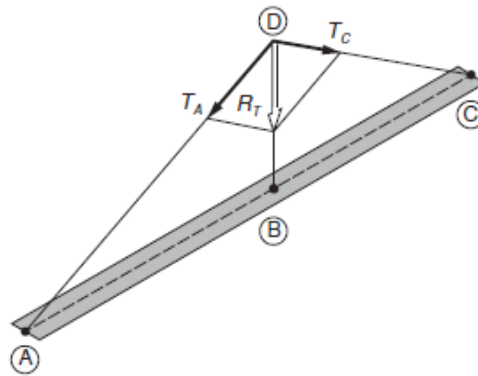


Figura 2.10 – Representação dos esforços compressivos atuantes no pilone provenientes das ações nos estais. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

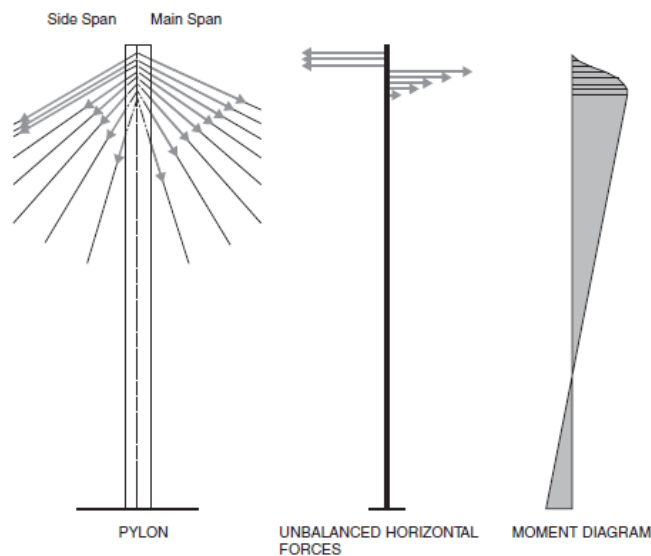


Figura 2.11 – Representação do momento fletor longitudinal atuante no pilone devido aos esforços de tração nos estais. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

A conformação geométrica longitudinal e transversal dos estais, os comprimentos dos vãos que estão previstos em projeto, as condições do solo, a estabilidade estrutural durante a fase de construção, e as metodologias construtivas adotadas são os fatores que governarão a análise, o dimensionamento e a escolha do tipo de material que constituirá o pilone (GIMSING; GEORGAKIS, 2012; WALTHER, 1999).

A geometria adotada para a estrutura do pilone, segundo o seu eixo transversal, é determinada conforme as características dos planos de cabos que estão previstos em projeto. Para pontes com um plano de estais centralizado é comum a adoção de pilones com mastro único localizados na porção central da estrutura (Figura 2.12-a), ou em alguns casos, utiliza-se a geometria do tipo “Y” invertido (Figura 2.12-b). Quando as pontes estaiadas possuem dois planos de cabos, utiliza-se pilones com dois mastros, sendo as geometrias do tipo “H” (Figura 2.12-c) as mais comuns, quando os planos de estais são verticais. Para estruturas de pontes com dois planos de estais inclinados adota-se pilones de dois mastros em formato de “A” (Figura 2.12-d).

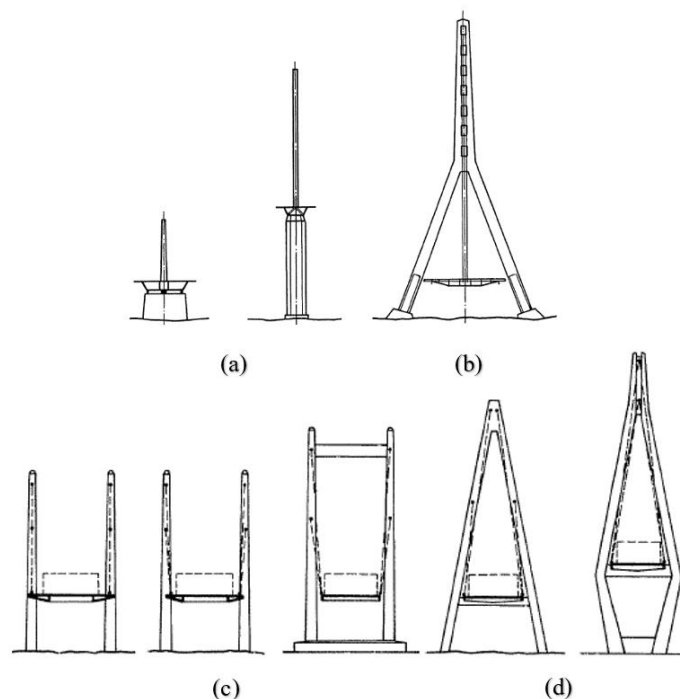


Figura 2.12 – Tipologias de pilões utilizadas usualmente em pontes estaiadas: (a) Pilone com mastro único; (b) Pilone em “Y” invertido; (c) Pilone com dois mastros em “H”; (d) Pilone com dois mastros em “A”. (WALTHER, 1999)

As estruturas dos pilões são projetadas, usualmente, como seções do tipo caixão em concreto armado ou aço. Entretanto, devido ao fato de que tais elementos estruturais estão sujeitos a esforços de compressão, que podem conduzir a instabilidades causadas pelo efeito de flambagem em seções de aço (KIM et al, 2017), a utilização de mastros em concreto tem sido uma das soluções mais adotadas. Além disso, o uso de estruturas em concreto tem se mostrado competitivo em pontes estaiadas com grandes vãos, que prevejam o uso de torres com alturas de até 300,00 m. Do ponto de vista econômico, as torres em concreto armado são mais baratas que as soluções em aço em relação aos custos de produção e manutenção, e sua

execução é usualmente feita *in loco*, através do uso de fôrmas deslizantes (WALTHER et al, 1999; GIMSING; GEORGAKIS, 2012; VEJRUM; NIELSEN, 2014).

2.5 OS ESTAIS

A principal função mecânica do sistema de estais consiste em servir como apoios intermediários posicionados ao longo do tabuleiro, de modo que haja uma redução dos momentos fletores longitudinais atuantes nestes elementos. Devido a isso, os estais devem ser dimensionados para que haja a correta transmissão dos esforços provenientes das ações atuantes sobre o tabuleiro para o pilone. Entretanto, devido ao comportamento estrutural não-linear inerente aos cabos e a estrutura de pontes estaiadas, este processo nem sempre é simples, e usualmente, é realizado de modo iterativo através de *softwares*. Walther (1999) propôs uma metodologia aproximada a fim de pré-dimensionar as seções transversais dos cabos em pontes estaiadas, em que os pontos de ancoragem dos estais no tabuleiro são substituídos por apoios simples, como representado na Figura 2.13, e a área de aço necessária nos cabos é obtida através da Equação 2.1 e 2.2.

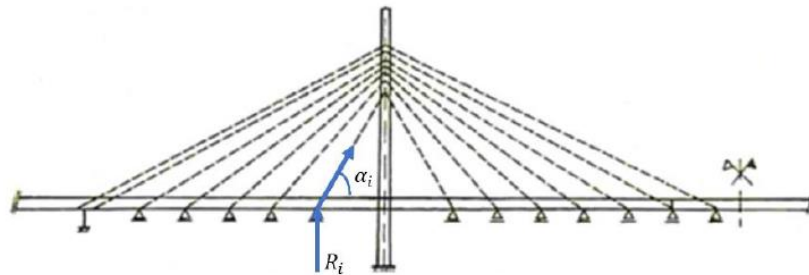


Figura 2.13 – Modelo simplificado para o pré-dimensionamento dos estais. (CIDADE, 2017)

$$N_i = \frac{R_i}{\text{sen}(\alpha_i)} = \frac{G + Q}{\text{sen}(\alpha_i)} \quad (2.1)$$

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma} \quad (2.2)$$

Sendo:

N_i – força normal no estai “i”;

R_i – reação do apoio referente ao ponto de ancoragem no tabuleiro do estai “i”;

G – carregamento permanente;

Q – carregamento móvel;

α_i – ângulo de inclinação em relação ao eixo horizontal do estai “i”;

A_i – área de aço do estai “i”;

$\sigma = 0,45f_{ptk}$ – tensão admissível no estai.

Conforme Vejrum e Nielsen (2014), as solicitações que são consideradas no momento da definição da geometria e tipos de estais são as mesmas relacionadas as ações atuantes sobre o tabuleiro, sendo: os esforços verticais (peso próprio e passagem de veículos), forças laterais (vento), e torções (causados por forças excêntricas).

2.6.1 Composição dos estais

De modo geral, a estrutura dos estais são subdivididas em três componentes, sendo: elementos de tensionamento, sistemas de ancoragem e sistemas de proteção (LAZZARI, 2016). A Figura 2.14 indica os elementos que formam os estais, e suas características são descritas a seguir.



Figura 2.14 – Elementos constituintes dos estais. (adaptado de SVENSSON, 2012)

2.5.1 Elementos de tensionamento

O elemento básico utilizado para compor os conjuntos de cabos tensionados em pontes estaiadas modernas são os fios de aço de alta resistência. Estes, quando comparados ao aço utilizado em estruturas metálicas convencionais, possuem em sua composição uma porcentagem maior de carbono. Esta característica faz com que os fios apresentem elevada

tensão de ruptura a tração (até quatro vezes maior que o aço estrutural comum), porém a maior porcentagem de carbono em sua formulação leva a diminuição de sua ductilidade (GIMSING; GEORGAKIS, 2012).

Os fios de aço de alta resistência formam as cordoalhas, que são compostas por um conjunto de fios que circundam um eixo central, conforme representado na Figura 2.15-a. A união de diversas cordoalhas dispostas de modo paralelo forma os elementos tensionados dos estais. Atualmente, o tipo de cordoalha mais comum e adotado em pontes estaiadas são as compostas por sete fios, sendo um central e seis circundantes (Figura 2.15-b). Estas possuem em média uma tensão máxima de ruptura entre 1770 e 1860 MPa, módulo de elasticidade médio de 190 GPa, e diâmetro nominal de 15 mm (formada por fios de aço de 5 mm).

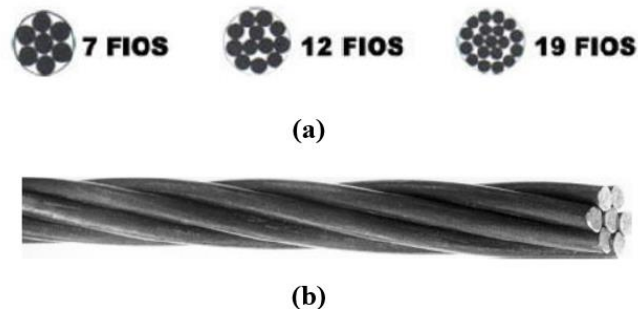


Figura 2.15 – (a) Tipos de cordoalhas; (b) Cordoalha de sete fios. (MAZARIM, 2011; GIMSING e GEORGAKIS, 2012)

Segundo Cidade (2017), o uso de cordoalhas traz benefícios quanto à execução e manutenção de pontes estaiadas, tais como: a protensão das cordoalhas de modo independente, que simplifica o tipo de macaco hidráulico para tensionamento; e a possibilidade de troca de cordoalhas danificadas individualmente, que elimina com isso a necessidade de substituição de todo o conjunto.

2.5.2 Sistemas de ancoragem

O sistema de ancoragem tem por finalidade garantir a conexão mecânica entre os estais com o pilone, e os estais e o tabuleiro. Com isso, a transmissão das ações atuantes sobre o tabuleiro para os estais, e conseqüentemente, para o pilone é realizada. Destaca-se que as regiões de ancoragem em estruturas de pontes estaiadas estão sujeitas a elevadas tensões, em particular devido aos grandes carregamentos impostos aos estais pelo processo de protensão. Além disso, os sistemas de ancoragem exercem um papel importante quanto a estabilidade dinâmica

de pontes estaiadas, já que nesses pontos é comum a introdução de amortecedores, instalados a fim de evitar efeitos de instabilidade dinâmica em cabos, causados principalmente devido a ação do vento. A Figura 2.16 mostra, de modo esquemático, os elementos constituintes de um sistema de ancoragem de ponte estaiada.

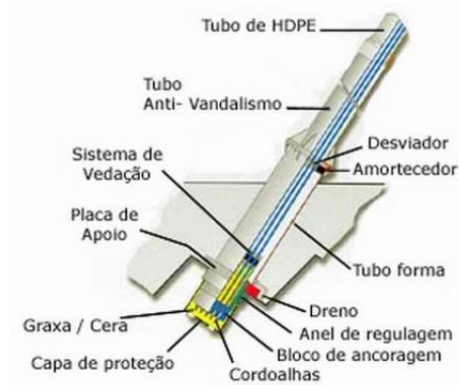


Figura 2.16 – Sistema de ancoragem. (PROTENDE, 2014)

2.5.3 Sistemas de proteção

O sistema de proteção mais utilizado para os cabos de pontes estaiadas são os tubos de polietileno de alta resistência, que são posicionados ao longo do comprimento dos estais com o objetivo de proteger as cordoalhas das intempéries do meio ambiente, como umidade, radiação solar, agentes químicos, entre outros. Segundo Lazzari (2016), os tubos de proteção também são largamente utilizados devido ao apelo estético do projeto arquitetônico, já que estes são comercializados em diferentes cores. A Figura 2.17 mostra as distintas tonalidades utilizadas nos tubos de proteção para os estais da Russky Bridge.



Figura 2.17 – Tubos de proteção nas cores da bandeira russa na Russky Bridge. (ROAD TRAFFIC, 2014)

Outra metodologia utilizada, a fim de prover maior durabilidade para os cabos, consiste no envolvimento de cada cordoalha por uma capa de PEAD (Polímero de Alta Densidade), e a injeção interna de uma cera de proteção contra corrosão entre os fios de aço que formam as cordoalhas. A Figura 2.18 mostra, de modo representativo, este mecanismo de proteção inserido nas cordoalhas de sete fios.

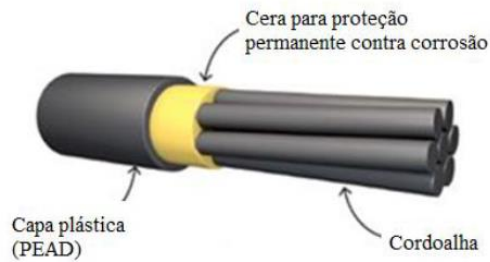


Figura 2.18 – Mecanismo de proteção para as cordoalhas. (CIDADE, 2017)

2.5.4 Layout dos cabos

De acordo com Walther (1999), a determinação do tipo de layout dos estais é fundamental nas fases de projeto de pontes estaiadas. A configuração geométrica dos cabos, como o espaçamento horizontal em relação aos pontos de fixação no tabuleiro, o espaçamento vertical em relação aos pontos de ancoragem no pilone, e o plano dos estais não influenciam somente no comportamento global da estrutura, mas também são fatores importantes para a definição dos métodos construtivos que serão adotados e na análise da viabilidade econômica da obra. Nesta seção serão apresentadas as principais formas de distribuição transversal e longitudinal dos cabos em projetos de pontes estaiadas.

2.5.4.1 Sistema transversal de estaiamento com plano central

Esta configuração geométrica é caracterizada pela presença de plano único de estais, posicionados na região central da estrutura do pilone e tabuleiro, em relação a sua seção transversal. Este tipo de sistema apresenta vantagens do ponto de vista estético, pois elimina o efeito visual de “cruzamento de cabos”, observado em pontes de múltiplos planos de estais. A Figura 2.19 apresenta a característica do sistema de estaiamento com plano único posicionado na região central do tabuleiro.

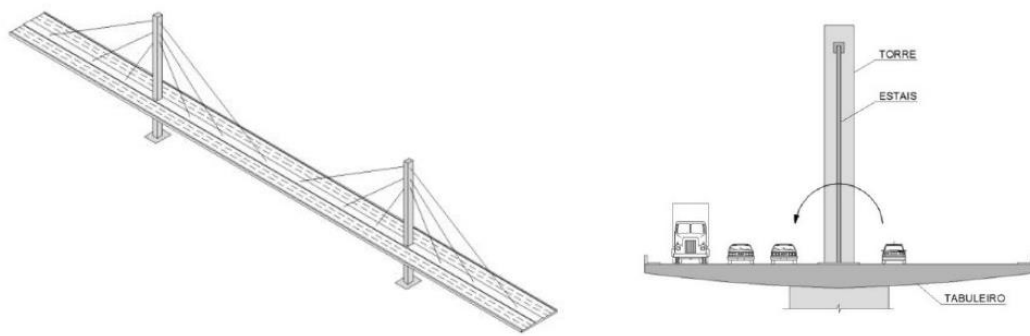


Figura 2.19 – Representação de pontes com estaiamento em plano central. (MAZARIM, 2011)

Esta configuração geométrica dos cabos faz com que o tabuleiro esteja sujeito à acentuadas ações de torções, em especial quando há aplicação de carregamentos assimétricos sobre este elemento estrutural. Esta característica leva à necessidade da concepção de tabuleiros mais rígidos para estas pontes, de modo usual são adotadas seções transversais do tipo caixão. Adicionalmente, nesta configuração, os carregamentos atuantes em cada estai são mais elevados, quando comparados aos carregamentos nos cabos de pontes projetadas com dois planos de estais, por exemplo. Por isso, nestes casos, os diâmetros necessários em cada estai, assim como os mecanismos de ancoragem, serão maiores.

A ponte Anita Garibaldi (Figura 2.20), localizada na cidade de Laguna, é a segunda maior ponte estaiada em funcionamento no Brasil. A estrutura possui 2800,00 m totais, com o seu trecho central suspenso por cabos de aço com sistema de estaiamento central. O vão principal, compreendido entre os dois pilones de concreto armado, possui 400,00 m de comprimento.



Figura 2.20 – Ponte Anita Garibaldi, Laguna – SC. (SULAGORA, 2020)

2.5.4.2 Sistema transversal de estaiamento com planos de suspensão lateral

Atualmente, existem duas maneiras que são comumente adotadas para pontes estaiadas que são projetadas com dois planos de cabos. A primeira é caracterizada pela presença de dois ou mais planos de estais verticais, conforme representados na Figura 2.21-a. A segunda é formada por dois planos de estaiamento que são posicionados de forma inclinada, conforme apresentado na Figura 2.21-b.

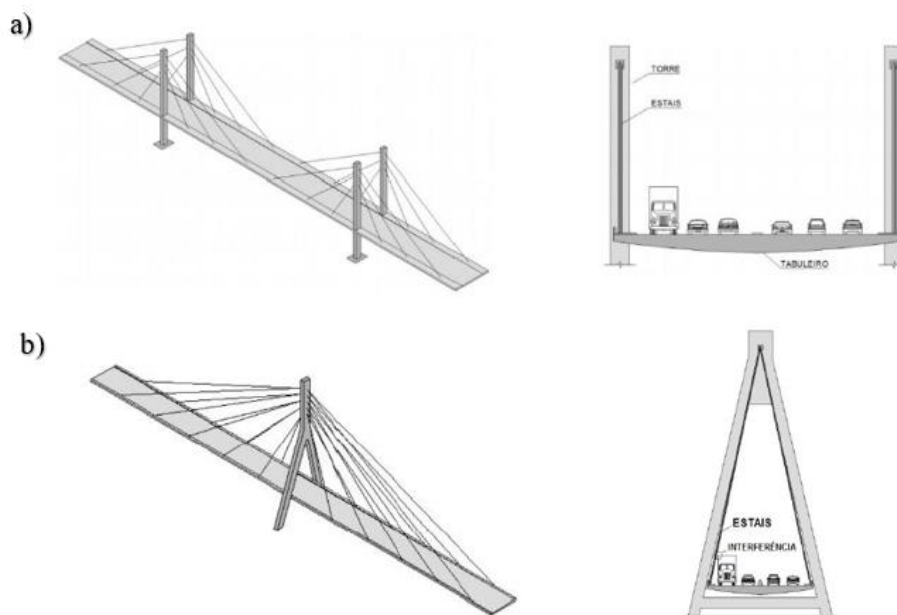


Figura 2.21 – Representação de pontes com dois planos de estaiamento. (MAZARIM, 2011)

Dentre as vantagens que o sistema de estaiamento em dois planos verticais laterais proporciona destacam-se: a possibilidade de utilização de tabuleiros mais largos, que são necessários para os casos de estruturas que são previstas com muitas faixas de rodagem; e a possibilidade de utilização dos pilones posicionados pelo lado de fora dos tabuleiros, evitando assim possíveis interferências geométricas provocadas entre os pilones e os estais com as faixas de rodagem.

A Øresund Bridge (Figura 2.22) é um exemplo de ponte que foi concebida com dois planos de estaiamento lateral posicionados de forma vertical, e está localizada na fronteira entre a Suíça e Dinamarca. A ponte possui em seu trecho com estaiamento um vão principal de 491,00 m. Os pilones tem 204,00 m de altura, e elevam o tabuleiro a cerca de 57,00 m de altura, a fim de permitir a passagem de embarcações de grande porte abaixo da estrutura.



Figura 2.22 – Øresund Bridge, Suíça - Dinamarca. (WORDPRESS, s.d)

O sistema com dois planos de cabos inclinados é caracterizado pela utilização de pilones em formato de “A”, ou “Y” invertido, sendo que os estais convergem para o pilone nas regiões próximas ao topo dessas estruturas. Além disso, nesta configuração, o tabuleiro é suportado verticalmente e em relação aos esforços de torção atuantes pelo sistema de cabos utilizado, pois os estais e o tabuleiro, devido a sua configuração geométrica, comportam-se como uma seção fechada, contribuindo assim para a estabilidade da estrutura. Esta configuração geométrica de cabos inclinados é utilizada em pontes estaiadas com grandes vãos, sendo recomendável a adoção deste sistema para estes casos. Dentre as estruturas estaiadas que utilizam esta configuração geométrica pode-se destacar a Tatara Bridge (Figura 2.23-a), no Japão, com 890,00 m de vão principal e pilones de 220,00 m de altura; e a Russky Bridge (Figura 2.23-b), na Rússia, com 1104,00 m de vão principal e pilones de 320,00 m de altura, sendo considerado, atualmente, o maior vão central em uma ponte estaiada do mundo.

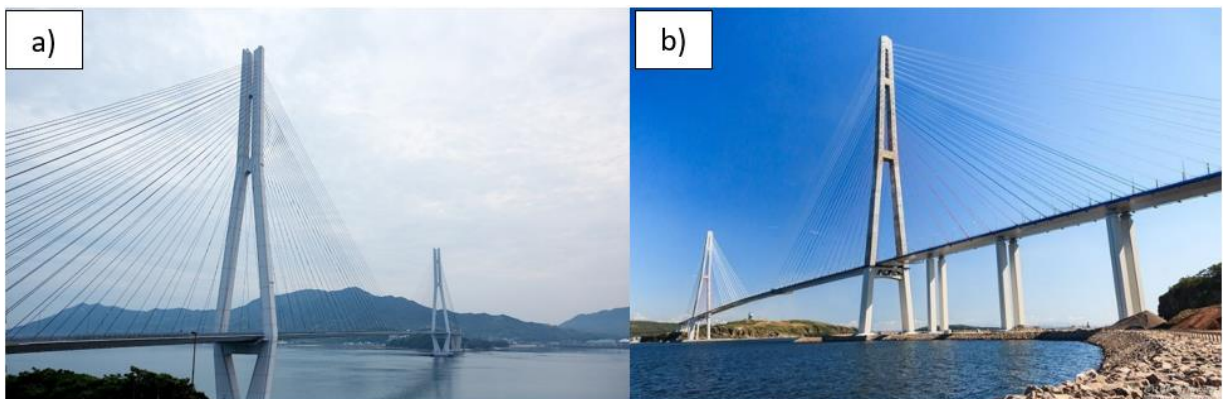


Figura 2.23 – (a) Tatara Bridge, Japão; (b) Russky Bridge, Rússia. (BRIDGEINFO, 2017)

2.5.4.3 Distribuição longitudinal em harpa

Nesta distribuição longitudinal os estais são dispostos de forma paralela, através da adoção de um ângulo de inclinação único em todos os cabos, conforme modelo apresentado na Figura 2.24.

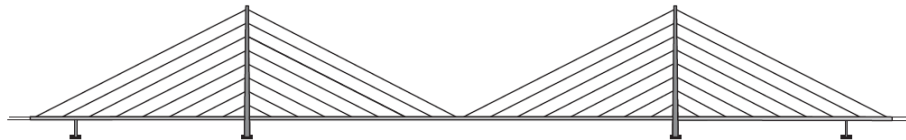


Figura 2.24 – Representação longitudinal de estais distribuídos em harpa. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

Esta configuração longitudinal não é a mais adequada do ponto de vista econômico e estrutural, pois quanto maior a inclinação dos estais, em relação a vertical, maiores serão os esforços horizontais atuantes, prejudicando assim a eficiência do sistema, quando comparado a disposição em leque ou semi-harpa (WALTHER, 1999; LAZZARI, 2016). A disposição dos estais nesta configuração longitudinal pode ser observada nos projetos das primeiras pontes estaiadas modernas, como a Oberkassel Bridge (Figura 2.25), localizada na Alemanha.



Figura 2.25 – Oberkassel Bridge, Alemanha. (DUESSELDORF-TOURISMUS, s.d)

2.5.4.4 Distribuição longitudinal em leque

A distribuição longitudinal em leque (*fan pattern*) é caracterizada pela ancoragem dos estais de forma equidistante nas regiões próximas ao topo do pilone. Conforme Podolny (1986), neste sistema os estais são ancorados com o mesmo espaçamento ao longo do tabuleiro, de

modo que a geometria formada pelos cabos não seja paralela, como na distribuição em harpa, mas sim em formato radial, com cada cabo possuindo diferentes ângulos de inclinação. Segundo Tang (2000), esta configuração longitudinal dos estais é vantajosa para pontes com grandes vãos principais, onde os esforços de compressão no tabuleiro podem ser preponderantes para o dimensionamento da estrutura. Esta característica geométrica dos cabos pode ser vista esquematicamente na Figura 2.26.

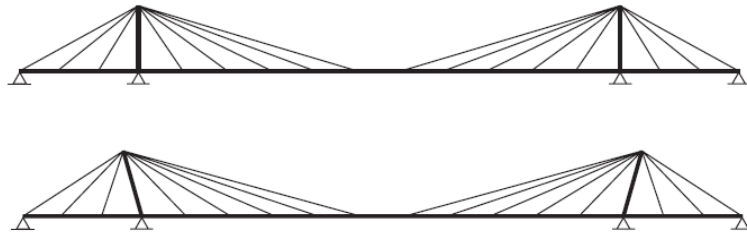


Figura 2.26 – Representação longitudinal de estais em leque. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

Segundo Walther (1999), esta distribuição dos cabos conduz a redução dos esforços compressivos atuantes nos tabuleiros, quando comparados ao sistema de distribuição em harpa. Esta redução é possível devido a variação dos ângulos de inclinação dos cabos ao longo do vão, que possuem maior verticalidade nas regiões do tabuleiro próximas ao pilone. A utilização de ângulos de inclinação diferentes para os estais também torna possível a adoção de espaçamentos entre pontos de ancoragem menores ao longo do tabuleiro, que resulta na diminuição dos momentos fletores longitudinais nestes elementos estruturais. Segundo Lazzari (2016), esta conformação geométrica reduz os esforços necessários em cada cabo, contribuindo com isso para a redução dos momentos fletores atuantes nos pilones. A Pasco-Kennewick Bridge, localizada no estado de Washington, Estados Unidos, apresenta em sua superestrutura estais distribuídos em formato de leque (Figura 2.27).



Figura 2.27 – Pasco-Kennewick Bridge, Estados Unidos. (LAP-CONSULT, s.d)

2.5.4.5 Distribuição longitudinal em semi-harpa ou semi-leque

Esta distribuição longitudinal dos estais é considerada uma junção entre a configuração do tipo harpa e leque. Conforme Walther (1999), a distribuição do tipo semi-harpa é considerada ideal, pois combina de modo satisfatório as características vantajosas de ambas as configurações geométricas longitudinais. Por isso, a sua utilização é ampla e difundida nas pontes estaiadas modernas.

Os estais são projetados, de modo usual, com seus pontos de ancoragem nas regiões próximas ao topo do pilone, espaçados regularmente adotando-se os comprimentos mínimos necessários para a ancoragem (GIMSING; GEORGAKIS, 2012). No tabuleiro, os estais são fixados de forma equidistante, e cada cabo possui uma inclinação diferente, apresentando maior verticalidade nos pontos próximos aos pilones (VEJRUM e NIELSEN, 2014). Esta variação dos planos de inclinação dos cabos permite a adoção de menores espaçamentos entre os pontos de ancoragem dos estais no tabuleiro, contribuindo para a diminuição dos esforços de flexão longitudinal nestes elementos, e a redução das solicitações de tração nos cabos devido aos carregamentos permanentes.

De acordo com Gimsing e Georgakis (2012), o comportamento estrutural das pontes estaiadas com configuração do tipo semi-harpa e leque são semelhantes. A Figura 2.28 mostra, de modo esquemático, a configuração geométrica longitudinal de uma ponte estaiada com cabos em formação de semi-harpa.

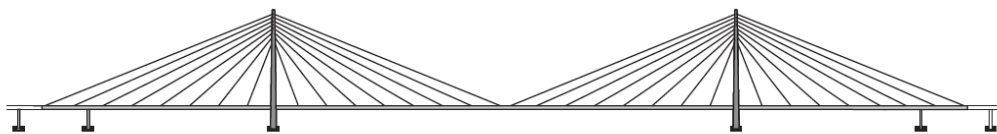


Figura 2.28 – Representação longitudinal de estais em semi-harpa. (GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

2.6 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

As pontes estaiadas, em suas aplicações mais comuns, são constituídas por três configurações geométricas longitudinais, que são projetadas conforme o vão a ser transposto pela obra de arte. As estruturas de pontes estaiadas podem ser constituídas por dois vãos, três vãos ou

múltiplos vãos. Sendo a configuração de três vãos a mais comum em pontes estaiadas modernas, que são constituídas por um vão principal e dois laterais. A Figura 2.29 mostra, de modo representativo, as configurações mais comuns desta tipologia de estruturas.

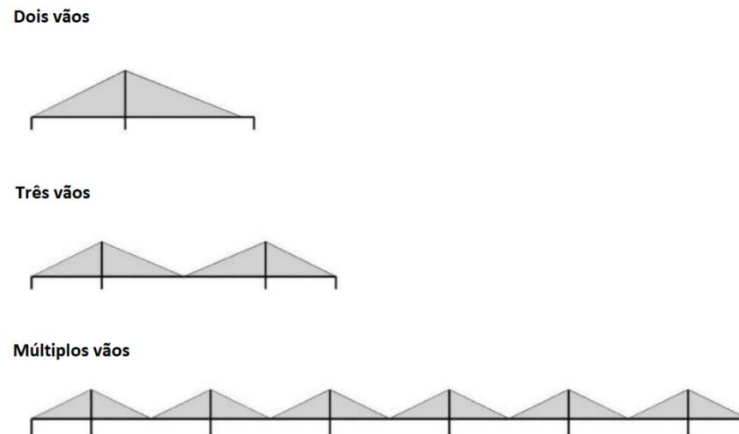


Figura 2.29 – Configurações longitudinais mais comuns em pontes estaiadas modernas. (adaptado de VEJRUM; NIELSEN, 2014)

As estruturas compostas por dois ou três vãos são, em algumas aplicações, caracterizadas por sua assimetria longitudinal, ou seja, os vãos laterais e centrais possuem comprimentos diferentes. Nestes casos faz-se necessário projetar estais que auxiliarão diretamente na estabilidade global da estrutura, que são denominados estais de retaguarda, ou estais extremos. De acordo com Walther (1999), os cabos que formam os estais de retaguarda são elementos submetidos a elevadas tensões, especialmente geradas pelo peso próprio da estrutura, pois a sua função é transmitir uma considerável parcela do peso da estrutura para os blocos de ancoragem, fazendo com que o sistema fique equilibrado. Estes cabos são ancorados em blocos, que podem ser de concreto ou rochas naturais, ou auto ancorados no próprio tabuleiro da estrutura (GOMES, 2013). A Rama VIII Bridge (Figura 2.30-a) é um exemplo de estrutura estaiada assimétrica, que possui estais de retaguarda ancorados na região de seu vão lateral.

Para os casos de pontes estaiadas com simetria longitudinal, a disposição dos cabos entre os vãos, assim como a geometria dos pilones, serão os fatores de maior influência para a estabilidade global da estrutura. O Viaduc de Millau (Figura 2.30-b), na França, é um exemplo de estrutura com simetria longitudinal. Esta obra de arte especial possui oito trechos, com vãos centrais de 342,00 m, e vãos de 204,00 m nas duas extremidades. Os pilones

possuem o formato de “A”, a fim de conferir maior rigidez longitudinal a estes elementos, que estão apoiados sobre pilares de concreto armado com alturas variando de 77,00 a 245,00 m.



Figura 2.30 – a) Rama VIII Bridge, Tailândia; b) Viaduc de Millau, França (FREEPIK, 2018)

2.7 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

A escolha e o estudo dos métodos construtivos que serão adotados para a execução das estruturas de pontes estaiadas constitui um dos mais importantes processos durante as etapas de projeto. De acordo com Ferraz (2001), a determinação das metodologias de construção mais adequadas deve levar em consideração as condições do local em que a obra será locada (relevo, tipo de solo, características hidrográficas, etc), a segurança durante a construção, prazos de execução, qualidade técnica do empreiteiro, e os custos relacionados a adoção de diversos processos construtivos possíveis.

Em pontes estaiadas, a definição da metodologia construtiva é de extrema importância, pois os processos de construção utilizados influenciarão diretamente nas solicitações as quais os elementos da mesoestrutura e superestrutura estarão sujeitos durante as diferentes etapas de execução, e conseqüentemente, na obra finalizada. Através das análises dos modelos computacionais é possível prever os deslocamentos, tensões e deformações nos elementos estruturais, considerando as diferentes condições de contorno e ações atuantes durante os processos de construção. Dessa forma, avaliam-se as protensões necessárias nos estais durante cada etapa construtiva, e com isso é feito o plano de estaiamento. Também são realizadas as verificações normativas de acordo com as solicitações mecânicas previstas nos elementos estruturais. Portanto, o método construtivo utilizado para a execução de pontes estaiadas influenciará diretamente na definição dos materiais que serão adotados para compor os elementos estruturais.

A principal, e mais popular metodologia construtiva aplicadas em estruturas de pontes estaiadas modernas é a técnica dos balanços sucessivos (LAZZARI, 2016). Este método foi inicialmente proposto pelo engenheiro brasileiro Emílio Baumgart, em 1930, que utilizou este procedimento para a construção da Ponte do Herval, em Santa Catarina. A Figura 2.31 apresenta a construção da Ponte do Herval através do método dos balanços sucessivos.

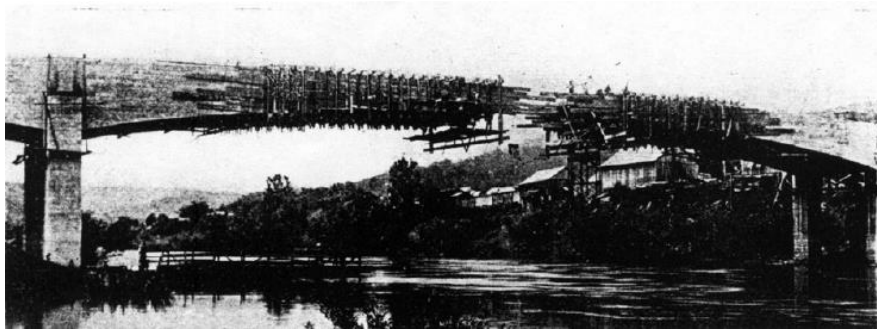


Figura 2.31 – Construção da Ponte do Herval através de balanços sucessivos. (WIKIPÉDIA, 2006)

Conforme Lazzari (2016), a principal vantagem desta metodologia construtiva é a execução da superestrutura de pontes sem a necessidade do uso de escoramentos ou apoios intermediários, possibilitando assim a construção de pontes que possuem grandes vãos livres. De acordo com Fonseca (2015), o método dos balanços sucessivos é adequado para as seguintes situações: estruturas que possuem grandes vãos livres com seções dos tabuleiros esbeltas, rios com velocidades médias de escoamento altas e com grandes variações do nível d'água, vales profundos e locais em que o uso de escoramentos não é recomendado, como pontes com pilares altos (maiores que 20 m), ou obras em regiões urbanas, onde a interrupção de vias de tráfego de veículos não é possível.

Nesta metodologia construtiva o tabuleiro das pontes em concreto armado e protendido é executado em segmentos, que podem ser moldados *in loco* ou pré-fabricados, denominados de aduelas. As aduelas são construídas sucessivamente conforme o projeto executivo, e avançam sobre os obstáculos formando os vãos das estruturas das pontes (FERRAZ, 2001). As aduelas, geralmente apresentam comprimentos variando de 2,00 a 5,00 m, e a determinação de suas dimensões dependem da sua capacidade resistente às solicitações causadas pelo peso próprio da estrutura, e a carregamentos acidentais provenientes do processo construtivo adotado.

A execução de aduelas moldadas *in loco* é realizada sucessivamente, através do uso de fôrmas deslizantes que são escoradas nos trechos já construídos. Desta forma, a próxima aduela só é concretada quando a estrutura da aduela imediatamente anterior foi executada, e o concreto atingiu as resistências previstas em projeto a fim de suportar os esforços provenientes da protensão das cordoalhas (se houver), as ações do peso próprio da próxima aduela e das treliças que suportam as fôrmas. A Figura 2.32-a e Figura 2.32-b mostra a construção da ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira, na cidade de São Paulo, em que o tabuleiro foi executado com aduelas em concreto moldadas *in loco*.



Figura 2.32 – (a, b) Construção da Ponte Octávio Frias de Oliveira. (MAZZARIM, 2011)

Segundo Wang et al (2004), o motivo pelo qual o uso deste processo construtivo é adequado para a construção de pontes estaiadas é o fato de que estas estruturas apresentam, em grande parte de suas aplicações, sistemas de cabos auto ancorados no próprio tabuleiro e simetria longitudinal, o que dá estabilidade à estrutura durante as várias etapas de sua construção. Portanto, o método dos balanços sucessivos é considerado a solução mais adequada para a construção de pontes estaiadas de grandes vãos, pois não é necessário o uso de apoios auxiliares, o que conduz à redução dos custos e do tempo necessário para a obra. Entretanto, conforme Kim et al (2017), durante a sua execução a estrutura em seu estado intermediário, ou incompleto, é menos estável quando comparada à ponte finalizada, que usualmente é hiperestática. Isto ocorre, pois durante as fases de sua construção, cada frente de obra da estrutura está sujeita a condições de contorno diferentes, em comparação às consideradas na ponte completa.

O método dos balanços sucessivos, para a construção de pontes estaiadas de três vãos, é representado esquematicamente na Figura 2.33, cujos estágios de construção mais comuns são:

- a) Estágio 1: Construção dos pilones e apoios extremos;
- b) Estágio 2: Construção, ou instalação dos primeiros pares de aduelas;
- c) Estágio 3: Os primeiros estais são instalados na extremidade das aduelas executadas no estágio 2, e são pré-tensionados a fim de elevar o tabuleiro e diminuir os momentos fletores os quais estes elementos estão sujeitos;
- d) Estágio 4 e 5: Construção, ou instalação do próximo par de aduelas;
- e) Estágio 6: Posicionamento dos estais nas extremidades das aduelas e posterior pré-tensionamento dos cabos afim de elevar o tabuleiro;
- f) Estágios de 7 a 13: Repetição dos procedimentos indicados nos Estágio 4, 5 e 6;
- g) Estágio 14: Encontro e união das frentes de trabalho, e finalização da construção da estrutura.

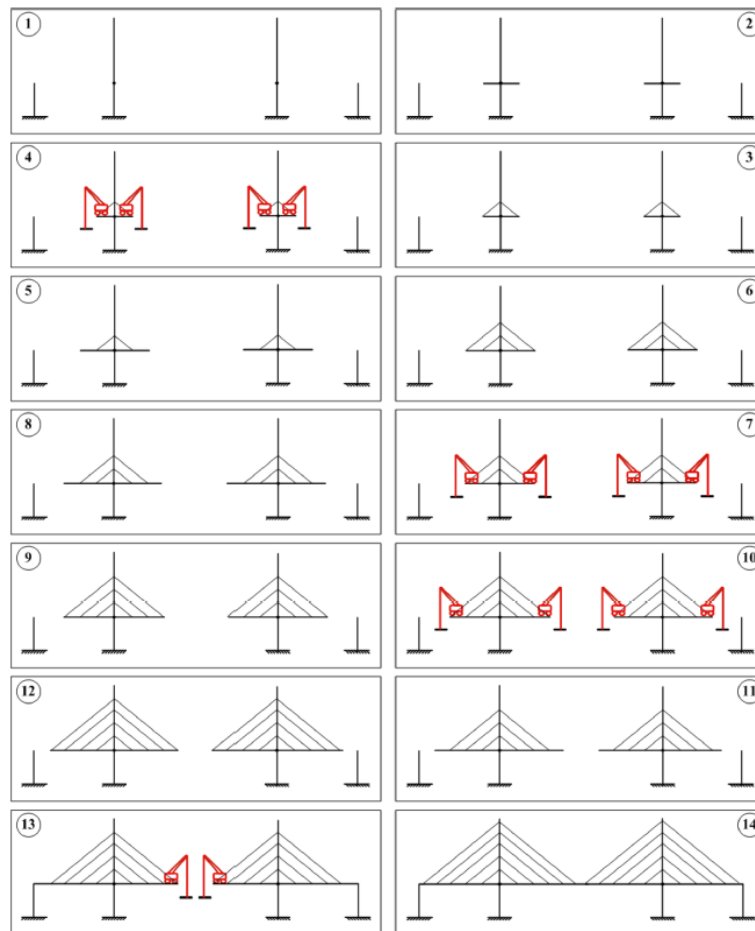


Figura 2.33 – Representação das fases construtivas de uma ponte estaiada de três vãos executada através do método dos balanços sucessivos. (KIM et al, 2017)

2.8 ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES ESTAIADAS

O estudo das etapas construtivas de uma ponte estaiada é de extrema importância durante as fases do projeto estrutural. Conforme Reddy et al. (1999), a conformação geométrica da estrutura, e o histórico de tensões e deformações nos elementos estruturais durante o processo de execução, tem relação direta com o resultado observado na ponte real em sua forma completa. Soma-se a isto o fato de que, em pontes estaiadas, durante a sua fase de execução, a estrutura parcial está sujeita a condições de contorno diferentes, quando comparadas à ponte finalizada, e a carregamentos que atuam somente durante as etapas construtivas.

A análise das etapas de execução de uma ponte estaiada é complexa do ponto de vista computacional. Dentre os fatores que justificam tal afirmação estão as grandes dimensões e a esbeltez dos elementos que as compõem, e o seu comportamento estrutural altamente não-linear, os quais destacam-se (REDDY et al,1999; WANG et al, 2002; KIM et al, 2017; GRANATA et al, 2012; WANG et al, 2004):

- a) efeito de catenária dos estais devido a ação do peso próprio dos cabos;
- b) comportamento viga-coluna (*beam-column effect*) do tabuleiro, que ocorre devido a adição de esforços compressivos provenientes da protensão dos estais (efeito P-delta);
- c) efeito de grandes deslocamentos nos elementos estruturais, observados principalmente durante os processos de execução, que conduzem a constantes alterações geométricas e ao surgimento de esforços causados pelos efeitos de excentricidades nos elementos estruturais sujeitos a solicitações de compressão;
- d) efeito interativo entre o conjunto tabuleiro-estais-pilone, que resulta na interdependência dos esforços entre cada um destes elementos estruturais. Portanto, devido à geometria e às conexões entre os membros estruturais que compõem as pontes estaiadas, o comportamento estrutural local de cada membro afeta diretamente o comportamento dos membros vizinhos (KIM et al, 2017). Um exemplo deste fenômeno são as atividades de correção das protensões nos estais durante as fases construtivas, que são necessárias devido ao efeito do pré-tensionamento dos estais vizinhos (WANG et al, 2002; GRANATA et al, 2012).

O comportamento dependente do tempo dos materiais também é um fator que torna as análises computacionais, e a execução destas estruturas, algo particular e especial. Conforme o Código Modelo *fib* 2010, em seu boletim 65, as pontes estaiadas são altamente sensíveis ao comportamento tempo dependente dos materiais que as constituem, e o principal fator que explica essa característica é a elevada esbelteza destas estruturas. Portanto, o efeito da fluência e a retração do concreto devem ser consideradas durante as simulações das etapas construtivas, a fim de prever adequadamente as deformações e deslocamentos nos elementos estruturais, e determinar de modo adequado as protensões necessárias a serem aplicadas em cada estai durante as etapas construtivas (GRANATA et al, 2012). Segundo Gomes (2013), as deformações diferidas devido à fluência no concreto em estruturas deste tipo podem chegar a três vezes o valor das deformações instantâneas.

Atualmente, o método computacional mais utilizado para as análises estruturais de pontes estaiadas é o método dos elementos finitos. Esta metodologia consiste em dividir o modelo estrutural a ser projetado em um conjunto de elementos contínuos simplificados, e cujas soluções matemáticas analíticas são conhecidas. Desta maneira, o comportamento estrutural do meio contínuo é aproximado para um sistema discreto equivalente, através da geração de uma “malha” em elementos finitos, que representa matematicamente a estrutura completa subdividida em elementos mais simples de serem calculados. Os elementos finitos são correlacionados uns aos outros nas malhas geradas através dos “nós”, e os sistemas de equações discretas a serem resolvidas possuem como principais incógnitas os deslocamentos nodais (SORIANO e LIMA, 1998; FELIPPA, 2001; BATHE, 1996; QUEVEDO, 2017). Os elementos finitos são compostos por formas unidimensionais (linhas), bidimensionais (áreas) e tridimensionais (volumes), conforme exemplificados na Figura 2.34; e sua utilização depende do tipo de estrutura a ser analisada.

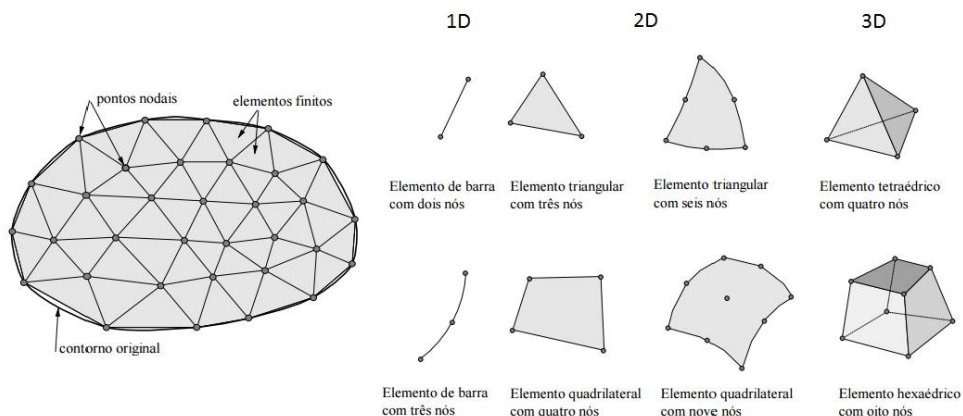


Figura 2.34 – Tipos de elementos finitos mais comuns em análise de estruturas. (QUEVEDO, 2017)

A principal vantagem do uso desta metodologia computacional para as análises estruturais de pontes estaiadas é a sua generalização, ou seja, através dela é possível simular e analisar estruturas com geometrias complexas e cujo grau de hiperestaticidade é indeterminado. Além disso, as formulações matemáticas dos elementos finitos utilizados permitem simular o comportamento não-linear desta tipologia de obras de arte, e introduzir os modelos reológicos para a previsão dos efeitos dependentes do tempo dos materiais.

Os principais objetivos das simulações numéricas de pontes estaiadas são a determinação das configurações de forma inicial da estrutura (*initial shape analysis*), análises de estabilidade local e global dos elementos estruturais, deslocamentos estáticos e dinâmicos, considerando a estrutura em seu estado completo, e parcial durante as etapas de construção. As análises das configurações de forma da estrutura são realizadas a fim de prever adequadamente, e de forma otimizada, as tensões iniciais necessárias a serem aplicadas nos estais, de modo que os deslocamentos e momentos no tabuleiro e pilones sejam minimizados (WANG et al, 2004; KIM et al, 2017).

A fim de tornar possível a previsão do comportamento mecânico dos elementos estruturais durante as fases de construção de pontes estaiadas, dois métodos de análise computacional são utilizados: o método retroativo (*backward analysis*), proposto inicialmente por Behin (1990) e Behin e Murray (1992), e o método de avanço sucessivo (*forward process analysis*) (WANG et al, 2004). Através desses procedimentos é possível analisar a evolução dos carregamentos nos estais, determinar as contra flechas nas aduelas, e prever o estado de tensões no pilone e tabuleiro ao longo do processo de construção da ponte; de modo que em sua conformação final obtenham-se as solicitações, e formas geométricas previstas no modelo completo da ponte. Desse modo, essas metodologias permitem prever a execução das estruturas de pontes estaiadas com o menor número de correções nas tensões dos estais ao longo das fases construtivas, acarretando menos custos atrelados ao processo executivo destas obras.

2.8.1 Método de análise dos avanços sucessivos

Esta metodologia é caracterizada pela modelagem da ponte seguindo as sequências dos estágios de construção previstos. Portanto, as estruturas formadas ao longo das etapas executivas são analisadas individualmente, e conforme a construção avança, ao longo das simulações numéricas, toma-se os resultados de tensões, deformações e configurações de

formas geométricas referentes às análises anteriores, que são atualizadas com a adição de cada elemento estrutural subsequente nos estágios de construção, até que se chega a estrutura finalizada. Com isso são previstas as condições finais de tensões e deformações nos estais, pilones e tabuleiro; e os deslocamentos previstos ao longo da estrutura (WANG et al, 2004; KIM et al, 2016).

Durante cada estágio as configurações geométricas, e as solicitações internas dos elementos estruturais que compõem a ponte estaiadas são determinadas. E em cada fase subsequente são feitas novas análises da configuração de forma inicial, considerando os carregamentos permanentes e cargas construtivas, de modo a determinar as tensões necessárias nos estais para que o tabuleiro seja mantido na posição de projeto. Com isso, elabora-se o plano de estaiamento que será considerado na execução real da ponte.

O método de análise dos avanços sucessivos possui como vantagens a possibilidade de simular os efeitos tempo-dependentes dos materiais, pois as simulações são conduzidas segundo as sequencias de execução real da ponte. Entretanto, durante cada etapa das análises estruturais, a obtenção das configurações de forma inicial e a determinação dos esforços necessários em cada estai são realizadas, o que torna esta metodologia de análise mais lenta, quando comparada ao método retroativo (WANG et al, 2004; GRANATA et al, 2012).

2.8.2 Método de análise retroativa

Nesta metodologia a estrutura é modelada, primeiramente, em sua forma completa, obtendo-se a configuração de forma da estrutura final. Com os deslocamentos previstos no tabuleiro e pilones, inicialmente devido aos carregamentos permanentes, são definidas as protensões necessárias em todos os estais, para que os deslocamentos nos elementos da estrutura finalizada sejam minimizados, de modo que apresentem suas solicitações mecânicas otimizadas segundo os padrões desejados pelos projetistas, e conforme as recomendações normativas.

Com os resultados do modelo completo obtidos, retrocede-se as análises da estrutura durante as suas fases de execução, das finais em direção as iniciais. Em cada análise das etapas construtivas a ponte é considerada como uma nova estrutura independente, sendo aplicado os carregamentos referentes aos equipamentos utilizados na construção, o peso próprio dos

elementos estruturais que a constituem, e as tensões iniciais necessárias para cada estai, que foram determinadas inicialmente no modelo da estrutura completa.

A vantagem da metodologia retroativa, em relação a dos avanços sucessivos, é que a análise para a determinação da configuração de forma é realizada somente uma vez, considerando a estrutura completa. Com isso, as contra flechas nas aduelas e as tensões finais nos estais são determinadas a priori. Já na metodologia dos avanços sucessivos as análises de configuração de forma são feitas em cada etapa, pois as tensões nos estais e contra flechas necessárias nas aduelas não são conhecidas no início das simulações de cada etapa construtiva. Entretanto, a desvantagem do uso da metodologia retroativa é que os efeitos tempo-dependentes dos materiais não são incluídos nas análises, pois as simulações são realizadas na direção contrária ao fluxo real de execução da ponte (WANG et al, 2004; GRANATA et al, 2012).

2.9 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS DE PROJETO PARA PONTES ESTAIADAS

Durante as fases de projeto e análises das etapas construtivas de pontes estaiadas os seguintes critérios normativos são considerados:

- a) Conforme o *EUROCODE 2* (2004), em seu item 5.10.2.2, as tensões de compressão nos elementos de concreto em seu estado de serviço não devem exceder $0,45 f_{ck}(t)$, sendo $f_{ck}(t)$ a tensão característica à compressão do concreto no tempo “t”, para que seja mantido o comportamento linear de fluência do concreto. As formulações para a previsão das deformações por fluência pelos métodos apresentados pelo Código Modelo *fib* 2010, no boletim 65 em seu item 5.1.9, estabelece a validade de sua utilização para estruturas cujo estado tridimensional de tensões de compressão no concreto sejam de $|\sigma_c| \leq 0,40f_{cm}(t_0)$, em que “t0” é a idade em que o concreto é carregado, e f_{cm} é a resistência característica média do concreto a compressão na idade de carregamento “t0”;
- b) O boletim 66 do Código Modelo *fib* 2010, em seu item 7.2.3.1.2, indica que o concreto pode ser considerado como um elemento que apresenta somente deformações instantâneas elásticas quando está sob um estado de compressão compreendido entre $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0,40f_{cm}$, considerando o estado de serviço;

- c) As tensões de projeto nos estais são limitadas a $0,45f_{ptk}$ (Anexo G da NBR 7187:2020). Sendo f_{ptk} a tensão de tração característica das cordoalhas que compõem o estai. Conforme Gimsing (2012), a relaxação nos estais aceleram significativamente quando as tensões permanentes nos cabos excedem 50% da tensão de tração. Portanto, considerando o estado de serviço sob carregamentos permanentes, não é recomendado que as tensões de projeto nos estais excedam o limite de $0,45f_{ptk}$.

3 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo são apresentados os aspectos técnicos e as características referentes aos elementos da mesoestrutura e superestrutura que compõem a Ponte do Saber, que é a estrutura considerada nas simulações numéricas das etapas construtivas realizada neste trabalho.

3.1 A PONTE DO SABER

A Ponte do Saber foi inaugurada em janeiro de 2012, e está localizada na cidade do Rio de Janeiro – RJ, sendo esta a primeira ponte estaiada da cidade. O projeto arquitetônico foi desenvolvido pelo arquiteto brasileiro Alexandre Chan, e o projeto estrutural é de responsabilidade de VGarambone Projetos e Consultoria Ltda. A execução foi realizada pela Construtora Queiroz Galvão S/A.

De acordo com Gomes (2013), o projeto foi desenvolvido com o objetivo de atender à crescente demanda de tráfego na região da Cidade Universitária (UFRJ), que está localizada na Ilha do Fundão, em direção aos bairros do Centro e Zona Sul da cidade do Rio de Janeiro e Niterói. A criação de uma ponte que fizesse a ligação entre a Cidade Universitária e a Via Expressa Presidente João Goulart (Linha Vermelha) foi apontada como a melhor opção. A Figura 3.1 apresenta a planta de localização da Ponte do Saber.

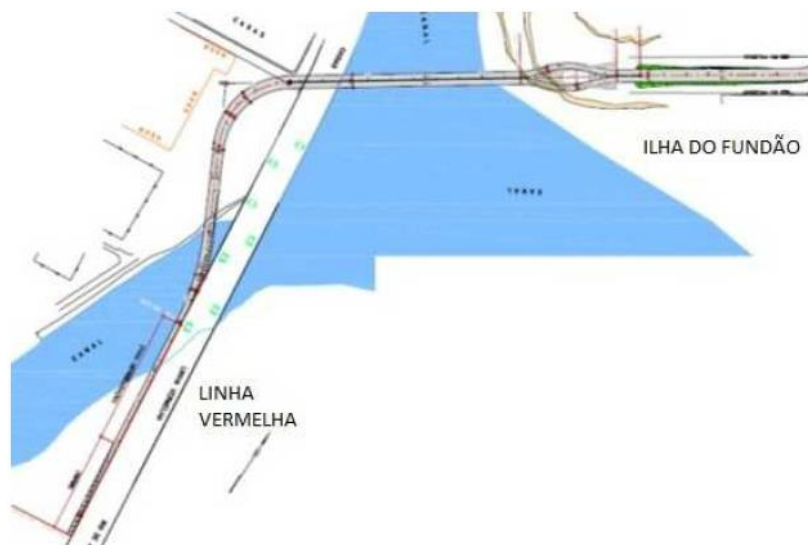


Figura 3.1 – Planta de localização da Ponte do Saber. (GOMES, 2013)

O projeto deveria apresentar baixo impacto ambiental na região, de forma que a ponte não causasse interferências no fluxo hidroviário presente no Canal do Fundão, e seu projeto fosse adequado ao programa de recuperação ambiental dos canais da região (CIDADE, 2017). Portanto, a estrutura prevista não deveria ter apoios no canal navegável, o que tornou necessário a adoção de uma ponte com um vão principal de grande dimensão. Devido a estas características, e somada ao apelo estético desejado, já que a Linha vermelha é uma das principais vias que ligam a região sul do Rio de Janeiro ao Aeroporto Internacional Tom Jobim, o projeto adotado foi de uma ponte estaiada composta por pilone único em concreto armado, estais dispostos de forma assimétrica com um plano central ao longo do tabuleiro.

Quanto as suas dimensões, a Ponte do Saber possui um vão principal de 179,40 m, medidos entre eixos de fundação, e pilone de 94,00 m de altura. Ao longo do tabuleiro são posicionados 15 estais, e na porção traseira da estrutura é adotado 3 pares de estais de retaguarda, que são utilizados com o objetivo de equilibrar a estrutura devido aos carregamentos não simétricos atuantes no pilone, reduzindo assim as deformações no vão principal da ponte. A figura 3.2 apresenta a vista lateral do projeto da Ponte do saber.

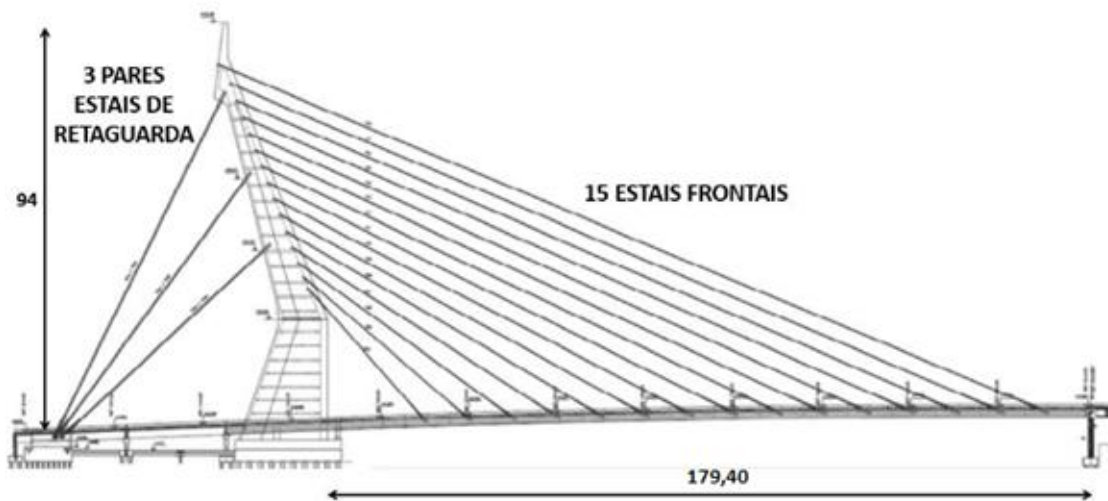


Figura 3.2 – Representação longitudinal da Ponte do Saber. (Adaptado de LAZZARI, 2016).

3.1.1 Características do pilone

Na Ponte do Saber o pilone constitui o elemento estrutural de maior destaque estético, devido ao formato geométrico previsto no projeto arquitetônico. A presença de uma inflexão, localizada a 27,00 m a partir do ponto de início da torre em relação ao bloco de coroamento,

caracteriza um grande desafio do ponto de vista estrutural, pois esta inflexão prevista não é vantajosa para o caso do pilone, porque este elemento estrutural está sujeito a elevados esforços de compressão. O pilone foi projetado considerando o concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 50 MPa. A Figura 3.3 mostra o pilone projetado, em corte longitudinal, onde é possível observar a inflexão prevista no projeto arquitetônico e a distribuição dos estais ao longo de sua altura.

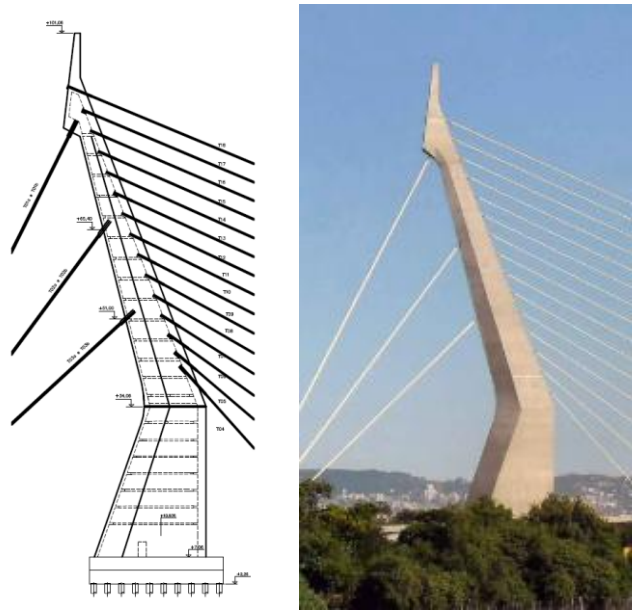


Figura 3.3 – Pilone projetado para a Ponte do Saber. (VGARAMBONE, 2012)

A definição da altura do pilone tem ligação direta com a geometria e o sistema de estaiamento adotado, pois a quantidade e a inclinação dos cabos são os principais fatores que determinam a altura final desta estrutura. Segundo Gomes (2013), a inclinação dos estais exercem grande influência na eficiência global do sistema estrutural, em que é recomendado para os cabos mais longos a inclinação mínima de 25 graus. Tendo em vista estas observações, a altura final de projeto do pilone da Ponte do Saber foi de 94,00 m, com estais frontais distribuídos ao longo de sua altura de modo equidistante, com espaçamento de 4,00 m entre cabos.

A seção transversal adotada é celular, em formato caixão, com dimensões que variam de 20,00 m de comprimento e 9,00 m de largura na base, até 1,96 m de comprimento e 2,48 m de largura no topo. As paredes laterais possuem 45 cm de espessura; na porção traseira, região em que são dispostos os estais de retaguarda, foi adotado 50 cm de espessura de concreto; e na porção frontal, em que são ancorados os estais que estão ligados ao tabuleiro, foi adotado 150 cm de espessura. Foram projetadas duas lajes maciças de 30 cm de espessura no interior

do pilone, contínuas em toda a seção transversal, nas regiões em que esta estrutura era ligada ao tabuleiro da ponte, cujo objetivo é promover a união entre o pilone e o tabuleiro de forma monolítica. A Figura 3.4-a mostra a seção transversal do pilone em sua base, e a Figura 3.4-b mostra o detalhe, em corte, das lajes maciças internas projetadas.

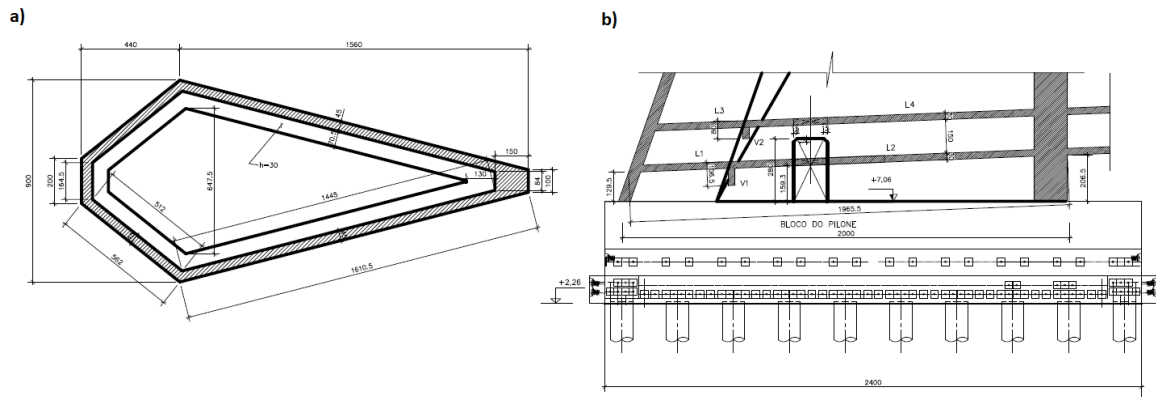


Figura 3.4 – (a) Seção transversal do pilone; (b) lajes maciças contínuas no encontro do pilone com o tabuleiro da ponte. (VGARAMBONE, 2012)

Na região em que ocorre a inflexão no pilone, previsto no projeto arquitetônico, foram utilizadas seções de enrijecimento através da execução de lajes de concreto armado e estroncas em formato de cruz. Além disso, nesta região, foi projetado um aumento de espessura no pilone na porção traseira da seção transversal. A Figura 3.5-a apresenta a seção transversal na região da inflexão do pilone, e A Figura 3.5-b mostra o aumento da seção de concreto neste ponto.

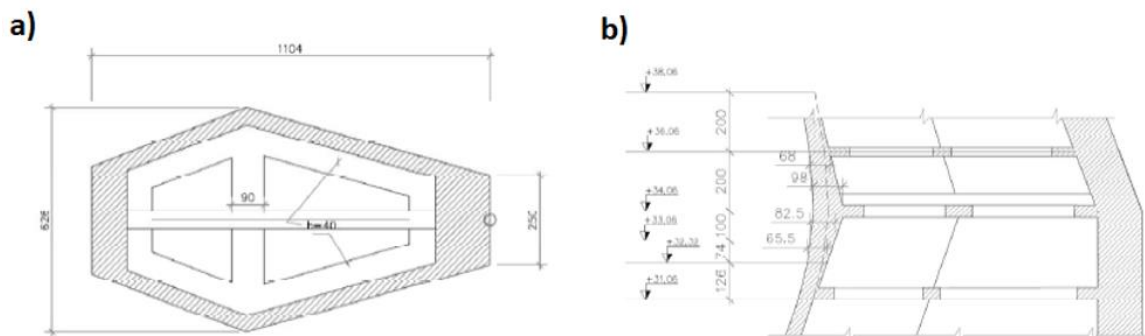


Figura 3.5 – (a) Seção transversal na região da inflexão do pilone; (b) aumento da seção de concreto na região traseira do pilone. (VGARAMBONE, 2012)

As regiões de ancoragem dos estais de retaguarda no pilone constituem em zonas críticas durante os projetos estruturais, pois estes locais estão sujeitos a esforços de grande magnitude,

que ocorrem devido à protensão nesses cabos. Na Ponte do Saber foi projetado um aumento de espessura de concreto nas regiões em que os estais de retaguarda foram ancorados ao pilone, que passaram de 50 cm para 190 cm. De acordo com Gomes (2013), no projeto da Ponte do Saber, as solicitações de tração dos cabos atuantes nessas regiões chegaram a 22.000 kN. A Figura 3.6 mostra o detalhamento longitudinal da região em que os pares de estais de retaguarda são ancorados ao pilone.

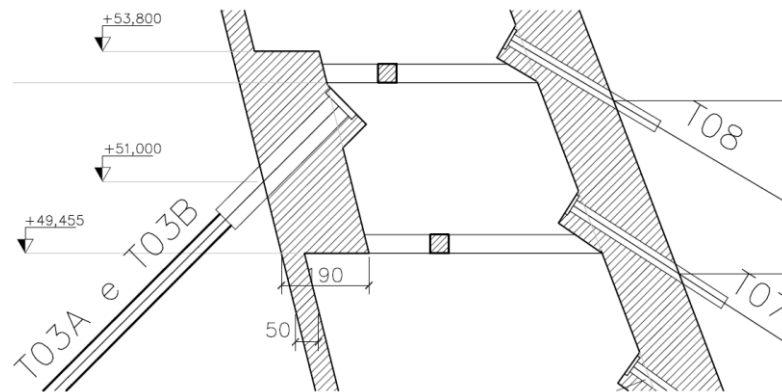


Figura 3.6 – Detalhamento longitudinal das zonas de ancoragem dos estais de retaguarda no pilone. (VGARAMBONE, 2012)

A execução do pilone foi realizada através do uso de formas trepantes, e as concretagens ocorreram em intervalos médios de 3,50 m de altura. O estaiamento dos cabos frontais e de retaguarda foram realizados paralelamente a execução do pilone. A Figura 3.7 apresenta algumas fotos tiradas durante a execução do pilone da Ponte do Saber.



Figura 3.7 – Execução do pilone da Ponte do Saber. (GOMES, 2013; Souza JR Topografia e Engenharia, 2013)

3.1.2 Características dos estais

Os estais utilizados na obra da Ponte do Saber são formados por cordoalhas múltiplas, cada uma formada por sete fios galvanizados. As cordoalhas utilizadas são compostas de aço CP-177RB, com diâmetro externo de 15,7 mm. Cada uma é revestida por uma camada de cera de petróleo, e polietileno de alta densidade (PEAD). De acordo com Gomes (2013), foram realizados ensaios de tração e de relaxação nas cordoalhas utilizadas nas obras da ponte. O autor destaca que os resultados dos ensaios de relaxação, realizados em um intervalo de tempo de 1000h, com carga atuante de 70% da carga última a tração, foram de no máximo 2,08% (GOMES, 2013). A Figura 3.8 apresenta o tipo de cordoalha utilizada nos estais da Ponte do Saber.



Figura 3.8 – Cordoalhas utilizadas nos estais da Ponte do Saber. (TYCSA, 2019)

A Ponte do Saber é composta por 21 estais em sua totalidade, sendo 6 cabos dispostos na porção traseira da estrutura, formando os estais de retaguarda, e 18 cabos ao longo do tabuleiro. Os estais de retaguarda foram compostos por três pares de cabos que possuem formato geométrico de “V”, quando vistos em planta. Os estais frontais foram ancorados ao tabuleiro com espaçamento equidistante de 10,00 m, e fixados a cada 4,00 m ao longo da altura do pilone. Os estais de retaguarda foram numerados e identificados em pares, sendo a sua identificação: T01a/b (nível +84,06 m), T02a/b (nível +67,945 m) e T03a/b (nível +53,125 m). Os estais frontais foram identificados e numerados sucessivamente de T04 até T18. O primeiro estai frontal, T04, foi ancorado a uma distância de 22,00 m do pilone. A Figura 3.9 apresenta a distribuição longitudinal dos cabos ao longo do tabuleiro, e a Figura 3.10 apresenta a obra da Ponte do Saber finalizada, nela pode-se observar a disposição geométrica dos estais, em particular os elementos de retaguarda, cuja identificação dos pares de cabos é indicada.

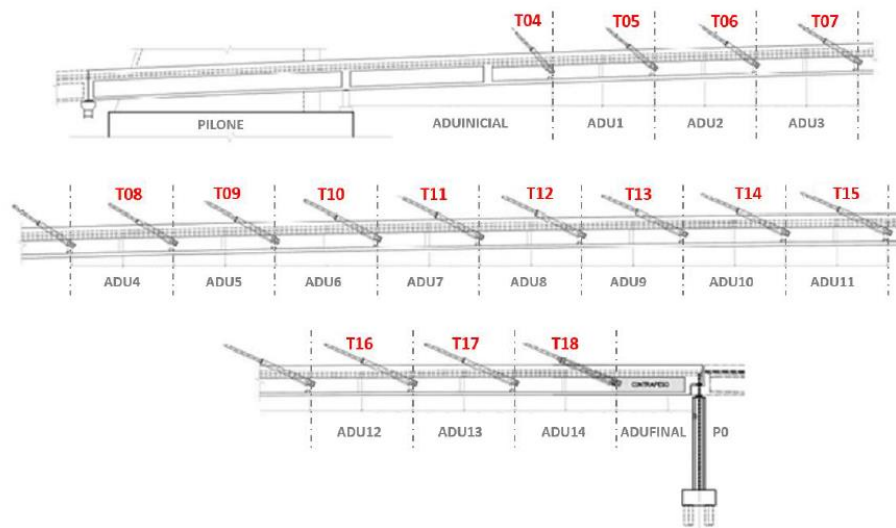


Figura 3.9 – Distribuição longitudinal dos estais ao longo do tabuleiro. (LAZZARI, 2016)

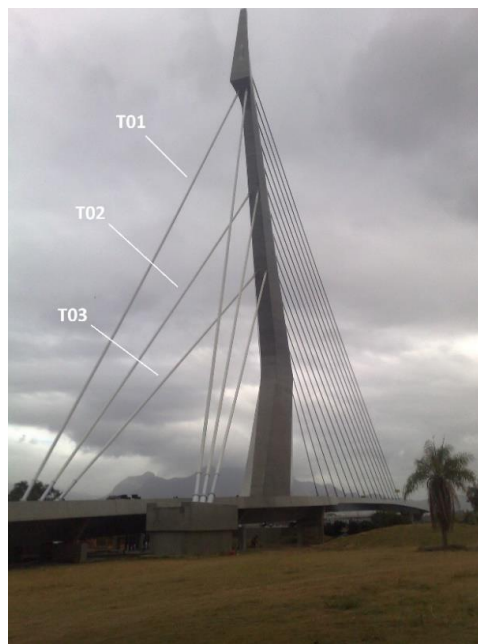


Figura 3.10 – Configuração geométrica dos estais na obra finalizada. (SOUZA JR TOPOGRAFIA E ENGENHARIA, 2013)

A ancoragem dos estais é composta por dois sistemas posicionados nas extremidades dos cabos, sendo um deles regulável e o outro fixo. A protensão nas cordoalhas é inserida na porção regulável do sistema de ancoragem, que permite que ajustes nos esforços de protensão atuantes sejam efetuados ao longo da execução da obra. Na Ponte do Saber foram utilizados sistemas de ancoragem com capacidade de acomodar de 31 até 127 cordoalhas. O Quadro 3.1 apresenta o número de cordoalhas utilizadas em cada estai, assim como as respectivas áreas de aço do conjunto.

Estai	Unidade de ancoragem	Área de aço (cm ²)	Estai	Unidade de ancoragem	Área de aço (cm ²)
T01 a/b	127Ø	190,50	T10	55Ø	82,50
T02 a/b	127Ø	190,50	T11	55Ø	82,50
T03 a/b	127Ø	190,50	T12	55Ø	82,50
T04	31Ø	46,50	T13	55Ø	82,50
T05	31Ø	46,50	T14	55Ø	82,50
T06	37Ø	55,50	T15	55Ø	82,50
T07	37Ø	55,50	T16	55Ø	82,50
T08	37Ø	55,50	T17	55Ø	82,50
T09	55Ø	82,50	T18	55Ø	82,50

Quadro 3.1 – Ancoragens e áreas de aço em cada estai. (baseado em LAZZARI, 2016)

O processo de estaiamento ocorreu em duas fases. A primeira corresponde a montagem de todos os elementos componentes dos estais (tubo PEAD, sistema de proteção, dispositivos de ancoragem e cordoalhas). A segunda corresponde a fase de protensão das cordoalhas que compõem os estais, que foi realizada em cada elemento individualmente, através do uso de macacos hidráulicos. A empresa executora do serviço utilizou o método do isoalongamento, cujo objetivo é que, ao final do processo, todas as cordoalhas que compõem um referido estai apresentem o mesmo alongamento, e por consequência estejam sujeitas aos mesmos esforços de tração. A Figura 3.11 mostra o processo de protensão de um estai da Ponte do Saber, sendo possível observar o dispositivo hidráulico utilizado para protender cada cordoalha individualmente.



Figura 3.11 – Protensão de um estai que compõe a Ponte do Saber. (GOMES, 2013)

3.1.3 Características do tabuleiro

O projeto do tabuleiro foi determinado através da consideração de requisitos técnicos impostos pelo projeto geométrico, que previa duas faixas de rolamento com 4,50 m de largura cada, e as condições ambientais da obra, que indicou a necessidade de um vão livre de 179,40 m. Outros fatores relevantes durante o projeto do tabuleiro foram: a sua seção transversal, os materiais, método construtivo adotado, e a disposição dos estais ao longo da estrutura.

Por possuir estais em plano único central, o tabuleiro da Ponte do Saber deve possuir elevada rigidez a solicitações de torção, sendo este um dos principais esforços atuantes em pontes estaiadas com cabos nesta conformação geométrica. Por isso foi necessário a adoção de seção do tipo caixão. A Figura 3.12 apresenta a seção transversal caixão das aduelas que compõem o tabuleiro da Ponte do Saber.

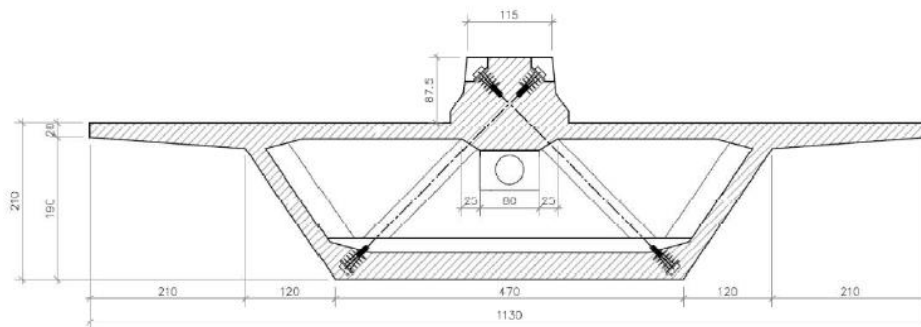


Figura 3.12 – Seção transversal caixão do tabuleiro da Ponte do Saber. (VGARAMBONE, 2012)

A seção transversal do tabuleiro, conforme representado na Figura 3.12, apresenta 11,30 m de largura total, e 2,10 m de altura. Na porção central foi adotado uma viga de enrijecimento longitudinal com 124,50 cm de altura, que foi projetada com objetivo de aumentar a rigidez à flexão da seção. Os balanços laterais possuem 2,10 m de comprimento. A laje superior tem 22 cm de espessura na parte central, e espessura variável de 35 até 20 cm nos balanços. A laje inferior possui 35 cm de espessura, e as nervuras inclinadas da seção 22 cm de espessura. Quanto ao material utilizado, conforme o projeto estrutural, o tabuleiro foi considerado de concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 50 MPa.

O tabuleiro é composto por um conjunto de dezesseis aduelas, construídas através do método dos balanços sucessivos. A Figura 3.13 apresenta a disposição e identificação de cada aduela que compõem o vão principal da Ponte do Saber.

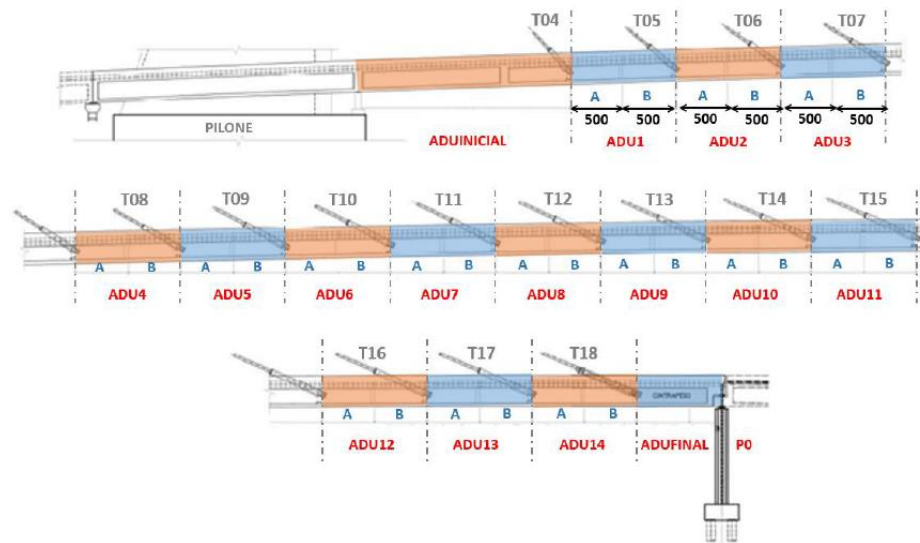


Figura 3.13 – Identificação das aduelas no tabuleiro da Ponte do Saber. (LAZZARI, 2016)

As aduelas identificadas como ADU1 até ADU14 foram executadas em dois trechos de 5,00 m, resultando em um total de 10,00 m, que corresponde ao espaçamento entre estais adotado ao longo do tabuleiro. As aduelas são subdivididas em dois trechos de 5,00 m, sendo identificados como trecho A (primeiros 5,00 m) e trecho B (5,00 m finais). O ponto P0 indica o local em que a aduela final é apoiada sobre o viaduto que faz a ligação da Ponte do Saber com a Linha Vermelha.

Nas regiões em que os estais são ancorados ao tabuleiro, correspondente aos 35 cm finais das aduelas do tipo B, foram projetadas seções de enrijecimento em formato de “W”, que correspondem às almas da seção, que resultam em dois tirantes inclinados que transmitem as reações da viga de enrijecimento ao ponto de aplicação da carga dos estais. Cada tirante é protendido com um cabo de 12Ø12,7 mm. A mesma seção de enrijecimento foi adotada na região final das aduelas do tipo A (35 cm finais), entretanto estes elementos não receberam protensão. A Figura 3.14 apresenta as seções de enrijecimento adotadas no projeto estrutural da Ponte do Saber.

O tabuleiro em uma ponte estaiada é um elemento estrutural sujeito à flexo-compressão, cujas solicitações são inseridas gradativamente conforme avançam as etapas de construção. Devido a estes apontamentos, e levando-se em consideração o prazo necessário para a execução completa destas obras especiais, a previsão das deformações por fluência e retração no concreto tornam-se necessárias. Tendo em vista o efeito de fluência do concreto, e com o objetivo de minimizar os efeitos de deformações causadas por esse fenômeno, o *greide* de

projeto da Ponte do Saber foi considerado acima do projeto geométrico. Segundo Lazzari (2016), esta metodologia pode resultar em problemas de desníveis no momento do fechamento de vãos centrais, ou encontro com apoios extremos. A Figura 3.15 mostra a execução das aduelas que formam o tabuleiro da Ponte do Saber através do método dos balanços sucessivos.



Figura 3.14 – Seções de enrijecimento projetadas no tabuleiro. (TOLEDO, 2014)



Figura 3.15 – Construção do tabuleiro pelo método dos balanços sucessivos. (GOMES, 2013)

3.1.4 Etapas de construção e modelo de cálculo

A Ponte do Saber é constituída por estruturas de concreto protendido moldadas *in loco*, tanto o pilone, quanto o tabuleiro. O pilone foi construído com o uso de formas trepantes, que permitiram a execução da geometria prevista no projeto. E as aduelas foram executadas através do método dos balanços sucessivos. A construção das aduelas, pilone e o estaiamento

do tabuleiro foram feitas de forma conjunta, em processos paralelos, ou seja, conforme a execução das aduelas avançava, o pilone era erguido até os pontos em que os estais deveriam ser ancorados e, posteriormente, protendidos nas respectivas regiões das aduelas em que foram instalados os dispositivos de ancoragem. A Figura 3.16 apresenta a execução da Ponte do Saber, nela é possível observar a construção paralela dos elementos estruturais que constituem a mesoestrutura e superestrutura.



Figura 3.16 – Execução da Ponte do Saber. (LAZZARI, 2016)

Durante a execução do tabuleiro, somente a aduela inicial foi totalmente escorada, e posteriormente a ela, as demais aduelas foram construídas através do método dos balanços sucessivos com o uso de treliças. Ao finalizar a execução do tabuleiro, previu-se um desnível na extremidade deste elemento estrutural, que foi corrigido através da utilização de tirantes ancorados as fundações do pilar P0, e que foram protendidos a fim de posicionar a estrutura do tabuleiro no nível do projeto do *greide* geométrico no encontro com o viaduto de acesso à linha vermelha. As aduelas da ponte foram executadas segundo a metodologia descrita:

- 1) Execução da aduela do tipo A;
- 2) Avanço da treliça sobre a aduela do tipo A;
- 3) Execução da aduela do tipo B;
- 4) Protensão do estai;
- 5) Avanço da treliça sobre a aduela do tipo B.

O Quadro 3.2 mostra as 84 fases de execução do plano de estaiamento da Ponte do Saber. Os estais de retaguarda T01a/b, T02a/b e T03a/b foram protendidos em três etapas, conforme a construção das aduelas e a execução dos estais frontais avançava. Desta forma, minimizou-se

os momentos fletores atuantes na base do pilone durante a construção da mesoestrutura e superestrutura da ponte.

1	Estaiamento de	T04	29	Estaiamento de	T09	57	Estaiamento de	T14
2	Treliça apoiada em	P04	30	Treliça apoiada em	P09	58	Treliça apoiada em	P14
3	Concretagem até	P04a	31	Concretagem até	P09a	59	Concretagem até	P14a
4	Treliça apoiada em	P04a	32	Treliça apoiada em	P09a	60	Treliça apoiada em	P14a
5	Concretagem até	P05	33	Concretagem até	P10	61	Concretagem até	P15
6	Estaiamento de	T03	34	Estaiamento de	T10	62	Estaiamento de	T15
7	Estaiamento de	T05	35	Treliça apoiada em	P10	63	Treliça apoiada em	P15
8	Treliça apoiada em	P05	36	Concretagem até	P10a	64	Estaiamento de	T02
9	Estaiamento de	T04	37	Treliça apoiada em	P10a	65	Concretagem até	P15a
10	Concretagem até	P05a	38	Concretagem até	P11	66	Treliça apoiada em	P15a
11	Treliça apoiada em	P05a	39	Estaiamento de	T11	67	Concretagem até	P16
12	Concretagem até	P06	40	Treliça apoiada em	P11	68	Estaiamento de	T01
13	Estaiamento de	T06	41	Estaiamento de	T03	69	Estaiamento de	T16
14	Treliça apoiada em	P06	42	Estaiamento de	T02	70	Treliça apoiada em	P16
15	Concretagem até	P06a	43	Concretagem até	P11a	71	Concretagem até	P16a
16	Treliça apoiada em	P06a	44	Treliça apoiada em	P11a	72	Treliça apoiada em	P16a
17	Concretagem até	P07	45	Concretagem até	P12	73	Concretagem até	P17
18	Estaiamento de	T07	46	Estaiamento de	T12	74	Estaiamento de	T17
19	Treliça apoiada em	P07	47	Treliça apoiada em	P12	75	Treliça apoiada em	P17
20	Estaiamento de	T03	48	Concretagem até	P12a	76	Concretagem até	P17a
21	Concretagem até	P07a	49	Treliça apoiada em	P12a	77	Treliça apoiada em	P17a
22	Treliça apoiada em	P07a	50	Concretagem até	P13	78	Concretagem até	P18
23	Concretagem até	P08	51	Estaiamento de	T13	79	Estaiamento de	T18
24	Estaiamento de	T08	52	Treliça apoiada em	P13	80	Treliça apoiada em	P18
25	Treliça apoiada em	P08	53	Estaiamento de	T02	81	Concretagem até	P18a
26	Concretagem até	P08a	54	Concretagem até	P13a	82	Estaiamento de	T01
27	Treliça apoiada em	P08a	55	Treliça apoiada em	P13a	83	Concretagem até	P_Final
28	Concretagem até	P09	56	Concretagem até	P14	84	Atirantamento - P0	

Quadro 3.2 – Fases construtivas das aduelas e estais da Ponte do Saber. (adaptado de SILVA, 2017)

A Figura 3.17 apresenta as subdivisões das aduelas construídas, e mostra a localização dos pontos notáveis considerados no momento das verificações de deformações e deslocamentos da estrutura durante sua construção.

A determinação do plano de estaiamento, com os valores das protensões nos estais e deslocamentos verticais nas aduelas, deve ser realizada com base no mesmo modelo numérico utilizado para o projeto estrutural. A Ponte do Saber foi modelada, e posteriormente analisada,

através do método dos elementos finitos com o uso do *software* comercial SAP2000. A Figura 3.18 apresenta o modelo em elementos finitos considerado para o projeto estrutural da Ponte do Saber, nele foram utilizados elementos unidimensionais de barra para representar o tabuleiro ao longo do vão principal, elementos unidirecionais de cabo para os estais, elementos bidirecionais de casca para a parede do pilone, e elementos tridimensionais para os blocos de fundação.

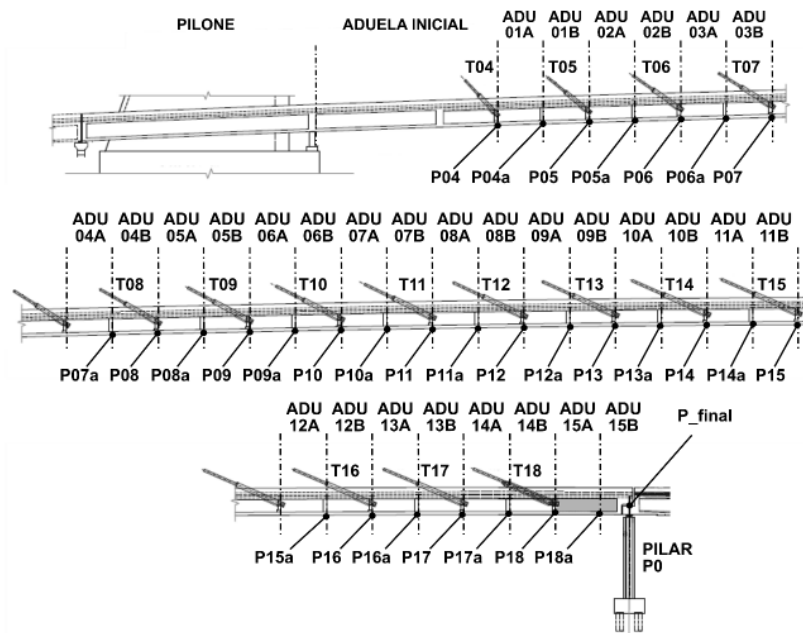


Figura 3.17 – Identificação dos pontos notáveis para os marcos das cotas do tabuleiro. (SILVA, 2017)

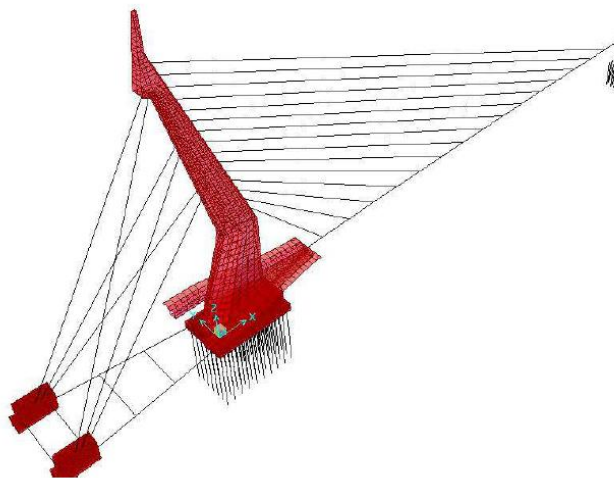


Figura 3.18 – Modelo em elementos finitos utilizado no projeto estrutural da Ponte do Saber no SAP2000. (GOMES, 2013).

4 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

A fim de estudar o comportamento de estruturas através do método dos elementos finitos, faz-se necessário implementar as equações constitutivas que possam representar de forma satisfatória o comportamento dos materiais. Conforme Campos Filho (2003), estas equações são expressões que relacionam as tensões, deformações e o tempo. De modo geral, o comportamento dos materiais pode ser subdividido em três categorias: comportamento elástico, plástico e viscoso.

O comportamento elástico dos materiais constitui o fator fundamental da teoria da elasticidade, que começou a ser formulada por volta do século XVII e XVIII pelos cientistas R. Hooke, J. Bernoulli, L. Euler e A. Coulomb, entre outros (AWRUCH et al, 2018). A principal característica do comportamento elástico dos materiais é a presença de deformações imediatas e reversíveis, que ocorrem simultaneamente à aplicação de tensões sobre um corpo material, e que permanecem constantes ao longo do tempo, se os carregamentos que a originam continuam atuando. A reversibilidade dessas deformações ocorre, pois, ao retirar-se os carregamentos que geram tais deformações estas se anulam, e o corpo volta a configuração geométrica indeformada inicial. Existem dois tipos de comportamento elástico observado nos materiais: O elástico-linear e elástico não-linear, ambos representados nos gráficos tensão-deformação na Figura 4.1.

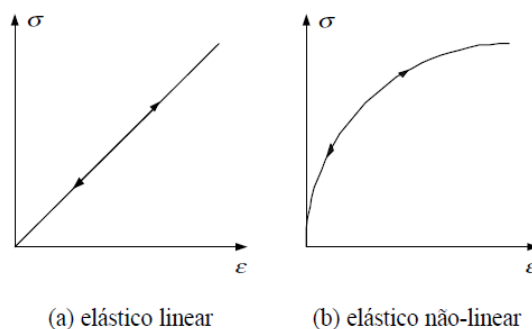


Figura 4.1 – Gráficos representativos de tensão-deformação de materiais em comportamento elástico. (CAMPOS FILHO, 2003)

O comportamento elástico linear dos materiais é representado através de elementos de mola. A relação direta existente entre a força aplicada nos elementos, a rigidez e o deslocamento observado caracterizam a chamada Lei de Hooke (Equação 4.1). A Figura 4.2 apresenta o modelo de mola que representa o comportamento elástico linear dos materiais.

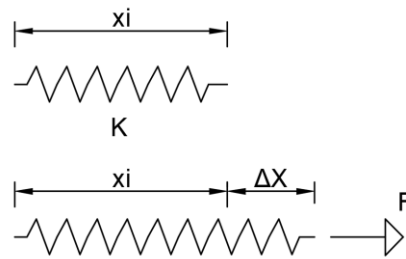


Figura 4.2 – Modelo reológico de mola representativo do comportamento elástico linear dos materiais.

A lei de Hooke caracteriza o método dos deslocamentos para a análise matricial de estruturas, dada pela Equação 4.1.

$$\{F\} = [K] \cdot \{\Delta X\} \quad (4.1)$$

Sendo:

$\{F\}$ – Vetor de forças atuantes;

$[K]$ – Matriz de rigidez do material/estrutura;

$\{\Delta X\}$ – Deslocamentos observados ao serem aplicadas as forças $\{F\}$ sob a estrutura.

Os valores na matriz de rigidez são dependentes da geometria e do tipo de elemento estrutural (barras, cabos, placas, cascas e volumes), condições de contorno e propriedades dos materiais que os compõem, como o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O vetor de deslocamentos resultantes apresenta as previsões da configuração deformada da estrutura, em comparação com a geometria inicial considerada.

A relação matemática existente entre deformações e tensões, para materiais isotrópicos em estado linear elástico, é dada pela Equação 4.2.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.2)$$

Sendo:

σ – tensão;

E – módulo de elasticidade, ou módulo de Young;

ε – deformação.

O comportamento plástico dos sólidos é caracterizado pela presença de deformações imediatas e irreversíveis, ou seja, quando o material é descarregado uma parte das deformações totais observadas são recuperadas, caracterizando o comportamento elástico, porém as deformações não são totalmente anuladas, quando ocorre a retirada total dos

carregamentos. Esta porção residual das deformações não reversíveis caracteriza o comportamento plástico dos materiais, e ocorrem quando as tensões atuantes ultrapassam as tensões limite de escoamento. Este comportamento é apresentado esquematicamente na Figura 4.3, através de um gráfico tensão-deformação do comportamento elastoplástico para o concreto comprimido sob um ciclo de carga e descarga.

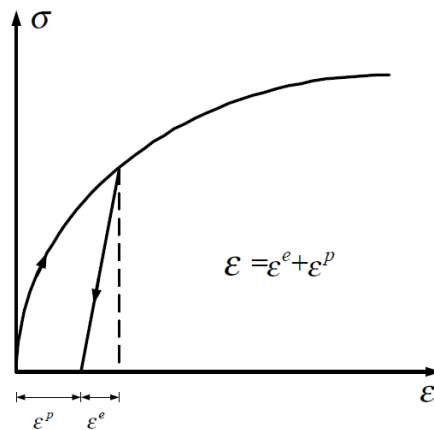


Figura 4.3 – Comportamento das tensões-deformações instantâneas previstos para o concreto sob compressão. (CAMPOS FILHO, 2003)

Os materiais sólidos apresentam um comportamento dualístico em relação às deformações e tensões atuantes. O primeiro está relacionado às deformações instantâneas, sendo caracterizados pelos modelos elásticos, segundo à lei de Hooke; e aos modelos reológicos de plasticidade. O segundo representa a evolução das deformações com o tempo, observados experimentalmente em materiais sólidos como polímeros e geomateriais sob tensões atuantes constantes; e as alterações das tensões atuantes com o tempo através da aplicação de deformações iniciais constantes, como os efeitos de relaxação em cordoalhas de aço. Estes modelos reológicos caracterizam o comportamento viscoso dos materiais, que são descritos segundo à lei de Newton de viscosidade (NAVARRO, 2017). Dois fenômenos representam este comportamento dos materiais de modo geral: a fluência e a relaxação.

A **fluência** é caracterizada pelo aumento dos valores das deformações com o tempo, quando os corpos materiais estão sujeitos a tensões aplicadas constantes. Neste fenômeno, as deformações ocorrem no mesmo sentido de direção do carregamento atuante (QUEVEDO, 2017). A **relaxação** é o fenômeno da diminuição da intensidade das tensões atuantes nos materiais, quando sujeitos a deformações iniciais constantes. A função de fluência é obtida, experimentalmente, através da relação matemática expressa na Equação 4.3, e a função de

relaxação é obtida através da expressão dada na Equação 4.4. A Figura 4.4-a apresenta, de modo esquemático, a evolução das deformações nos materiais devido ao efeito de fluência no tempo, e a Figura 4.4-b representa a alteração das tensões atuantes nos materiais devido ao efeito de relaxação.

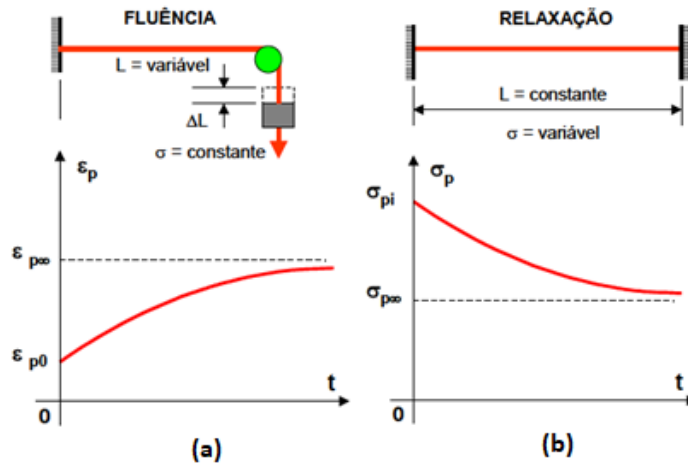


Figura 4.4 – (a) evolução da deformação devido ao efeito de fluência; (b) evolução da tensão devido ao efeito de relaxação. (HANA, 2005)

$$J(t, \sigma) = \frac{\epsilon(t, \sigma)}{\sigma_0} \quad (4.3)$$

$$R(t, \epsilon) = \frac{\sigma(t, \epsilon)}{\epsilon_0} \quad (4.4)$$

Sendo:

$J(t, \sigma)$ – Função de fluência do material;

$\epsilon(t, \sigma)$ – Deformações no tempo;

σ_0 – Tensão inicial atuante constante;

$R(t, \epsilon)$ – Função de relaxação;

$\sigma(t, \epsilon)$ – Tensões no tempo;

ϵ_0 – Deformação inicial atuante constante.

Os modelos reológicos que representam o comportamento viscoso dos materiais são realizados através dos elementos de amortecimento. A união dos elementos de mola, para o comportamento elástico, e os amortecedores originam os chamados modelos viscoelásticos dos materiais, dentre os quais dois se destacam: modelo de Maxwell e de Kelvin Voigt (NAVARRO, 2017). O primeiro é representado pela união de um elemento de mola e

amortecimento ligados em série, conforme representado na Figura 4.5-a. E o segundo é composto por um elemento de mola e amortecimento ligados em paralelo, conforme representado na Figura 4.5-b.

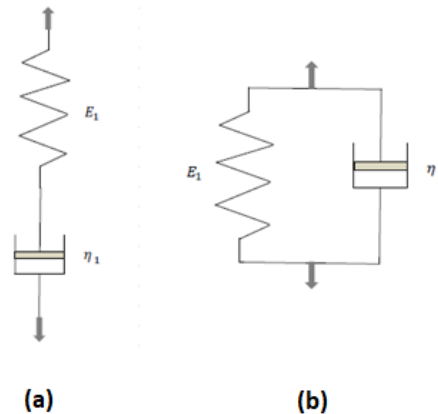


Figura 4.5 – (a) Modelo de Maxwell; (b) Modelo de Kelvin Voigt. (NAVARRO, 2017)

A ponte estaiada considerada neste trabalho é composta por tabuleiro e pilone constituídos de concreto armado moldados *in loco*, e estais formados pelo conjunto de cordoalhas protendidas. Desse modo, a fim de simular adequadamente o comportamento estrutural complexo de pontes estaiadas durante a suas etapas construtivas, os modelos reológicos adequados devem ser considerados nas simulações numéricas, a fim de prever de modo satisfatório o comportamento instantâneo e diferido no tempo dos materiais que constituem as estruturas destas obras de arte especiais. Portanto, neste capítulo serão apresentados os modelos reológicos considerados, e implementados ao modelo em elementos finitos, com o objetivo de simular o comportamento do concreto, armaduras passivas, e cordoalhas dos estais.

4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA O CONCRETO

O concreto é caracterizado como um material compósito formado por cimento, água e agregados. A união destes constituintes resulta em um material que apresenta comportamento elástico, plástico e viscoso quando sujeito a carregamentos. Entretanto, dois efeitos são observados no concreto na ausência de solicitações externas sobre ele, sendo: a diminuição de seu volume, chamada de **retração**, e o ganho das resistências mecânicas com o tempo.

Conforme Quevedo (2017), esse comportamento é explicado devido a coexistência de três fases distintas que constituem o concreto, sendo: fase sólida (cimento e agregados), líquida (água) e gasosa (bolhas de ar aprisionadas).

A adoção de concreto juntamente com barras de reforço em aço resulta no material composto conhecido como concreto armado, sendo largamente utilizado para a construção de estruturas. Conforme Carvalho e Filho (2014), o concreto armado combina as características satisfatórias do concreto quando comprimido, e do aço quando tracionado, formando um material estrutural de grande aplicabilidade. Um elemento de concreto armado apresenta a evolução dos carregamentos e deslocamentos instantâneos, quando sujeito a solicitações provenientes dos esforços de flexão, segundo o modelo representado na Figura 4.6.

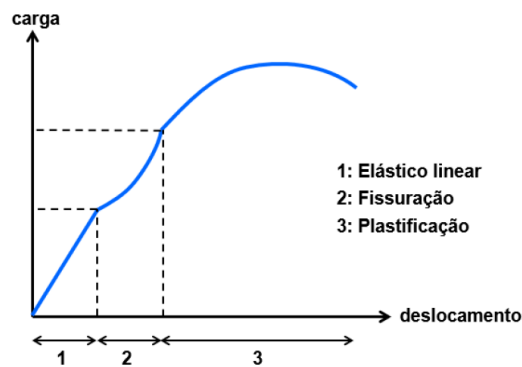


Figura 4.6 – Diagrama carga x deslocamento típico do concreto armado (LAZZARI, 2016).

O diagrama apresenta três regiões distintas referentes ao comportamento instantâneo dos elementos estruturais de concreto armado, cada qual caracterizado por diferentes modelos reológicos, que representam três estádios de deformações. O **estádio I** é caracterizado pelo comportamento elástico-linear do concreto e do aço, neste momento o concreto não apresenta fissuras. O **estádio II** representa o instante em que o concreto inicia o processo de fissuração devido as solicitações de tração, nesta fase caracteriza-se o estado limite de serviço de estruturas de concreto armado. E o **estádio III** representa o início da plastificação do concreto e aço, caracterizando assim o colapso da estrutura, ou estado limite último (NBR 6118:2014).

O comportamento tempo-dependente do concreto é governado por dois fenômenos: a **fluência** e a **retração**. A fluência é o fenômeno da evolução das deformações, quando a peça está sujeita a tensões atuantes constantes. Já a retração é a redução do volume do material devido à perda de água, que ocorre com maior intensidade quando o concreto ainda é jovem.

Diferentemente da fluência, a retração é um fenômeno independente da tensão atuante sobre os corpos materiais. Conforme Quevedo (2017), o fenômeno de retração pode induzir ao surgimento de tensões de tração internas, que levam ao surgimento de fissuras e microfissuras nos elementos estruturais. A Figura 4.7 representa a evolução das deformações no concreto devido aos fenômenos de fluência e retração.

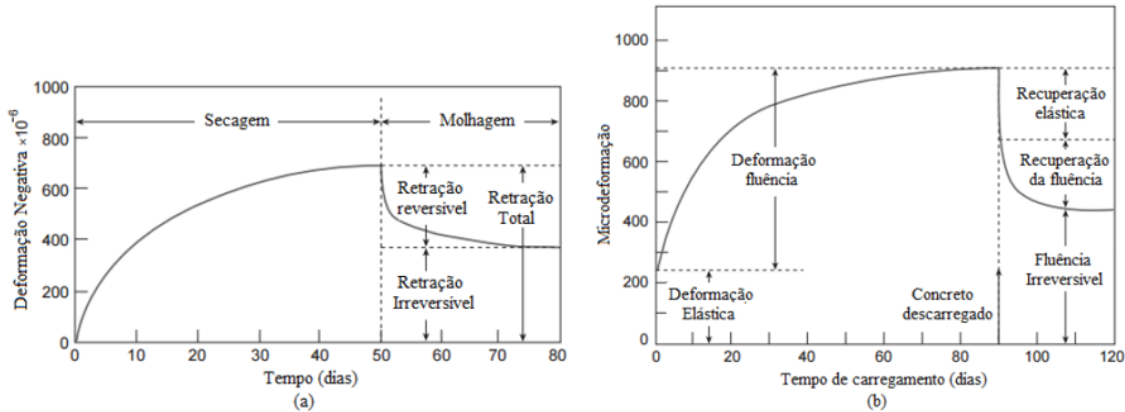


Figura 4.7 – (a) comportamento do concreto à retração; (b) comportamento do concreto à fluência (MINDESS et al. apud QUEVEDO, 2017).

Os fatores que influenciam o comportamento da fluência e retração do concreto são diversos. Alguns são comuns a ambos os fenômenos, os quais destacam-se: tipo de cimento, granulometria dos agregados, relação água/cimento, temperatura ambiente, umidade relativa, grau de exposição da peça ao meio ambiente e condições de cura. Já outros influenciarão diretamente o comportamento observado na fluência, como o tempo de duração das solicitações, e a idade do material quando carregado (QUEVEDO, 2017; CIDADE, 2017). Estes fatores, e seus efeitos para a fluência do concreto, são observados na Figura 4.8.

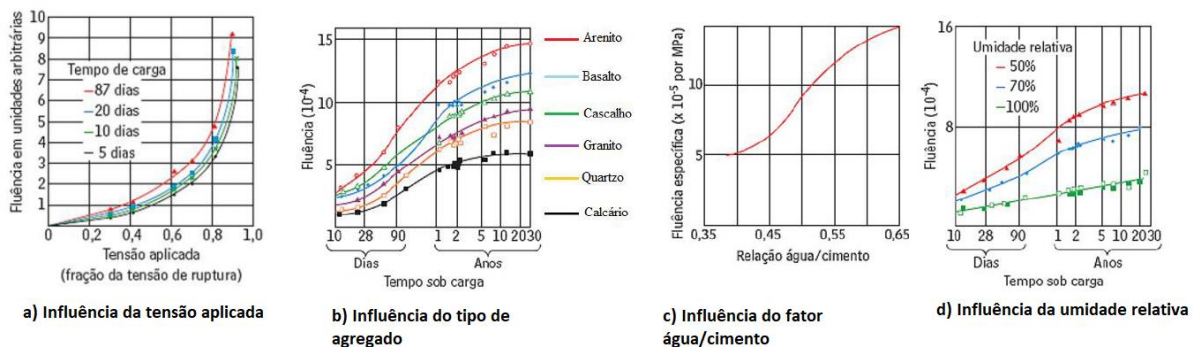


Figura 4.8 – Relação entre a fluência e alguns fatores que influenciam seu comportamento. (KUPERMAN, 2007)

Conforme análises feitas por Kuperman (2007), o comportamento de fluência do concreto tende a ser linear, quando as tensões atuantes são inferiores a 40% da resistência média a compressão (f_{cm}), conforme pode-se observar na Figura 4.8-a. Segundo Quevedo (2017), esta característica é importante para os modelos numéricos que buscam prever a evolução das deformações devido à fluência, pois a linearidade torna possível a consideração da superposição dos efeitos nos cálculos.

Segundo Gilbert e Ranzi (2011), as deformações totais resultantes da soma dos efeitos de retração e fluência podem ser até cinco vezes maiores que as deformações elásticas imediatas. Portanto, a consideração de tais efeitos é imprescindível nas simulações de estruturas esbeltas, como é o caso de pontes estaiadas (*fib*, 2010). Conforme Mehta e Monteiro (2006), cerca de 50% dos efeitos totais devido a fluência no concreto ocorrem até os três primeiros meses após os elementos serem sujeitos aos carregamentos, e 90% em até três anos.

Para este trabalho o comportamento do concreto estrutural foi introduzido às simulações numéricas segundo dois modelos constitutivos diferentes. O primeiro trata-se de um modelo de fissuração para o concreto tracionado, designado para as análises instantâneas. O segundo trata-se de um modelo viscoelástico do concreto, utilizado a fim de prever os efeitos diferidos no tempo referentes aos fenômenos da fluência e retração. Por tratar-se de uma simulação das etapas construtivas de uma ponte estaiada foram desconsiderados, especificamente neste trabalho, os efeitos de deformações instantâneas de plastificação e os mecanismos de ruptura do concreto à compressão. Pois, os elementos estruturais projetados são limitados as condições normativas, conforme expostas na seção 2.10, que buscam evitar o surgimento de deformações irreversíveis em estruturas de pontes estaiadas em seu estado de serviço. Portanto, como este trabalho não visa simular os elementos estruturais composto de concreto armado (pilone e tabuleiro) em seu estado limite último, tais efeitos foram desconsiderados com o objetivo de tornar as análises computacionais mais rápidas, e com resultados satisfatórios concernentes aos objetivos desta dissertação.

4.1.1 Modelo para o concreto tracionado

De modo geral, em estruturas constituídas de concreto armado, as fissuras podem ser observadas já em condições de serviço. Isso ocorre, pois a resistência à tração do concreto é muito inferior à sua resistência à compressão. O surgimento de fissuras em elementos de

concreto armado gera acentuado comportamento não-linear nas estruturas, em particular relacionado ao desempenho de carga-deslocamento. Portanto, a consideração de um modelo constitutivo que represente o concreto fissurado é de extrema importância para a avaliação precisa de estruturas através do uso de métodos numéricos. Em elementos finitos existem duas metodologias que podem ser utilizadas para representar o comportamento de fissuração do concreto: o modelo de fissuras discretas e o modelo de fissuras distribuídas, sendo representados na Figura 4.9.

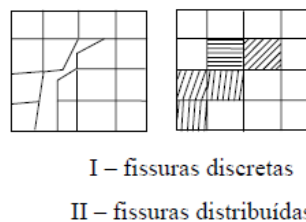


Figura 4.9 – Representação dos modelos de fissuras no concreto em elementos finitos.
(MARTINELLI, 2003)

No modelo discreto cada fissura é representada de forma individual, como uma descontinuidade real na malha de elementos finitos, de modo que a precisão dos resultados está diretamente relacionada à densidade da malha adotada nas regiões em que se formam as fissuras. Por consequência disso, a utilização desta metodologia acaba resultando em um número maior de elementos finitos, que consequentemente resulta em maior demanda computacional para a realização dos cálculos de equilíbrio.

Neste trabalho foi utilizado o modelo de fissuras distribuídas. Nesta metodologia não há modificações na malha de elementos finitos, mas os efeitos da fissuração na estrutura são considerados através da modificação das propriedades do material nas regiões em que surgem as falhas, determinadas através de um critério de fissuração. O comportamento do concreto é considerado isotrópico e elástico-linear antes da fissuração, mas ao atingir-se a tensão de fissuração do elemento o comportamento do concreto torna-se ortotrópico. A fissura se forma em orientação perpendicular em relação a tensão principal que a origina, sendo reduzidos os valores do módulo de elasticidade longitudinal nessa direção; o módulo de elasticidade transversal, paralelo à fissura, também é reduzido. O efeito de Poisson é usualmente desprezado nessas regiões (LAZZARI, 2016). Este modelo é descrito por três critérios: critério de fissuração, uma regra para a colaboração do concreto entre fissuras, e um modelo para a transferência das tensões de corte.

4.1.1.1 Critério de ruptura

O concreto, em seu estado não-fissurado e sob um estado de carregamentos triaxial, pode ser considerado como um material isotrópico (CHEN; HAN, 1988; CAMPOS FILHO, 2003). Portanto, o critério de ruptura utilizado será uma função dependente do estado de tensões atuantes, que independe do sistema de coordenadas em que as tensões são definidas. Devido a tais considerações é conveniente, neste caso, expressar a superfície de ruptura do concreto como uma função dos invariantes de tensão, conforme representada na Equação 4.5.

$$f(I_1, J_2, J_3) = 0 \quad (4.5)$$

Sendo:

I_1 – primeiro invariante do tensor de tensões;

J_2 – segundo invariante do tensor desviador de tensões;

J_3 – terceiro invariante do tensor desviador de tensões.

Os invariantes de tensão são apresentados pelo código modelo *fib* 2010 segundo as tensões principais atuantes, considerando o modelo tridimensional. As equações dos invariantes são apresentadas a seguir:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (4.6)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] \quad (4.7)$$

$$J_3 = (\sigma_{11} - \sigma_m) \cdot (\sigma_{22} - \sigma_m) \cdot (\sigma_{33} - \sigma_m) \quad (4.8)$$

Sendo o termo σ_m referente a pressão hidrostática, que é dada pela seguinte relação:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \text{tr}[\sigma] = \frac{(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})}{3} \quad (4.9)$$

Sendo:

σ_{11} – primeira tensão principal;

σ_{22} – segunda tensão principal;

σ_{33} – terceira tensão principal.

Portanto, o terceiro invariante do tensor desviador de tensões (J_3) pode ser expresso em função do produto das tensões desviadoras (S_{ii}), conforme Equação 4.10.

$$J_3 = S_{11} \cdot S_{22} \cdot S_{33} \quad (4.10)$$

$$S_{ii} = \sigma_{ii} - \sigma_m \quad i=1,2,3 \quad (4.11)$$

A superfície de ruptura utilizada foi a proposta por Ottosen (1977), sendo este o modelo adotado pelo Código Modelo *fib* 2010. Conforme Chen e Han (1988), o critério de ruptura de Ottosen é composto por um modelo constitutivo de quatro parâmetros a serem determinados, que definem a superfície de ruptura do material. Este modelo reproduz de forma satisfatória as características da superfície de ruptura do concreto em seu estado triaxial, apresentando boa correlação com dados experimentais, e é conveniente para aplicações computacionais (CHEN; HAN, 1988). Conforme Campos Filho (2003), este modelo apresenta uma série de aspectos positivos como: considera o efeito dos três invariantes de tensão, inclui os efeitos de dilatação, as curvas de tensão-deformação são contínuas, é aplicável em diferentes estados de tensão, e prevê de forma realista as tensões de ruptura.

A superfície de ruptura no modelo de Ottosen é dada pela Equação 4.12, segundo Código Modelo *fib* 2010. As Equações 4.13 e 4.14 são as funções definidas no plano desviador, dependentes de θ , com meridianos de compressão e tração parabólicos.

$$f(I1, J2, \theta) = \frac{\alpha \cdot J2}{fcm^2} + \frac{\lambda \cdot \sqrt{J2}}{fcm} + \frac{\beta \cdot I1}{fcm} - 1 = 0 \quad (4.12)$$

$$\lambda = c_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \cos^{-1}(-c_2 \cdot \cos(3\theta)) \right], \text{ para } \cos(3\theta) \geq 0 \quad (4.13)$$

$$\lambda = c_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \cos^{-1}(-c_2 \cdot \cos(3\theta)) \right], \text{ para } \cos(3\theta) \leq 0 \quad (4.14)$$

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J2^{3/2}} \quad (4.15)$$

Sendo:

$I1, J2, J_3$ – invariantes de tensão;

λ – função no plano desviador dependente de θ ;

fcm – resistência média à compressão uniaxial do concreto;

$\alpha, \beta, c1, c2$ – parâmetros para ajuste da superfície de Ottosen;

θ – ângulo de similaridade do concreto.

Pode-se observar que a superfície de ruptura de Ottosen depende dos três invariantes de tensão (I_1, J_2, J_3), que representam o estado de tensões em que o concreto está submetido. Nota-se também a dependência da superfície de ruptura em relação ao ângulo θ , que por sua vez, conforme Equação 4.15, depende de dois invariantes de tensão (J_2 e J_3). A Figura 4.10-a apresenta as curvas dos meridianos da superfície de ruptura de compressão, tração e corte. As superfícies de ruptura podem ser representadas conforme um estado tridimensional de tensões, apresentada na Figura 4.10-b.

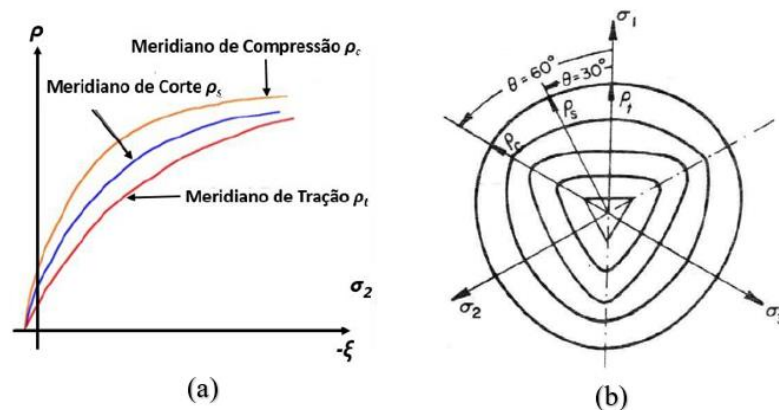


Figura 4.10 – (a) Meridianos da superfície de ruptura para diferentes estados de tensão; (b) Superfície de ruptura tridimensional do concreto segundo modelo de Ottosen. (LAZZARI, 2016; CHEN; HAN, 1988)

Através da Figura 4.10-b, constata-se que a superfície de ruptura apresenta setores de simetria, compreendidos entre os ângulos de $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 60^\circ$. Quando $\theta = 60^\circ$ o meridiano de compressão, se $\theta = 0^\circ$ o meridiano de tração, e $\theta = 30^\circ$ o meridiano de corte (LAZZARI, 2016).

Os quatro parâmetros que identificam o modelo (α, β, c_1 e c_2) são constantes que dependem de quatro propriedades do concreto, sendo: resistência à compressão uniaxial (f_{cm}), resistência à tração uniaxial (f_{ctm}), resistência à compressão biaxial (f_{c2cm}), e de um estado de tensão triaxial sobre o meridiano de compressão ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) (CHEN; HAN, 1988; Código Modelo *fib*, 2010). Entretanto, em muitos casos, os valores referentes a estas propriedades do concreto não estão disponíveis para o engenheiro. Por este motivo, o Código Modelo *fib* (2010) apresenta equações que buscam prever tais propriedades, formuladas em relação à resistência característica à compressão considerada (f_{ck}). Para o cálculo da resistência à compressão uniaxial média (f_{cm}) indica-se a seguinte aproximação, através da Equação 4.16.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (4.16)$$

Sendo:

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto, em MPa;

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias, em MPa;

$\Delta f = 8$ MPa;

A resistência à tração do concreto pode ser estimada, segundo recomendações do Código Modelo *fib* (2010) através das seguintes expressões:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad , \text{para concreto} \leq C50 \quad (4.17)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{cm})) \quad , \text{para concreto} \geq C50 \quad (4.18)$$

Sendo:

f_{ctm} – resistência à tração uniaxial, em MPa;

$$f_{c2m} = (1,2 - \frac{f_c}{1000}) \cdot f_c \quad (f_c = f_{cm} \text{ para } f_{2c} = f_{c2m}) \quad (4.19)$$

$$\tau_{com} = \left[185 - 180 \cdot \frac{f_{cm}}{100} + 260 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{100} \right)^2 - 84 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{100} \right)^3 \right] \quad (4.20)$$

$$\sigma_{com} = -240 \text{ MPa}$$

Sendo:

f_{c2m} – resistência à compressão biaxial do concreto;

σ_{com} , τ_{com} – definem um ponto de tensão de compressão triaxial sobre o meridiano de compressão.

A partir destas equações, definem-se as propriedades necessárias para o cálculo dos parâmetros α e β , sendo:

$$K = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}}; f_{2c} = \frac{f_{c2m}}{f_{cm}}; x = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}}; y = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}}; h = -\frac{\sqrt{2}x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}}$$

$$\alpha = \frac{h\beta - \sqrt{2}}{y}; \beta = \frac{\sqrt{2} - \frac{3y}{K \cdot f_{2c}}}{h - \frac{9y}{f_{2c} - K}}$$

Para a determinação dos valores de c_1 e c_2 faz-se necessário calcular os meridianos de compressão ($\theta = 60^\circ$) e de tração ($\theta = 0^\circ$), que são dados pelas equações a seguir:

$$\lambda_c = \left(1 - \frac{h}{3y}\right) \cdot \sqrt{3} \cdot \beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (4.21)$$

$$\lambda_t = \left(2 \cdot \sqrt{3} - \frac{f_{2c}h}{\sqrt{3} \cdot y}\right) \cdot \beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} \cdot f_{2c}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (4.22)$$

Com isso definem-se os valores dos parâmetros c_1 e c_2 . E assim tem-se todos os valores dos quatro parâmetros que caracterizam a superfície de ruptura de Ottosen.

$$\begin{cases} c_1 = [2 \cdot \cos \theta - 1] \cdot \lambda_t + 4 \cdot [1 - \cos \theta] \cdot \lambda_c & \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \\ c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(c_2) \right]} & \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \end{cases} \quad (4.23)$$

$$\begin{cases} c_2 = 1 & \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \\ c_2 = \cos \left\{ 3 \cdot \arctg \left[\frac{\left(2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1\right)}{\sqrt{3}} \right] \right\} & \text{para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \end{cases} \quad (4.24)$$

4.1.1.2 Critério de fissuração

O critério de fissuração adotado neste trabalho consiste em verificar se as tensões atuantes em cada ponto de integração no elemento finito atingiram a superfície de ruptura, conforme modelo de Ottosen (1977), descrito na seção 4.1.1.1. Quando a superfície de ruptura é atingida, esta pode ocorrer devido ao esmagamento ou à fissuração do concreto. Com o objetivo de determinar um parâmetro que identifique estes dois modos de ruptura, durante os cálculos computacionais, adotou-se o critério proposto pelo boletim nº 156 do CEB (1983):

- a) se $\sigma_1 \geq f_{tm}/2$, o ponto de integração fissurou;
- b) se $\sigma_1 < f_{tm}/2$, o ponto de integração esmagou.

O termo σ_1 refere-se a tensão principal de tração, que é determinada através da Equação 4.25 (PRATES JUNIOR, 1992).

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot \sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \cdot \text{sen} \left(\theta + \frac{2 \cdot \pi}{3} \right) + \frac{I_1}{3} \quad (4.25)$$

Neste procedimento, quando um ponto de integração fissura, admite-se que a falha formada esteja em um plano perpendicular à direção da tensão σ_1 . Após a fissuração, o comportamento do concreto é considerado ortotrópico, e os eixos materiais locais coincidem com as direções principais das tensões (MARTINELLI, 2003).

No modelo adotado, é considerada a possibilidade de ocorrência de dois planos de fissura em cada ponto de integração do elemento finito. Este procedimento é necessário a fim de prever de forma satisfatória o comportamento estrutural em elementos de concreto que já apresentam fissuração em um plano, mas que podem receber carregamentos posteriores ao longo do tempo. Portanto, nestes casos, é permitida a ocorrência de um segundo plano de fissura nestes elementos, que é possível através da utilização de um modelo de fissuras fixas, em que a direção do primeiro conjunto de fissuras permanece fixa e a tensão de tração é avaliada perpendicularmente a este plano já existente. Se a tensão resultante em um ponto de integração, que já está fissurado, exceder a resistência do concreto à tração, então um novo plano de fissuras é formado, perpendicular ao já existente, e por fim todas as componentes de tensão são zeradas neste ponto. Outro fator importante considerado foi que, durante as análises numéricas, a partir do instante em que um ponto de integração fissura, os efeitos de fluência e retração são desconsiderados nas simulações posteriores.

4.1.1.3 Colaboração do concreto entre fissuras

O comportamento de elementos estruturais de concreto armado é diretamente dependente da interação entre o concreto e o aço que o compõem. Portanto, a representação de um modelo para o mecanismo aderente entre estes dois materiais é de extrema importância, haja visto que será o responsável por representar a transmissão de esforços entre estes materiais. O efeito da aderência entre o concreto e o aço torna-se evidente quando se atingem as tensões de ruptura à tração do concreto, pois quando tal limite é ultrapassado, e inicia-se o processo de fissuração no concreto, as barras de aço tornam-se os principais elementos resistentes as solicitações de tração nos elementos estruturais de concreto armado.

Apesar de, após a fissuração do concreto, as armaduras serem os principais componentes resistentes aos esforços de tração, o concreto entre fissuras continua resistindo a uma parcela desses esforços. Este comportamento é chamado de “efeito de rigidez à tração” (*tension stiffening effect*), e não deve ser negligenciado em análise de estruturas, pois ao fazê-lo, diminuísse a rigidez real da estrutura após a fissuração do concreto em tração, que pode levar a imprecisão dos resultados obtidos através da análise pelo método dos elementos finitos.

Neste trabalho considerou-se a aderência perfeita entre aço e concreto, de forma que os elementos finitos que representam as armaduras e a matriz de concreto são ligados diretamente. Portanto, admite-se completa compatibilidade de deformações entre estes materiais. Entretanto, os efeitos de degradação da aderência são considerados indiretamente, modificando-se algumas propriedades da lei constitutiva de tensão-deformação do concreto. A perda de resistência do concreto à tração, após a fissuração, é considerada através da introdução de um ramo descendente na curva tensão-deformação, como pode ser observado na Figura 4.11. Isso equivale a considerar o concreto como um material com amolecimento em tração.

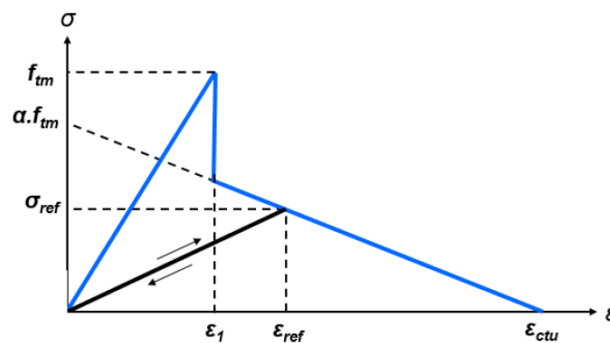


Figura 4.11 – Gráfico tensão-deformação do concreto tracionado. (LAZZARI, 2016)

A relação constitutiva tensão-deformação do concreto, para o trecho descendente, em tração adotada foi o modelo proposto por Prates Junior (1992), com parâmetros apresentados por Hinton (1988), segundo dados experimentais apresentados por Martinelli (2003).

$$\sigma_c = \alpha' \cdot f_{ctm} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ctU}} \right) \quad , \text{para } \varepsilon_1 < \varepsilon_c < \varepsilon_{ctU} \quad (4.26)$$

Sendo:

σ_c – tensão atuante no concreto;

α' – parâmetro que define a inclinação do ramo linear descendente, sendo $\alpha' = 0,6$;
 f_{ctm} – resistência a tração do concreto;
 ε_c – deformação atuante no concreto;
 ε_{cTU} – deformação limite para a qual considera-se a contribuição do concreto entre fissuras.
 Sendo $\varepsilon_{cTU} = 0,001$.

Ao longo da análise via elementos finitos, em função do histórico dos carregamentos atuantes em determinadas estruturas, e ao processo de fissuração no concreto, pode haver uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais. Nestas circunstâncias, alguns pontos de integração que estão fissurados podem fechar total ou parcialmente. Se a deformação atuante no concreto ε_c é pequena em relação à deformação ε_{ref} (Representada na Figura 4.11), que é a máxima deformação de tração alcançada através da fissura em determinado ponto de integração, a tensão normal a fissura σ_c é calculada pela expressão:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{ref}}{\varepsilon_{ref}} \varepsilon_c \quad (4.27)$$

Sendo:

σ_{ref} – tensão interpolada correspondente a ε_{ref} .

A trajetória da “descarga” secante pode ser observada através da linha contínua na Figura 4.11. A reabertura da fissura segue a relação linear dada pela Equação 4.27 até que $\varepsilon_c = \varepsilon_{ref}$. Após este ponto, a trajetória do comportamento tensão-deformação será governada pela Equação 4.26.

4.1.1.4 Modelo para a transferência das tensões de corte

O surgimento de fissuras, associado aos carregamentos atuantes nas estruturas, geram deslocamentos relativos nas faces formadas entre as fissuras, que causa o surgimento de esforços cortantes paralelos a estes planos. A transferência dos esforços cortantes (*shear transfer*) em elementos de concreto armado se dá através dos seguintes mecanismos:

- a) **engrenamento dos agregados**: dependente do tipo e da granulometria dos agregados;
- b) **efeito de pino da armadura (*dowell effect*)**: dependente do diâmetro das barras, da taxa de armadura, e da inclinação das barras em relação ao plano das fissuras.

Os efeitos apontados acima não são incluídos diretamente no modelo de fissuras distribuídas. Entretanto, foi utilizado uma aproximação, conforme modelo proposto por Hinton (1988), através da adoção de um fator β com valores variando de 0 até 1, que pré-multiplica o módulo de elasticidade transversal do concreto correspondente ao plano fissurado (G_0), atribuindo um módulo de elasticidade transversal reduzido para a região fissurada (Equação 4.28).

$$G_c = \beta \cdot G_0 \quad (4.28)$$

Sendo:

G_c – módulo de elasticidade transversal do concreto fissurado;

β – fator de redução do módulo de elasticidade transversal, com valores entre 0 e 1;

G_0 – módulo de elasticidade transversal do concreto não fissurado, que é calculado pela expressão:

$$G_0 = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.29)$$

Sendo:

E_c – módulo de elasticidade tangente do concreto;

ν – coeficiente de Poisson.

O parâmetro β é dado pela seguinte equação:

$$\beta = 1 - \left(\frac{\varepsilon_1}{0,005}\right)^{k_1} \quad (4.30)$$

Sendo:

β – fator de redução do módulo de elasticidade transversal devido a fissuração;

ε_1 – deformação nominal de tração na zona fissurada;

$k_1 = 0,3$.

4.1.2 Modelo para fluência e retração do concreto

O comportamento dependente do tempo do concreto será simulado através da adoção do modelo proposto pelo *Comité Euro-International du Béton* (1993): *CEB-FIP Model Code 1990* (CEB-MC90). Esse modelo será adotado pois é compatível com a teoria de solidificação desenvolvida por Bazant e Prasanna (1989). Conforme Quevedo (2017), esta compatibilidade existe, porque ambas as formulações tratam o fator do coeficiente de fluência

dependente do envelhecimento do material e da idade dos carregamentos separadamente. Portanto, estes modelos permitem simular de forma adequada os casos em que há um histórico de tensões aplicadas variáveis, que é característico dos elementos estruturais de pontes estaiadas. O algoritmo utilizado na sub-rotina USERMAT para o ANSYS foi o modelo implementado por Quevedo et al (2018), que foi adotado e validado por Quevedo (2017) em simulações computacionais dos processos construtivos de túneis profundos com revestimento em concreto; e por Schmitz (2017), para a avaliação numérica do comportamento de elementos da superestrutura de pontes compostas por tabuleiro misto, com lajes em concreto armado e vigas de aço.

Segundo o Código Modelo CEB-MC90, as formulações para retração e fluência adotadas neste trabalho são válidas para as seguintes situações:

- a) Estruturas compostas por concretos com resistência característica à compressão (f_{ck}) entre 12MPa até 80MPa;
- b) Estruturas expostas a ambientes com umidade relativa maior que 40%;
- c) Temperatura ambiente entre 5°C e 30°C;
- d) Estruturas sujeitas a uma tensão de compressão média igual, ou inferior a 40% da resistência média a compressão do concreto (f_{cm}).

A limitação de tensões atuantes, em relação a 40% da resistência média à compressão, caracteriza o limite do comportamento de fluência linear do concreto, em que é possível simular os efeitos de fluência para um histórico de tensões variáveis através do princípio de superposição dos efeitos, representado esquematicamente na Figura 4.12.

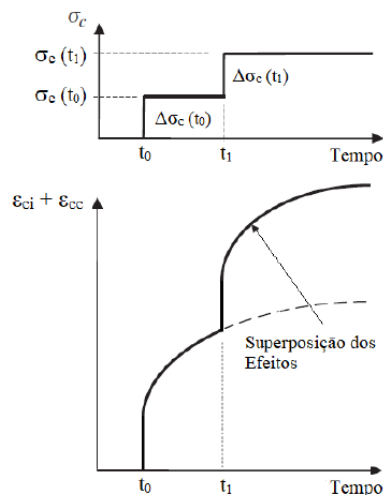


Figura 4.12 – Superposição dos efeitos de fluência (CIDADE, 2017)

As deformações totais na idade “t” de um corpo de concreto carregado uniaxialmente com tensão constante $\sigma_c(t_0)$, a partir da idade “t₀”, é dado pelo *Comité Euro-International du Béton* (1993) pela Equação 4.31.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (4.31)$$

Sendo:

t – idade do concreto [dias];

t₀ – idade do concreto no instante em que a tensão foi aplicada [dias];

$\varepsilon_c(t)$ – deformação total;

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ – deformação instantânea elástica-linear devido a aplicação do carregamento no tempo t₀;

$\varepsilon_{cc}(t)$ – deformação por fluência, considerada para um tempo t > t₀;

$\varepsilon_{cs}(t)$ – deformação por retração;

$\varepsilon_{cT}(t)$ – deformação térmica;

$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$ – deformação dependente da tensão;

$\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t)$ – deformação independente da tensão.

A deformação linear elástica instantânea, observada logo após a aplicação do carregamento, é dada pela Equação 4.32.

$$\varepsilon_{ci}(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} \quad (4.32)$$

Sendo:

$\sigma_c(t_0)$ – tensão inicial aplicada constante no tempo t₀;

$E_c(t_0)$ – módulo de elasticidade tangente do concreto na idade do carregamento t₀.

Segundo o Código Modelo CEB-MC90 as deformações devido ao efeito de fluência, sob um carregamento constante aplicado em “t₀”, é expresso conforme a Equação 4.33.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t, t_0) \quad (4.33)$$

Sendo:

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias;

$\phi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência.

A união das equações 4.32 e 4.33 levará a expressão das deformações resultantes no concreto dependentes da tensão aplicada, apresentada pela Equação 4.34:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] = \sigma_c(t_0) J(t, t_0) \quad (4.34)$$

Sendo:

$$J(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] - \text{função de fluência.}$$

Pode-se observar que a função de fluência é uma expressão independente das tensões aplicadas, e dependente somente de dois fatores: a idade do concreto no tempo “t”, e a idade do concreto quando carregado, em “t₀”. Devido a esta característica pode-se utilizar o princípio da superposição dos efeitos, a fim de descrever o comportamento das deformações devido ao fenômeno de fluência para um histórico variável de tensões aplicadas com o tempo, termo identificado pela operação de integração expresso na Equação 4.35:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (4.35)$$

Os valores aproximados para o módulo de elasticidade do concreto devem ser calculados previamente, a fim de prever as deformações instantâneas no momento de aplicação dos carregamentos, e as deformações devido à fluência no concreto. A metodologia para a obtenção do valor estimado para o módulo de elasticidade do concreto é dada pelas equações expressa a seguir, conforme CEB-MC90:

$$E_{ci} = E_{co} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3} \quad (4.36)$$

$$E_c(t) = \beta_E(t) E_{ci}(t) \quad (4.37)$$

$$E_{ci}(T) = E_{ci} \left(1.06 - \frac{0.003T}{T_0} \right) \quad (4.38)$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1/2} \quad (4.39)$$

$$B_{cc}(t) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \quad (4.40)$$

Sendo:

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto, em MPa;

$E_c(t)$ – módulo de elasticidade tangente na idade t , em MPa;

$\beta_E(t)$ – coeficiente referente ao ganho de resistência com o tempo do concreto;

$E_{ci}(t)$ – módulo de elasticidade tangente do concreto em 28 dias em função da temperatura média T , em graus celsius;

T – temperatura ambiente, em graus celsius;

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente de ajuste dependente da idade do concreto e tipo de cimento;

$f_{cm0} = 10$ MPa;

$E_{co} = 21500$ MPa;

$T_0 = 1^\circ\text{C}$;

S – parâmetro dependente do tipo de cimento utilizado: cimento de endurecimento rápido e alta resistência inicial = 0,20; cimento normal e endurecimento rápido = 0,25; cimento de endurecimento lento = 0,38.

O coeficiente de fluência é dado pela Equação 4.41, sendo:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (4.41)$$

Sendo:

ϕ_0 – coeficiente dependente da idade do concreto quando carregado em t_0 ;

$\beta_c(t - t_0)$ – coeficiente dependente da idade do carregamento.

O coeficiente dependente da idade do concreto quando carregado é determinado segundo o CEB-MC90 como segue:

$$\phi_0 = \phi_{RH,T} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0,adj}) \quad (4.42)$$

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1) \phi_T^{1,2} \quad (4.43)$$

$$\phi_T = \exp \left[0.015 \left(\frac{T}{T_0} - 20 \right) \right] \quad (4.44)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{1/3}} \quad (4.45)$$

$$h = \frac{2A_C}{u} \quad (4.46)$$

$$\beta(fcm) = \frac{5.3}{(fcm / fcm_0)^{0.5}} \quad (4.47)$$

$$\beta(t_{0,adj}) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,adj} / t_1)^{0.5}} \quad (4.48)$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T} / t_{1,T})^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 \text{ dias} \quad (4.49)$$

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0} \right] \quad (4.50)$$

Sendo:

$\phi_{RH,T}$ – coeficiente dependente da exposição da estrutura a umidade e temperatura ambiente;

$\beta(fcm)$ – coeficiente dependente da resistência média à compressão do concreto;

$\beta(t_{0,adj})$ – coeficiente dependente da idade do carregamento da estrutura de concreto;

ϕ_T – coeficiente relacionada à temperatura ambiente;

ϕ_{RH} – coeficiente relacionada à umidade ambiente em que a estrutura está exposta;

RH – umidade relativa do ambiente, em %;

h - espessura fictícia da peça em concreto, em mm;

A_C – área da seção transversal de concreto, em mm²;

u – perímetro da estrutura em contato com o meio ambiente, em mm;

$t_{0,adj}$ e $t_{0,T}$ – idade do concreto no instante de aplicação dos carregamentos ajustado com os efeitos de temperatura;

α – coeficiente dependente do tipo de cimento, sendo: endurecimento lento = -1; endurecimento rápido e resistência alta e normal = 1;

Δt_i – número de dias em que a peça esteve exposta a temperatura T;

$t_{1,T} = t_1 = 1 \text{ dia}$;

$$RH_0 = 100 \%;$$

$$h_0 = 100 \text{ mm}.$$

O coeficiente dependente da idade do carregamento é determinado, conforme metodologia presente no CEB-MC90, como segue:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0) / t_1}{\beta_H + (t - t_0) / t_1} \right]^{0.3} \quad (4.51)$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (4.52)$$

A determinação das deformações no concreto devido ao efeito da retração é dada através do modelo apresentado pelo CEB-MC90 segundo a metodologia expressa a seguir:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (4.53)$$

Sendo:

t_s – idade do concreto no final da cura, referente ao tempo para início da retração;

ε_{cs0} – fator da retração dependente da idade do concreto;

$\beta_s(t - t_s)$ – fator dependente da idade da retração ($t - t_s$).

O fator de retração (ε_{cs0}) é obtido através da seguinte metodologia:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(fcm) \beta_{RH,T} \quad (4.54)$$

$$\varepsilon_s(fcm) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{fcm}{fcm_0} \right) \right] 10^{-6} \quad (4.55)$$

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \beta_{sT} \quad (4.56)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \beta_{s,RH} & \text{para } 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & \text{para } RH \geq 99\% \end{cases} \quad (4.57)$$

$$\beta_{s,RH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (4.58)$$

$$\beta_{sT} = 1 + \left(\frac{8}{103 - 100 RH/RH_0} \right) \left(\frac{T/T_0 - 20}{40} \right) \quad (4.59)$$

Sendo:

$\varepsilon_s(fcm)$ – fator dependente da resistência média à compressão do concreto;

$\beta_{RH,T}$ – fator dependente da umidade e temperatura ambiente;

β_{sT} – fator dependente da temperatura;

$\beta_{s,RH}$ e β_{RH} – fatores dependentes da umidade relativa do ambiente;

β_{sc} – coeficiente dependente do tipo de cimento: cimento de endurecimento rápido e alta resistência inicial = 8; cimento de endurecimento rápido e lento e resistência normal = 4.

O fator dependente da idade da retração ($\beta_s(t - t_s)$) é obtido através das seguintes equações:

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)t_1}{\alpha_{sT}(T) + (t - t_s)t_1} \right]^{0.5} \quad (4.60)$$

$$\alpha_{sT}(T) = 350 \left(\frac{h}{h_0} \right)^2 \exp \left[-0.06 \left(\frac{T}{T_0} - 20 \right) \right] \quad (4.61)$$

4.1.2.1 Teoria da solidificação para a fluência

A fluência no concreto é um fenômeno cujo comportamento observado experimentalmente é dependente da sua idade, ou seja, de seu envelhecimento quando os corpos materiais são carregados. Portanto, um modelo físico é necessário a fim de simular o efeito do envelhecimento do concreto, e conseqüentemente sua influência no comportamento da evolução das deformações com o tempo devido ao fenômeno da fluência.

O modelo de solidificação proposto por Bazant e Prasannan (1989) foi adotado devido a sua compatibilidade com o modelo CEB MC-90, pois em ambos os casos o fenômeno da fluência é aproximado através de duas parcelas independentes: uma dependente somente do envelhecimento do concreto, que leva em consideração os volumes de concreto solidificados $v(t)$, e outra dependente da idade do carregamento. A Figura 4.13 apresenta, esquematicamente, o modelo de solidificação para o concreto proposto por Bazant e Prasannan (1989).

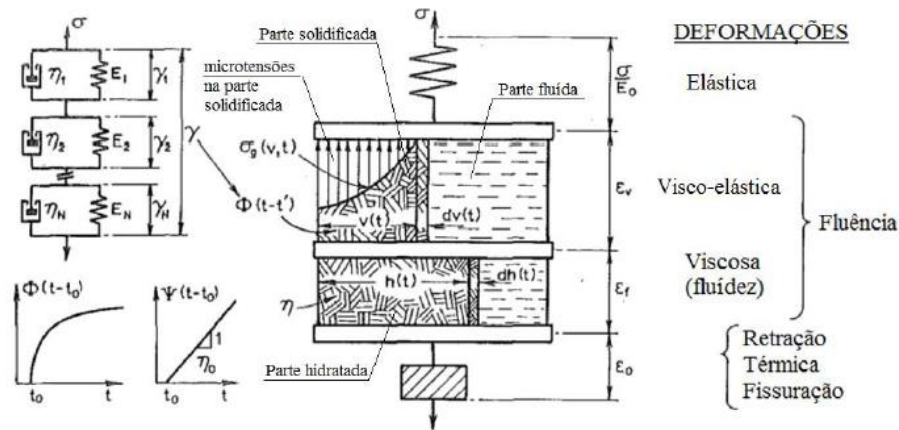


Figura 4.13 – Modelo de solidificação do concreto. (QUEVEDO, 2017)

Conforme o modelo físico proposto por Bazant e Prasannan (1989), as deformações totais no concreto são dadas conforme a Equação 4.62.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma}{E_0} + \varepsilon_v + \varepsilon_f + \varepsilon_0 \quad (4.62)$$

Sendo:

σ – tensão atuante no concreto;

E_0 – módulo de elasticidade do concreto;

ε_v – deformação viscoelástica da fluência;

ε_f – deformação viscosa da fluência;

ε_0 – deformações independentes na tensão aplicada;

t – idade do concreto.

Através da Figura 4.13 percebe-se que o comportamento diferido do concreto possui duas parcelas: porção **viscoelástica**, que está relacionada ao efeito de fluência no concreto para idades de carregamento pequenas, e a porção **viscosa**, que influenciará no comportamento da fluência no longo prazo. A parcela viscoelástica (ε_v) representa o comportamento da fluência referente a porção do volume de concreto solidificado, e está relacionada ao coeficiente de fluência dependente da idade do carregamento $\Phi(t-t_0)$, que é representado através de um modelo reológico de Kelvin-Generalizado. Já a parcela viscosa (ε_f) é referente a porção dos volumes de cimento hidratado, e está relacionado ao coeficiente dependente da idade do carregamento $\Psi(t-t_0)$ (QUEVEDO, 2017).

As parcelas referentes às deformações devido ao efeito de fluência são aproximadas segundo as seguintes equações (BAZANT; PRASANAN, 1989):

$$\dot{\varepsilon}_v(t) = \frac{F(\sigma(t))}{v(t)} \dot{\gamma}(t - t_0) \quad (4.63)$$

$$\dot{\varepsilon}_f(t) = \frac{F(\sigma(t))}{\eta(t)} \sigma(t) \quad (4.64)$$

$$\dot{\gamma}(t - t_0) = \int_0^t \dot{\phi}(\tau - t_0) d\sigma(t_0) \quad (4.65)$$

Sendo:

$\dot{\varepsilon}_v(t)$ e $\dot{\varepsilon}_f(t)$ – taxas de deformação viscoelásticas e viscosas, respectivamente;

$F(\sigma(t))$ – função adimensional referente a não-linearidade proveniente das tensões;

$\dot{\gamma}(t - t_0)$ – taxa de deformação viscoelástica;

$\sigma(t)$ – histórico de tensões;

$v(t)$ – porção do volume de concreto solidificado;

$\eta(t) = \eta_0 h(t)$ – viscosidade aparente dependente da idade do concreto, em que η_0 é a viscosidade efetiva do cimento hidratado, e $h(t)$ é a fração de cimento hidratado.

Através da Equação 4.62 percebe-se que no modelo proposto por Bazant e Prasannan, o comportamento da evolução das deformações devido a fluência é aproximado pela somatória das parcelas viscoelásticas e viscosas. Portanto, somando-se as Equações 4.63 e 4.64 obtém-se à expressão que representa o comportamento de fluência, ou função de fluência, para o concreto, quando submetido a uma tensão unitária constante em “ t_0 ”, sendo:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_0} + \frac{\gamma(t - t_0)}{v(t)} + \frac{1}{\eta(t)} \quad (4.66)$$

A fim de utilizar o modelo da teoria de solidificação proposto por Bazant e Prasannan (1989), juntamente com as equações apresentado pelo CEB-MC90 (1993), faz-se necessário correlacionar as expressões das funções de fluência em ambos os modelos, que estão representadas na Equação 4.34 e 4.66. Portanto, as seguintes equivalências são encontradas:

$$\gamma(t - t_0) = \beta_c(t - t_0) \quad (4.67)$$

$$\gamma(t - t_0) = \beta_c(t - t_0) \quad (4.67)$$

$$\frac{1}{v(t)} = \frac{\phi_0}{E_{ci}} \quad (4.68)$$

$$E_0 = E_c(t_0) \quad (4.69)$$

$$\frac{1}{\eta(t)} = 0 \quad (4.70)$$

O modelo reológico utilizado, a fim de descrever o comportamento devido à fluência para o concreto, foi o de Kelvin-Generalizado, pois este é compatível com a teoria de solidificação adotado neste trabalho. A Figura 4.14 apresenta o modelo reológico considerado, sendo composto por seis elementos de Kelvin, formados por elementos de mola e amortecimento em paralelo, e ligados em série.

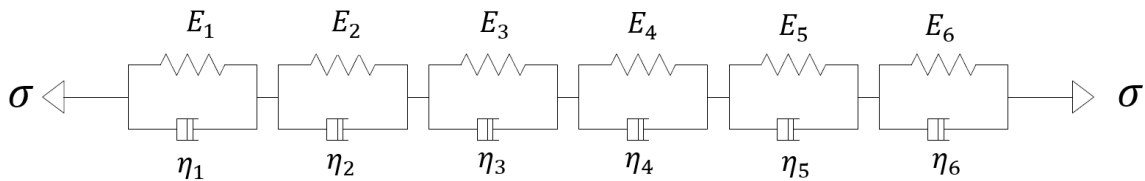


Figura 4.14 – Modelo reológico viscoelástico de Kelvin-Generalizado (elaborado pelo autor).

No modelo reológico de Kelvin-Generalizado cada elemento da cadeia está sujeito a mesma tensão. Portanto, a equação diferencial que descreve cada elemento será:

$$\sigma = E_{\mu}\gamma_{\mu} + \eta_{\mu}\dot{\gamma}_{\mu} \quad (4.71)$$

Sendo:

σ – tensão total aplicada;

E_{μ} – módulo de elasticidade da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin;

η_{μ} – viscosidade da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin;

γ_{μ} – deformação da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin;

$\dot{\gamma}_{\mu}$ – taxa de deformação no tempo (velocidade de aplicação das deformações) da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin.

As deformações totais da cadeia de Kelvin-Generalizado são dadas pela somatória das deformações de cada elemento. Conforme Quevedo (2017), a solução da equação diferencial 4.71 para uma tensão unitária aplicada no tempo “ t_0 ” é dada por:

$$\gamma(t - t_0) = \sum_{\mu=1}^N \frac{1}{E_{\mu}} (1 - e^{-(t-t_0)/\zeta_{\mu}}) \quad (4.72)$$

Sendo:

$\zeta_{\mu} = \eta_{\mu}/E_{\mu}$ – tempo de retardamento à fluência da μ -ésima unidade da cadeia de Kelvin.

Os tempos de retardamento à fluência são aproximados, conforme Bazant e Prasannan (1989), pelas seguintes expressões:

$$\zeta_{\mu} = \zeta_1 10^{\mu-1} \quad , \text{ para } \mu = 1, 2, 3, \dots, N \quad (4.73)$$

$$\zeta_1 = 0.01 t_0 \quad e \quad \zeta_N = 0.5 t_{max} \quad (4.74)$$

Sendo:

t_0 – idade do concreto no instante em que a tensão foi aplicada;

t_{max} – idade máxima do concreto considerada na análise.

Segundo Quevedo (2017), a determinação da constante $1/E_{\mu}$ é realizada através do método dos mínimos quadrados aplicado à Equação 4.72. Sendo a solução do seguinte sistema linear os valores dos parâmetros que desejamos para cada cadeia de Kelvin.

$$A(i, j) X(j) = B(i) \quad (4.75)$$

$$A(i, j) = \sum_{k=1}^L \left[1 - e^{-(t_k - t_0)/\zeta_i} \right] \left[1 - e^{-(t_k - t_0)/\zeta_j} \right] \quad (4.76)$$

$$B(i) = \sum_{k=1}^L \gamma(t_k - t_0) \left[1 - e^{-(t_k - t_0)/\zeta_i} \right] \quad (4.77)$$

$$X(j) = \frac{1}{E_j} \quad (4.78)$$

A fim de resolver o sistema linear corretamente faz-se necessário determinar os valores dos tempos que serão adotados nos cálculos. Estes são determinados através da consideração de passos de tempo constantes em escala logarítmica, que são obtidos pela seguinte expressão:

$$t_{k+1} - t_0 = 10^{\frac{1}{m}}(t_k - t_0) \quad , \text{para } k = 1, 2 \dots L \quad (4.79)$$

Sendo:

k – número de pontos considerados para a solução do sistema;

$m = 10$ – número de passos por década.

Conforme Dias (2013), para o primeiro passo utiliza-se: $t_1 - t_0 = 0.1t_0$.

Após o ajuste dos parâmetros dos elementos da cadeia de Kelvin-Generalizado é necessário implementar um algoritmo incremental, com o objetivo de calcular os efeitos viscoelásticos no concreto durante as análises não-lineares adotadas para a resolução dos sistemas de equações resultantes. Para este trabalho foi utilizado o algoritmo em linguagem FORTRAN77 desenvolvido por Quevedo (2017) e Schintz (2017), que foram baseados nos modelos computacionais desenvolvidos por Bazant e Pasannan (1989), e introduzidos ao sistema ANSYS através da sub-rotina USERMAT 3D. O algoritmo utilizado considera que a cada passo de tempo das análises não-lineares a tensão aplicada varia em uma taxa linear. Sendo que os incrementos de tensões são transformados em taxas de deformação viscosas através das relações constitutivas adotadas. O comportamento viscoelástico tridimensional do concreto foi considerado como sendo isotrópico, em que a matriz constitutiva isotrópica linear $[D^*]$ é adotada (Equação 4.80), em que E^* é o módulo de elasticidade efetivo, dado pela Equação 5.1. Os detalhes a respeito das formulações adotadas no algoritmo incremental considerado podem ser consultados nas referências indicadas.

$$[D^*] = \frac{E^*}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.80)$$

4.2 MODELOS PARA O AÇO

As estruturas de concreto armado são caracterizadas pela presença de barras de aço incorporadas na matriz de concreto, que são adicionadas a fim de conferir melhor desempenho, e segurança, aos elementos estruturais às solicitações de tração. Em pontes estaiadas de concreto armado, além das barras de aço passivas, a presença de cordoalhas protendidas, que formam os estais, constitui a armadura ativa que caracteriza tais obras de arte especiais. Portanto, a consideração de modelos reológicos adequados para previsão do comportamento dos elementos estruturais constituídos pelo aço durante as simulações numéricas faz-se necessário, cujos modelos adotados neste trabalho são descritos a seguir.

4.2.1 Armaduras passivas

O comportamento das barras de armadura passiva é representado através de modelos reológicos uniaxiais, pois tais elementos estão sujeitos, majoritariamente, a tensões axiais. Para este trabalho foi utilizado o modelo bilinear, já incluso no *software* ANSYS, a fim de representar o comportamento referente a tensões e deformações nas barras de armadura para os efeitos instantâneos.

O aço das armaduras passivas é representado como um material elastoplástico perfeito (possui o mesmo comportamento em tração e compressão), e o modelo utilizado a fim de simular o seu comportamento foi o **elastoplástico com endurecimento linear**. Neste trabalho considerou-se o aço com patamar de escoamento bem definido, e com dureza material (Aço CA-50), cujo gráfico de tensão-deformação é representado na Figura 4.15.

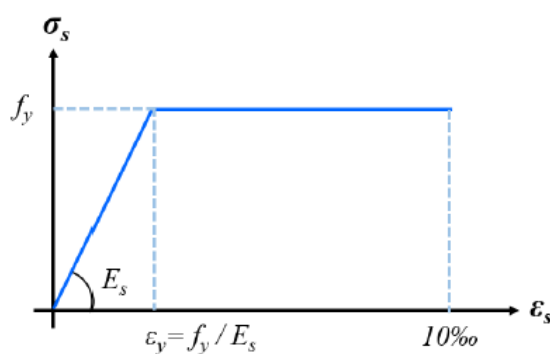


Figura 4.15 – Modelo elastoplástico considerado para o aço CA-50. (LAZZARI, 2016)

Para os aços com patamar de escoamento bem definido foi utilizado o módulo de endurecimento linear igual a 1% do valor de seu módulo de elasticidade.

4.2.2 Armaduras ativas

As armaduras ativas, ou de protensão, proeminentes em pontes estaiadas são as cordoalhas referentes aos estais. Estes elementos estruturais são caracterizados por apresentarem capacidade resistente somente quando sujeitos a esforços de tração axial.

Para os elementos que representam as armaduras ativas o modelo considerado para a previsão do seu comportamento instantâneo, relacionado a tensões e deformações, foi o **modelo elastoplástico com endurecimento linear**. A Figura 4.16 mostra, esquematicamente, o comportamento de tensões e deformações adotados para as armaduras ativas neste trabalho.

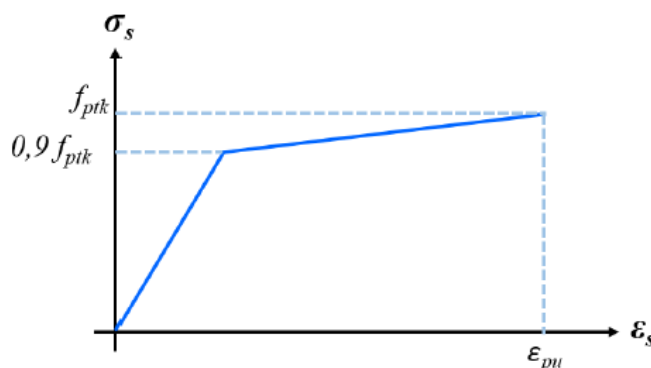


Figura 4.16 – Modelo reológico elastoplástico com endurecimento linear para as armaduras ativas. (LAZZARI, 2016)

A variação das tensões nas armaduras ativas relacionado ao fenômeno da relaxação, em especial nos elementos referentes aos estais, é o principal efeito dependente do tempo observado experimentalmente em cordoalhas sujeitas a deformações constantes. Segundo Cidade (2017), é comum denominar o fenômeno dependente do tempo nos estais como “**fluência dos estais**”, pois em pontes estaiadas, a variação das tensões devido a relaxação nos cabos não é significativa, como é previsto pela definição do fenômeno. A Figura 4.17 mostra o fenômeno de relaxação dos estais obtido experimentalmente, em que os valores das deformações irreversíveis em cordoalhas sujeitas a tensões constantes (σ_g) são apresentados.

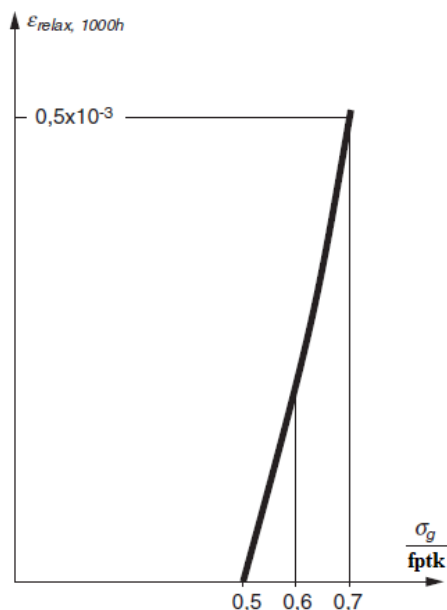


Figura 4.17 – Deformações irreversíveis devido a relaxação em cordoalhas sujeitas a tensão constante por 1000 horas. (adaptado de GIMSING, 2012)

Como pode-se observar através da Figura 4.17, as deformações irreversíveis crescem significativamente a partir do momento em que as tensões nos cabos são superiores a 50% da tensão última de ruptura à tração (f_{ptk}). Conforme Gimsing e Georgakis (2012), este é o motivo pelo qual as tensões de projeto nos estais, considerando os carregamentos permanentes, são limitadas a 45% da tensão última de ruptura à tração das cordoalhas.

Portanto, tendo em vista estas características, e devido ao fato de que as tensões previstas em projeto para os estais da Ponte do Saber, considerando os carregamentos permanentes, não excedem o limite de $0,45f_{ptk}$, não será considerado neste trabalho o efeito dependente do tempo nos estais. Uma vez que os dados experimentais apontam que tal fenômeno levaria a efeitos irrelevantes para o comportamento destes elementos, para os níveis de tensão adotados em estado de serviço e considerados neste trabalho.

5 MODELO COMPUTACIONAL E ANÁLISE NUMÉRICA

A estrutura da Ponte do Saber foi modelada e analisada através do *software* ANSYS (*Analysis Systems Incorporated*) versão 19.2, com o uso de um *script* de entrada de dados em linguagem própria, chamada APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). Os modelos constitutivos para o comportamento de retração, fluência e fissuração do concreto, descritos no capítulo 4, foram introduzidos através da customização da sub-rotina USERMAT, disponível na área de customização de usuário no *software* de elementos finitos. A linguagem de programação das sub-rotinas é o FORTRAN77.

Este trabalho dá sequência a teses e dissertações anteriores desenvolvidas no CEMACOM/UFRGS, que utilizam o *software* ANSYS para as análises de estruturas através do método dos elementos finitos. De modo particular, esta dissertação dá continuidade aos estudos desenvolvidos por Lazzari (2016), que implementou um modelo reológico visco-elastoplástico, através da sub-rotina USERMAT, a fim de prever o comportamento do concreto para a simulação da resposta estrutural de elementos de concreto armado e protendido em seu estado limite último, e para a previsão do comportamento estático de um tabuleiro de ponte estaiada durante suas fases de construção. Adicionalmente, os modelos reológicos adotados para o comportamento do concreto neste estudo são baseados nas sub-rotinas de customização desenvolvidas nos trabalhos de Quevedo (2017), que implementou um modelo viscoelástico para o concreto com o objetivo de prever o comportamento de revestimentos superficiais de estruturas de túneis profundos através do uso do método dos elementos finitos; e Schmitz (2017), que adotou um modelo visco-elastoplástico para o concreto a fim de prever a resposta estrutural de tabuleiros de pontes em estrutura mista (aço-concreto) através do método dos elementos finitos.

Neste capítulo serão abordadas as características do modelo em elementos finitos utilizado para representar a Ponte do Saber, características dos modelos implementados através da sub-rotina de customização do usuário USERMAT, os resultados de validação do modelo viscoelástico com fissuração adotado para simular o comportamento instantâneo e dependente do tempo do concreto, e os resultados obtidos para a avaliação da influência da consideração do comportamento do peso próprio dos estais (efeito catenária de cabos) para a análise numérica da estrutura da ponte completa. Os resultados obtidos quanto à análise estrutural da Ponte do Saber são descritos no capítulo 6.

5.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O elemento finito utilizado para representar o concreto foi o hexaedro de 20 nós, SOLID186 (ANSYS, 2013^b). Este elemento finito apresenta comportamento quadrático de deslocamentos, que ocorre devido à presença de nós intermediários entre os nós extremos das arestas do elemento, resultando em funções de interpolação quadráticas referentes a estes nós. O elemento SOLID186 apresenta três graus de liberdade por nó, sendo: translações em UX, UY e UZ. Este elemento finito não apresenta graus de liberdade de rotação. A Figura 5.1 apresenta a representação do elemento SOLID186 do ANSYS.

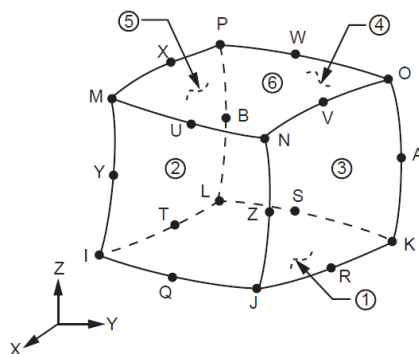


Figura 5.1 – Hexaedro espacial de 20 nós, SOLID186. (ANSYS, 2013^b)

O elemento SOLID186 foi considerado como um elemento sólido estrutural homogêneo (KEYOPT(3) = 0), e utilizou-se o método de integração reduzida (KEYOPT(2) = 0). Além destes apontamentos, este elemento finito é compatível com a sub-rotina USERMAT, e com o processo de ativação e desativação de elementos durante as soluções dos casos de carga considerados para a simulação das etapas construtivas da ponte estaiada.

Os estais foram representados e discretizados como elementos de barra tridimensional com 2 nós, sendo um em cada extremidade. O elemento LINK180 (ANSYS, 2013^b) foi utilizado, pois é compatível com o processo de ativação e desativação de elementos durante as soluções. Este elemento finito apresenta três graus de liberdade por nó, sendo: Translação em UX, UY e UZ. Para este trabalho foi considerado que os elementos LINK180 apresentem capacidade resistente somente quando sujeito à esforços uniaxiais de tração, ortogonais ao plano da sua seção transversal. A Figura 5.2 apresenta, esquematicamente, o elemento LINK180.

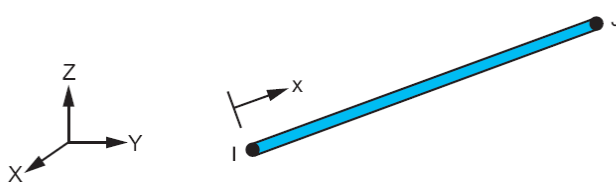


Figura 5.2 – Elemento de barra tridimensional de 2 nós, LINK180. (ANSYS, 2013^b)

As armaduras passivas foram introduzidas no modelo como elementos de reforço incorporados aos elementos SOLID186. No *software* ANSYS, os reforços são integrados ao modelo tridimensional através dos elementos REINF264 (ANSYS, 2013^b). Estes são introduzidos ao modelo como fibras que são orientadas nas direções estabelecidas pelo usuário, dentro dos elementos sólidos, também chamados de elementos base, ou matriz. O número de graus de liberdade dos reforços é compatível com os graus de liberdade do elemento base, portanto, neste caso, os elementos de reforço possuem três graus de liberdade por nó, sendo: translação em UX, UY e UZ.

Algumas características são relevantes a respeito dos elementos REINF264, que são: a consideração de compatibilidade dos deslocamentos entre os elementos de reforço e base, resultando em uma aderência perfeita entre o concreto e o aço em nível de elemento; os elementos de reforço possuem apenas rigidez uniaxial, portanto apresentam somente esforços de tração ou compressão.

A Figura 5.3 apresenta o elemento REINF264 como armaduras incorporadas internamente aos elementos base SOLID186, retirado do modelo em elementos finitos de uma aduela da Ponte do Saber, e uma representação dos elementos de reforço (em vermelho) no interior do hexaedro de 20 nós.

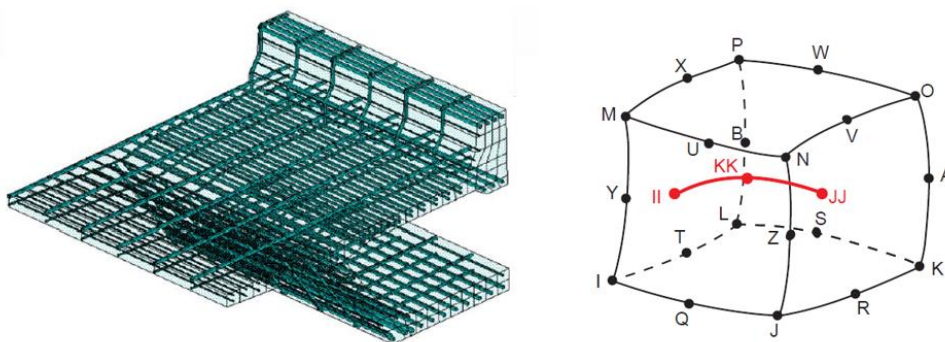


Figura 5.3 – Elementos de reforço das armaduras passivas de uma aduela da Ponte do Saber, e representação do reforço no interior do elemento base SOLID186. (LAZZARI, 2016; ANSYS, 2013^b)

5.2 INTRODUÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

A Ponte do Saber é constituída de uma estrutura de concreto armado moldado *in loco*, portanto é necessário introduzir os modelos reológicos que serão utilizados, a fim de prever o comportamento dos materiais que formam o pilone, tabuleiro e estais. Nesta seção será apresentada a introdução dos modelos reológicos dos materiais, considerados no *script* de entrada de dados da linguagem APDL, assim como as características da sub-rotina USERMAT nos processos de solução através do método dos elementos finitos no ANSYS.

5.2.1 Modelos Constitutivos do concreto

O concreto foi considerado segundo o modelo viscoelástico com fissuração, cujo comportamento e equações constitutivas, descritas no capítulo 4, foram inseridas na sub-rotina USERMAT-3D. A adoção dessa sub-rotina se deu, pois esta é compatível com as formulações matemáticas do elemento SOLID186 (ANSYS, 2013^f), que foram utilizados para representar o concreto na estrutura da Ponte do Saber.

5.2.1.1 Características da sub-rotina de customização USERMAT

Os carregamentos introduzidos nas simulações estruturais no ANSYS podem ser descritos como deslocamentos impostos, forças distribuídas em áreas, forças concentradas nos nós do modelo, forças de volume, tensões iniciais, entre outros. Para as análises não-lineares, cuja solução adotada é o método de Newton-Raphson, o *software* divide os carregamentos totais em sub-passos de carga ou tempo, em que os esforços são aplicados de forma monotônica em um intervalo total (indicado no programa pelo comando TIME). O programa principal determina os incrementos de deformações a partir dos carregamentos aplicados, que serão os dados de entrada na sub-rotina USERMAT, cuja função será atualizar as tensões nos elementos, avaliadas em relação a cada ponto de integração, com base nos modelos matemáticos reológicos programados pelo usuário. Quando as condições de equilíbrio são satisfeitas durante as iterações numéricas, as tensões, deformações e variáveis de estado são atualizadas, e com isso inicia-se o próximo incremento de carregamento (QUEVEDO, 2017; SCHMITZ, 2017).

A sub-rotina adotada neste trabalho possui dois níveis de operação:

- Primeiro nível:** Leitura de dados iniciais disponibilizados pelo usuário no *script* de entrada de dados do ANSYS APDL, cálculo dos parâmetros necessários para a previsão do comportamento viscoelástico com fissuração do concreto, e atualizações das variáveis de tempo e controle;
- Segundo nível:** Atualização das tensões e deformações até atingir-se os critérios de convergência definidas pelo usuário no programa principal.

A Figura 5.4 apresenta, de modo esquemático, um fluxograma que exemplifica o funcionamento da USERMAT em cada caso de carga no processo de análise estrutural não-linear através do método dos elementos finitos.

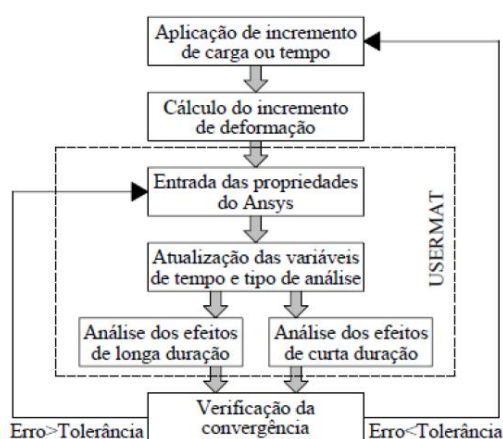


Figura 5.4 – Fluxograma simplificado do funcionamento da sub-rotina USERMAT durante a análise não-linear de estruturas. (SCHMITZ, 2017)

Segundo Quevedo (2017), o funcionamento da USERMAT se dá conforme segue:

- cálculo do incremento de deformação viscosa e/ou plástica: $\{\Delta\varepsilon_{v/p}\}$;
- atualização do incremento de deformação elástica: $\{\Delta\varepsilon_e\} = \{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\varepsilon_{v/p}\}$, em que $\{\Delta\varepsilon_e\}$ é o vetor de deformações elásticas, e $\{\Delta\varepsilon\}$ o vetor das deformações totais provenientes dos sub-passos considerados no processo de solução;
- determinação da matriz constitutiva $[D]$;
- cálculo do incremento de tensão elástica: $\{\Delta\sigma\} = [D] \{\Delta\varepsilon_e\}$;
- atualização da matriz jacobiana (matriz elástica isotrópica): $[J] = \frac{\partial\Delta\sigma_{ij}}{\partial\Delta\varepsilon_{ij}}$;
- atualização das tensões e variáveis de estado: $\{\sigma\}_{i+1} = \{\sigma\}_i + \{\Delta\sigma\}$;

- g) verifica-se a convergência no programa principal, e se os limites de erros forem satisfeitos atualiza-se as tensões, deformações e variáveis de estado para cada ponto de integração dos elementos, e inicia-se o próximo sub-passo. Caso a convergência não ocorra os procedimentos de “a” até “f” são refeitos.

Os valores das propriedades do concreto, informados pelo usuário no *script* de entrada de dados do programa principal, devem ser compatíveis com as unidades das formulações adotadas na programação da sub-rotina USERMAT. Para este trabalho as unidades básicas consideradas foram: o centímetro (cm) para comprimento, quilo newton (kN) para forças, dias para tempo, e graus celsius ($^{\circ}\text{C}$) para temperatura.

A determinação das deformações que evoluem com o avanço do tempo, devido ao efeito de fluência e retração do concreto, são calculadas pelo processo iterativo na USERMAT segundo o fluxograma apresentado na Figura 5.5.

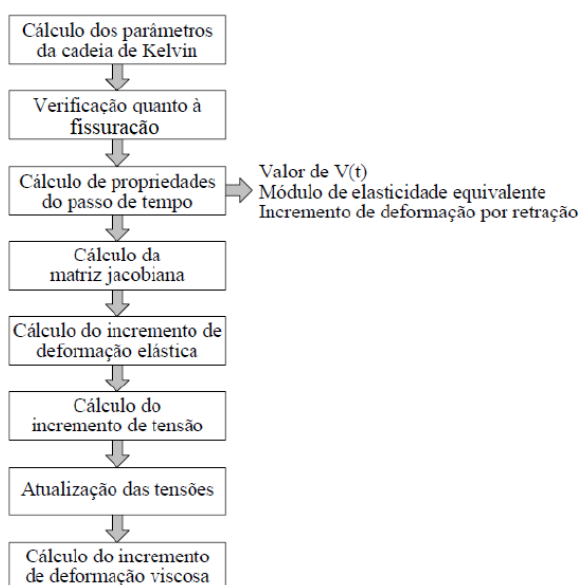


Figura 5.5 – Fluxograma do funcionamento da sub-rotina USERMAT para determinação das deformações devido a fluência e retração. (SCHMITZ, 2017)

A determinação dos parâmetros da cadeia de Kelvin para os elementos é realizada somente na primeira interação, pois o fator de envelhecimento do cimento, $V(t)$, é considerado separadamente em relação a função de fluência. O cálculo do módulo de elasticidade equivalente é realizado a fim de considerar o efeito dependente do tempo para a composição da matriz constitutiva linear isotrópica (matriz jacobiana), que será utilizada para atualizar as

tensões no processo iterativo na USERMAT. Quando a convergência é alcançada, calcula-se o incremento de deformação viscoelástica referente a cada unidade da cadeia de Kelvin-Generalizada, sendo que o incremento de deformações viscoelásticas em cada elemento será a somatória das deformações em cada unidade da cadeia. O módulo de elasticidade equivalente é atualizado conforme a idade do material aumenta, sendo determinado iterativamente pela Equação 5.1.

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E_{i+1/2}} + \sum_{\mu=1}^N \frac{1 - \lambda_{\mu}}{E_{\mu} v_{i+1/2}} \quad \mu = 1,2,3 \dots N \quad (5.1)$$

Sendo:

E^* - módulo de elasticidade equivalente;

$E_{i+1/2}$ - módulo de elasticidade no tempo intermediário ente os passos de tempo;

λ_{μ} - variável auxiliar;

E_{μ} - módulo de elasticidade da μ -ésima cadeia de Kelvin;

$v_{i+1/2}$ - fator que leva em consideração a solidificação da pasta de cimento (envelhecimento do concreto);

A verificação dos pontos de integração do modelo em elementos finitos que estão fissurados é realizada através das tensões atualizadas, calculada no final dos *loops* da USERMAT. Se a verificação de fissuração no ponto é satisfeita, inicia-se a consideração da curva de amolecimento para a atualização das tensões no referido ponto de integração fissurado. Além disso, a partir do instante em que o ponto está fissurado, o efeito de Poisson é desprezado, e os efeitos das deformações viscosas, dependentes do tempo, são desconsiderados.

5.2.1.2 Introdução dos dados para o concreto em linguagem APDL

A introdução dos modelos constitutivos do concreto no *software* ANSYS foi feita no *script* de entrada de dados em linguagem APDL através do comando TB,USER, que define o comportamento do material segundo customização do usuário. A Figura 5.6 apresenta a entrada de dados do concreto no *script* em linguagem APDL. E o Quadro 5.1 apresenta a descrição das variáveis identificadas na Figura 5.6.

O *array* de variáveis de estado (USTATEV) é utilizado na sub-rotina USERMAT para armazenar dados e valores previamente calculados nos processos iterativos durante as soluções numéricas. Estes valores são utilizados durante as análises não-lineares, e após cada passo de carga são atualizados para serem utilizados nas soluções subsequentes. O comando MPDATA,DENS indica o valor da massa específica para o material identificado conforme a numeração definida pelo usuário.

```

# do mterial
↓
TB,USER,i-1+200,1,20 ← # de dados de entrada
TBTEMP,1,0
TBDATA,1,ligafluencia,ligaretracao
TBDATA,3,ti(i)
TBDATA,4,ts,t0(i),tinf
TBDATA,7,fck,nurev
TBDATA,9,s,rh,hf,betasc,alpha
TBDATA,14,ndec
TBDATA,15,ktime,kelemid,kkDomIntPt
TBDATA,18,desligatempo
TBDATA,19,ligafisadu(i)
TBDATA,20,temperatura
TB,STATE,i-1+200,,650 ← # referente ao tamanho do
                        array USTATEV na USERMAT
!
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,i-1+200,,2.45E-3
.

```

Figura 5.6 – Entrada de dados para o modelo do concreto customizado no script em linguagem APDL. (elaborado pelo autor)

Nome da Variável	Descrição
ligafluencia	Se 1 - liga fluência e 0 - desliga fluência
ligaretracao	Se 1 - liga retração e 0 - desliga retração
ti	Tempo, em dias, considerado para o início do concreto na análise numérica.
ts	Idade do concreto, em dias, no início da secagem.
t0	Idade do concreto, em dias, no instante da aplicação dos carregamentos.
tinf	Tempo final, em dias, considerado para o ajuste da cadeia de Kelvin no modelo viscoelástico.
fck	Resistência característica à compressão do concreto, em kN/cm ² .
nurev	Coefficiente de Poisson do concreto.
s	Coefficiente adimensional que depende do tipo de cimento utilizado.
rh	Umidade relativa do ambiente, em %.
hf	Espessura fictícia, em cm.
betasc	Coefficiente que depende do tipo de cimento.
alpha	Coefficiente que define o efeito do tipo de cimento durante cura do concreto.
ndec	Número de passos por décadas utilizado para o cálculo dos parâmetros da cadeia de Kelvin.
ktime	Tempo, em dias, para gerar o arquivo intermediário de saída de dados.
kelemid	Identificação do elemento para saída de dados.

Nome da Variável	Descrição
kkDomIntPt	Identificação do ponto de integração para saída de dados
desligatempo	Tempo máximo, em dias, para considerar o efeito de fluência no concreto.
ligafissura	Se 1 - liga fissura e 0 - desliga fissura
temperatura	Temperatura considerada nas análises, em °C

Quadro 5.1 – Descrição das variáveis de entrada de dados para o concreto no script APDL para a USERMAT. (Fonte: elaborado pelo autor)

5.2.1.3 Validação da sub-rotina de customização USERMAT

O modelo adotado para a previsão das deformações devido ao fenômeno de fluência e retração, através do uso da sub-rotina de customização USERMAT, foi o desenvolvido por Quevedo et al (2018). O mesmo autor apresenta resultados de análises numéricas comparando a evolução das deformações no concreto, obtidas pelo modelo customizado introduzido nas simulações no ANSYS, e os resultados experimentais realizados em corpos de prova cilíndricos de concreto, submetidos a diferentes históricos de tensões, desenvolvido por Ross (1958). Além disso, Schmitz (2017) expõem uma comparação da evolução das deformações devido ao fenômeno de fluência no concreto entre os modelos propostos conforme os Códigos Modelos CEB-FIB1990 e *fib*2010, em relação aos ensaios experimentais feitos por Ross (1958), cujos gráficos dos resultados obtidos são apresentados no Apêndice A.

A verificação do modelo de fissuração foi realizada através de simulações não-lineares, adotando-se o método de Newton-Raphson, em modelos simplificados de um cubo de concreto discretizado em um elemento SOLID186. A Figura 5.7 apresenta o modelo em elementos finitos considerado para as análises numéricas, sendo composto por um cubo de 1 cm de comprimento em cada aresta, com deslocamentos restringidos através da adoção de vínculos de primeira ordem.

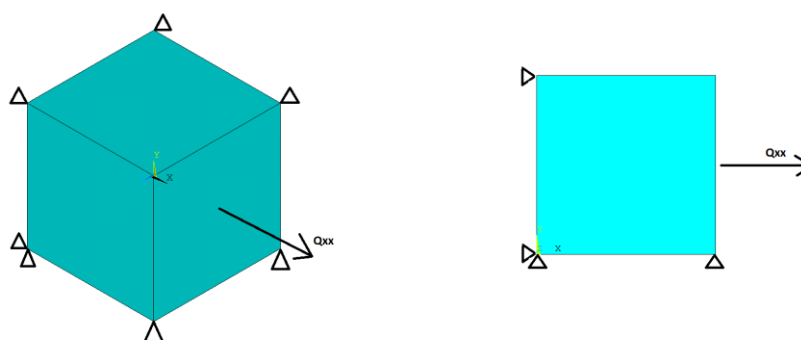


Figura 5.7 – Modelo em elementos finitos no ANSYS de um cubo de concreto de 1cm de lado submetido a solicitação normal de tração. (elaborado pelo autor)

Os valores dos dados introduzidos no *script* APDL para os testes do modelo para fissuração do concreto são descritos na Tabela 5.1.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Resistência característica à compressão	fck	6,50 kN/cm ²
Coefficiente dependente do tipo de cimento	s	0,25
Coefficiente de Poisson	v	0,20
Umidade relativa do ambiente	RH	79 %
Espessura fictícia	hf	0,50 cm
Idade do concreto no final da cura	ts	Variável
Coefficiente dependente do tipo de cimento	β_{sc}	5
Temperatura considerada	temp	23 °C
Coefficiente dependente do tipo de cura do cimento	α	1

Tabela 5.1 – Dados para o concreto nas simulações numéricas dos testes para o material submetido a solicitações de tração. (Fonte: elaborado pelo autor)

As análises numéricas foram realizadas considerando diferentes valores para a idade do material quando carregado, e foram feitas simulações para o concreto tracionado considerando a adição dos efeitos de deformação devido ao fenômeno de fluência e retração. A Figura 5.8 apresenta os gráficos de tensão-deformação do concreto submetido às solicitações de tração, para diferentes idades de carregamento, e a Figura 5.9 mostra os gráficos de tensão-deformação para o cubo de concreto considerando a união do modelo viscoelástico e de fissuração.

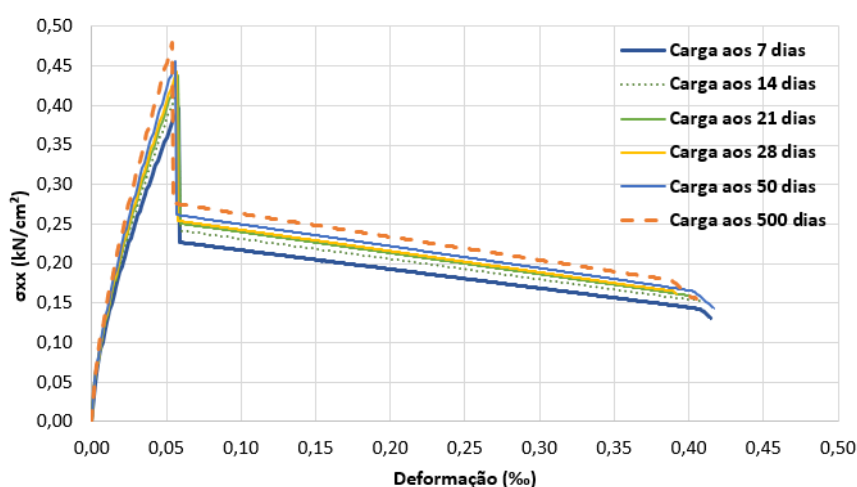


Figura 5.8 – Resultado das tensões e deformações no concreto tracionado para diferentes idades de carregamento. (elaborado pelo autor)

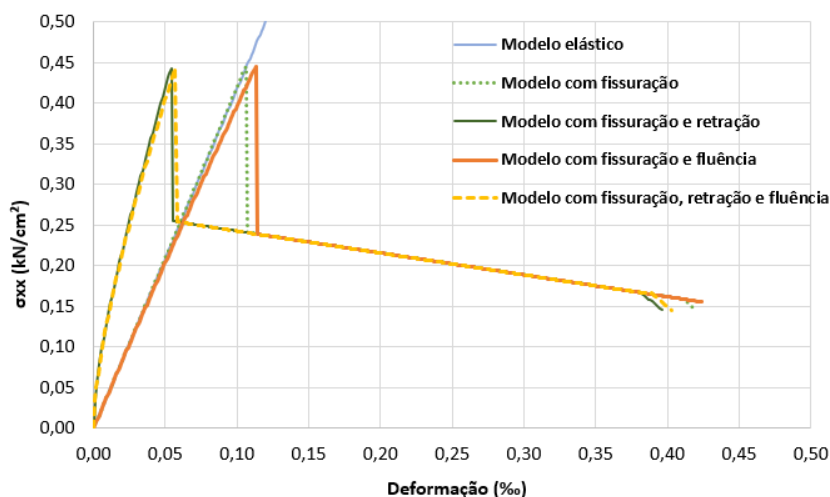


Figura 5.9 – Resultado das tensões e deformações no concreto tracionado considerado o modelo de fissuração, fluência e retração. (elaborado pelo autor)

Através dos resultados obtidos na Figura 5.8 pode-se perceber a maior inclinação da reta tangente, referente ao trecho linear para o concreto tracionado, em idades de carregamento maiores. Esse comportamento é esperado, pois o modelo implementado através da USERMAT atualiza os valores do módulo de elasticidade do concreto com o avanço do tempo nas análises, com o objetivo de simular o efeito de ganho de resistência e rigidez das peças de concreto em maiores idades. Já os resultados apresentados na Figura 5.9 mostram o efeito observado nos elementos de concreto tracionado devido, principalmente, ao fenômeno da retração, que translada a curva tensão-deformação para a esquerda. Este efeito pode ser explicado pois a retração induz o surgimento de tensões de tração nas peças de concreto, que é somada as solicitações de tração provenientes do carregamento implementado nas simulações, e é percebido devido a maior inclinação das retas dos trechos lineares dos resultados obtidos com o modelo de fissuração, juntamente ao efeito de retração. Além disso, pode-se notar que após o ponto de integração atingir as tensões de início de fissuração o efeito das deformações viscosas é desconsiderado, mantendo-se somente o comportamento referente a regra de amolecimento do concreto tracionado.

5.2.1.4 Introdução dos materiais para o concreto no modelo da Ponte do Saber

A estrutura da Ponte do Saber é composta de um pilone e tabuleiro em concreto armado moldado *in loco*. Portanto, tendo em vista a simulação das diferentes fases construtivas da estrutura da ponte, faz-se necessário a introdução de diversos materiais que representem o

comportamento do concreto referente a cada etapa de construção, sendo identificados por diferentes idades de carregamento e de ativação dos elementos durante as simulações.

Os valores dos parâmetros adotados no *script* de entrada de dados para o concreto, que será considerado na sub-rotina USERMAT, são apresentados na Tabela 5.2, e referem-se às propriedades comuns aos modelos constituintes das aduelas e do pilone. O valor para a resistência característica à compressão (f_{ck}) utilizado nas simulações foi a média obtida através de ensaios de compressão axial em amostras de corpos de prova cilíndricos de concreto, moldados durante a execução da estrutura da ponte, que foram realizados nos laboratórios do Instituto Militar de Engenharia, na cidade do Rio de Janeiro. Conforme Toledo (2014), a umidade relativa do ambiente para a região em que foi executada a Ponte do Saber é de aproximadamente 79%, e a temperatura média é de 23,7^oC. As demais informações referentes ao tipo de cimento utilizado, que serão necessários para definir os demais parâmetros para os cálculos na USERMAT, foram disponibilizados pela empresa responsável pela execução da estrutura.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Resistência característica à compressão	fck	6,515 kN/cm ²
Coefficiente dependente do tipo de cimento	s	0,20
Coefficiente de Poisson	v	0,20
Umidade relativa do ambiente	RH	79 %
Coefficiente dependente do tipo de cimento	βsc	8
Temperatura considerada	temp	23,7 °C
Coefficiente dependente do tipo de cura do cimento	α	1
Tempo final para o ajuste das cadeias de Kelvin	tinf	3000 dias
Número de passos por décadas utilizado para cálculo dos parâmetros da cadeia de Kelvin	ndec	10
Tempo final para a consideração das deformações por fluência	desligatempo	2000 dias

Tabela 5.2 – Dados comuns para os modelos do concreto nas simulações numéricas referentes a estrutura das aduelas e do pilone. (Fonte: elaborado pelo autor)

Para este trabalho foi considerado o valor da massa específica do concreto, para os elementos finitos SOLID186, sendo de $\rho = 2,45E-03$ kg/cm³, conforme recomendações do *CIB Report 115* (1989).

Os valores dos tempos adotados para a ativação dos elementos de concreto das aduelas do modelo em elementos finitos, e as idades de carregamento do concreto considerados, sendo

conforme os valores da construção real da ponte, que foram obtidos com base em planilhas de acompanhamento de obra disponibilizadas pela empresa executora, são identificadas no Quadro 5.2. Para todas as aduelas o valor da espessura fictícia, considerado para as previsões das deformações devido a fluência no concreto, e calculada com base nas dimensões apresentadas no projeto estrutural de VGarambone (2012), foi de $hf = 51,22$ cm. O tempo de cura do concreto considerado foi de $ts = 2$ dias. A posição de cada aduela pode ser verificada na Figura 3.13, no capítulo 3.

Identificação da aduela	Tempo de ativação (ti), em dias	Idade de carregamento (t0), em dias	Identificação da aduela	Tempo de ativação (ti), em dias	Idade de carregamento (t0), em dias
ADUENTORNO	25	7	ADU08-A	345	2
ADUINICIAL	190	27	ADU08-B	350	6
ADU01-A	225	27	ADU09-A	358	2
ADU01-B	265	5	ADU09-B	362	2
ADU02-A	274	3	ADU10-A	368	1
ADU02-B	279	5	ADU10-B	372	2
ADU03-A	287	1	ADU11-A	378	1
ADU03-B	291	4	ADU11-B	385	4
ADU04-A	298	3	ADU12-A	396	1
ADU04-B	305	2	ADU12-B	407	14
ADU05-A	309	3	ADU13-A	427	1
ADU05-B	315	7	ADU13-B	433	3
ADU06-A	322,8	1,2	ADU14-A	442	3
ADU06-B	326	1	ADU14-B	448	5
ADU07-A	330	1	ADUFINAL	466	28
ADU07-B	334	4			

Quadro 5.2 –Datas de ativação e idades de carregamento do concreto para as respectivas aduelas que compõem o modelo em elementos finitos no ANSYS. (Fonte: elaborado pelo autor)

O Quadro 5.3 mostra a identificação das regiões referentes aos diferentes materiais inseridos para o concreto que compõe o pilone do modelo em elementos finitos. Também são apresentados os valores dos tempos de ativação para cada material criado, obtido com base em planilhas de acompanhamento de obra disponibilizadas pela empresa executora. Os

valores das espessuras fictícias (hf) foram calculadas com base nas geometrias para cada região especificada, e apresentadas no projeto estrutural (VGARAMBONE, 2012). Para todos os modelos reológicos introduzidos para o concreto do pilone adotou-se como tempo de cura $t_s = 3$ dias, e idade de carregamento para o concreto $t_0 = 1$ dia. A identificação de cada região do pilone é indicada na Figura 5.26 e Quadro 5.5, na seção 5.3.2.

Identificação do pilone	Tempo de ativação (t_i), em dias	Espessura fictícia (hf), em cm	Identificação do pilone	Tempo de ativação (t_i), em dias	Espessura fictícia (hf), em cm
PILAR01	0	89,87	PILAR15,16 E 17	190	101,33
PILAR02 (L1+L2+V1)	0	440,04	PILAR18,19 E 20	218	100,45
PILAR03	0	90,69	PILAR21	272	99,35
PILAR04 (L3+L4+V2)	0	430,96	PILAR22a	283	131,19
PILAR05	33	90,69	PILAR22b	296	131,19
PILAR06	42	91,58	PILAR23	307	97,80
PILAR07	54	92,63	PILAR24	317	96,84
PILAR08	64	93,74	PILAR25	328	98,36
PILAR09	73	95,00	PILAR26a	339	94,03
PILAR10	85	96,41	PILAR26b	356	94,03
PILAR11	96	98,02	PILAR27a	366	138,40
PILAR12	112	109,92	PILAR27b	374	138,40
PILAR13	143	104,64	PILAR28	389	132,57
PILAR14	166	104,64			

Quadro 5.3 –Datas de ativação e espessuras fictícias do concreto para as respectivas regiões do pilone que compõem o modelo em elementos finitos no ANSYS. (Fonte: elaborado pelo autor)

5.2.2 Modelo constitutivo para as armaduras passivas

O modelo reológico para o aço das armaduras passivas (CA-50) foi o elastoplástico bilinear com endurecimento isotrópico (já incluso no ANSYS), conforme descrito no capítulo 4. A Figura 5.10 apresenta a entrada de dados no *script*, em linguagem APDL, para o modelo reológico considerado.

```

!----- MAT4:
!
!---- primeiro trecho:
!
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,4,,ES24
MPDATA,PRXY,4,,v24
!
!---- segundo trecho:
!
TB,BISO,4,1,2,
TBTEMP,1.0
TBDATA,,FY1,ES11,,,,

```

Figura 5.10 – Entrada de dados para o modelo elastoplástico bilinear com endurecimento isotrópico do aço para as armaduras passivas. (elaborado pelo autor)

A Tabela 5.3 apresenta os valores dos parâmetros adotados para o aço que compõem os elementos de reforço; e a Figura 5.11 apresenta o gráfico tensão-deformação do material introduzido no ANSYS.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Módulo de elasticidade	ES24	21.000 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson	V24	0,30
Tensão de escoamento	FY1	50 kN/cm ²
Deformação limite elástica	EPSLONY1	2,381E-03 cm/cm
Módulo de deformação plástica	ES11	210 kN/cm ²
Tensão última de ruptura	FU1	70,50 kN/cm ²
Deformação última de ruptura	EPSLONU1	0,10 cm/cm
Massa específica (<i>CIB REPORT 115, 1989</i>)	ρ	7,70E-03 kg/cm ³

Tabela 5.3 – Parâmetros mecânicos utilizados para o aço das armaduras passivas. (Fonte: elaborado pelo autor)

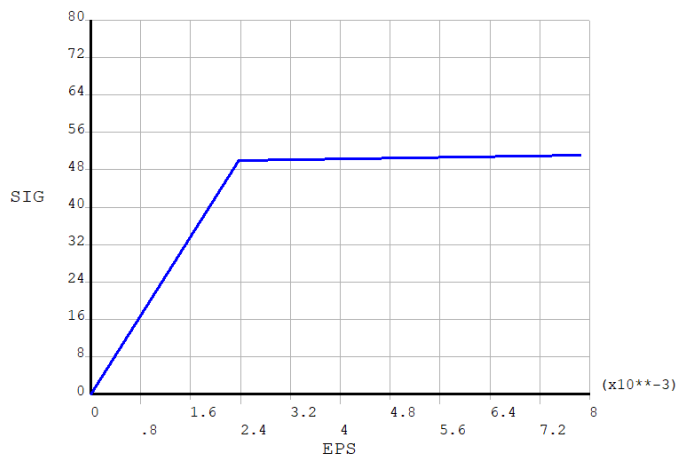


Figura 5.11 – Gráfico tensão-deformação do aço utilizado para as armaduras passivas. (elaborado pelo autor)

5.2.3 Modelo constitutivo para o aço dos estais

O material que compõe os estais é descrito segundo o modelo elastoplástico bilinear com endurecimento isotrópico, para a previsão do seu comportamento mecânico instantâneo. A Figura 5.12 apresenta a entrada de dados, em linguagem APDL, para o modelo reológico do material que compõe os estais. E a Tabela 5.4 apresenta os valores dos parâmetros físicos utilizados, que são referentes as cordoalhas CP-177RB. As propriedades mecânicas adotadas para o material dos estais foram os valores apresentados por Gomes (2013), conforme os dados disponibilizados pelo fabricante.

```

!----- MAT3:
!
!---- primeiro trecho:
!
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,ES3
MPDATA,PRXY,3,,v3
!
! COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA:
!
MP,ALPX,3,0.0025
!
!---- segundo trecho:
!
TB,BISO,3,1,2,
TBTEMP,1.0
TBDATA,,FY3,ES33,,,,
!

```

Figura 5.12 – Entrada de dados para o modelo do material dos estais. (elaborado pelo autor)

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR ADOTADO
Módulo de elasticidade	ES3	19.500 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson	v3	0,30
Tensão de escoamento	FY3	177 kN/cm ²
Deformação limite elástica	EPSLONY3	9,077E-03 cm/cm
Módulo de deformação plástica	ES33	195 kN/cm ²
Tensão última de ruptura	FU3	194,73 kN/cm ²
Deformação última de ruptura	EPSLONU3	0,10 cm/cm
Coefficiente de dilatação térmica linear	ALPX	0,0025 °C ⁻¹

Tabela 5.4 – Parâmetros mecânicos utilizados para o aço dos estais no modelo reológico considerado. (Fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 5.13 mostra o gráfico tensão-deformação do modelo elastoplástico bilinear das armaduras ativas adotadas no ANSYS.

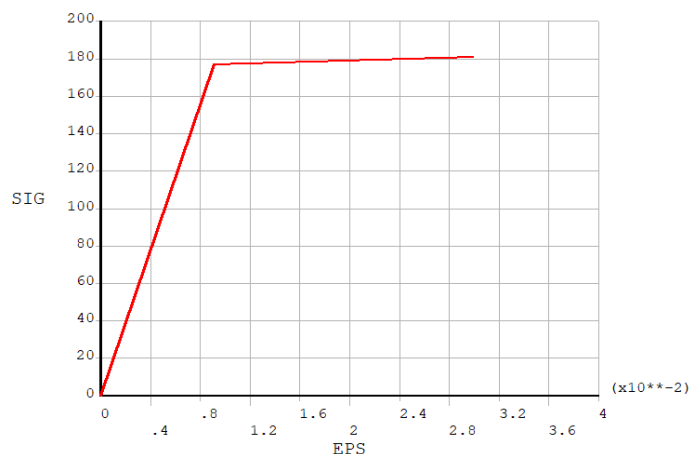


Figura 5.13 – Gráfico tensão-deformação do material utilizado para os estais. (elaborado pelo autor)

5.3 MODELOS GEOMÉTRICOS E MALHA UTILIZADA

Os elementos estruturais considerados neste trabalho foram: o pilone, as aduelas que constituem o tabuleiro, e os estais. As geometrias do projeto da Ponte do Saber, em particular do pilone, apresentam um grande desafio para que sejam modeladas no ANSYS devido a sua complexidade. Portanto, o método adotado para incluir estes elementos (pilone, aduelas e estais) no *script* de entrada de dados APDL foi o chamado método primitivo (ANSYS, 2013^g). O método primitivo consiste em lançar as geometrias através de uma série consecutiva crescente de ordens de formas geométricas, que para o *software* ANSYS são a seguinte:

- a) **keypoint**: são pontos de referência para o desenho das geometrias e identificados no sistema de coordenadas global;
- b) **linhas**: Formado pela união de dois keypoints;
- c) **áreas**: Formadas pela união de linhas que formam um plano;
- d) **volumes**: Formadas por um conjunto de áreas.

Para a modelagem do pilone e das aduelas foram lançados, no *script* de entrada de dados, primeiramente os keypoints, que foram identificados segundo o sistema de coordenadas global tridimensional X, Y e Z. Posteriormente, foram gerados os elementos de volume, identificados em suas arestas pelos keypoints. Ao serem gerados os volumes, o programa inclui, de modo automático, as linhas e áreas que o compõem. Os estais foram inclusos através da criação de linhas, identificadas no espaço tridimensional segundo os keypoints

correspondentes. Não será descrito aqui a posição de cada keypoint adotado no *script*, haja visto que foram necessários 22.283 desses marcadores para representar toda a geometria dos elementos estruturais considerados. Ao todo, o modelo sólido da Ponte do Saber foi definido através de 2.279 volumes hexaédricos.

A Ponte do Saber apresenta simetria transversal. Por isso, modelou-se somente a metade da estrutura, segundo o seu eixo de simetria. Esta metodologia foi adotada, pois neste trabalho efetua-se uma análise estrutural estática. Portanto, efeitos dinâmicos que são influenciados pela rigidez e massa da estrutura não são considerados, e os carregamentos atuantes durante as etapas construtivas são tidos como simétricos. Essa consideração possibilita diminuir substancialmente o número de elementos finitos pela metade, o que resulta em maior velocidade nos cálculos. Porém, para que esta metodologia fosse aplicada alguns cuidados e observações foram necessárias, e que são descritos nas partes subsequentes deste trabalho.

5.3.1 As aduelas

As aduelas que compõem o tabuleiro da Ponte do Saber são compostas por três divisões geométricas ao longo do seu comprimento, que são: Seção sem enrijecimento (SNE), seção com enrijecimento intermediário (SEI), e seção com enrijecimento final (SEF). A modelagem dos volumes que formam as aduelas foi realizada segundo as dimensões do projeto real, obtidas dos desenhos do projeto estrutural. E as elevações ao longo do comprimento foram introduzidas ao modelo conforme os valores de projeto do *greide* geométrico da ponte. O modelo dos volumes gerados no ANSYS das geometrias da seção caixão das aduelas, segundo as três divisões apresentadas, pode ser observado na Figura 5.14

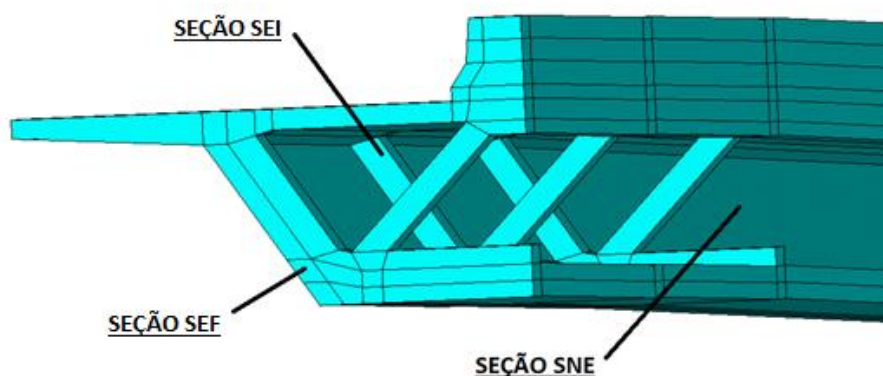


Figura 5.14 - Volumes gerados para modelagem das aduelas no ANSYS. (elaborado pelo autor)

As seções transversais das aduelas são apresentadas na Figura 5.15, com cotas em centímetros.

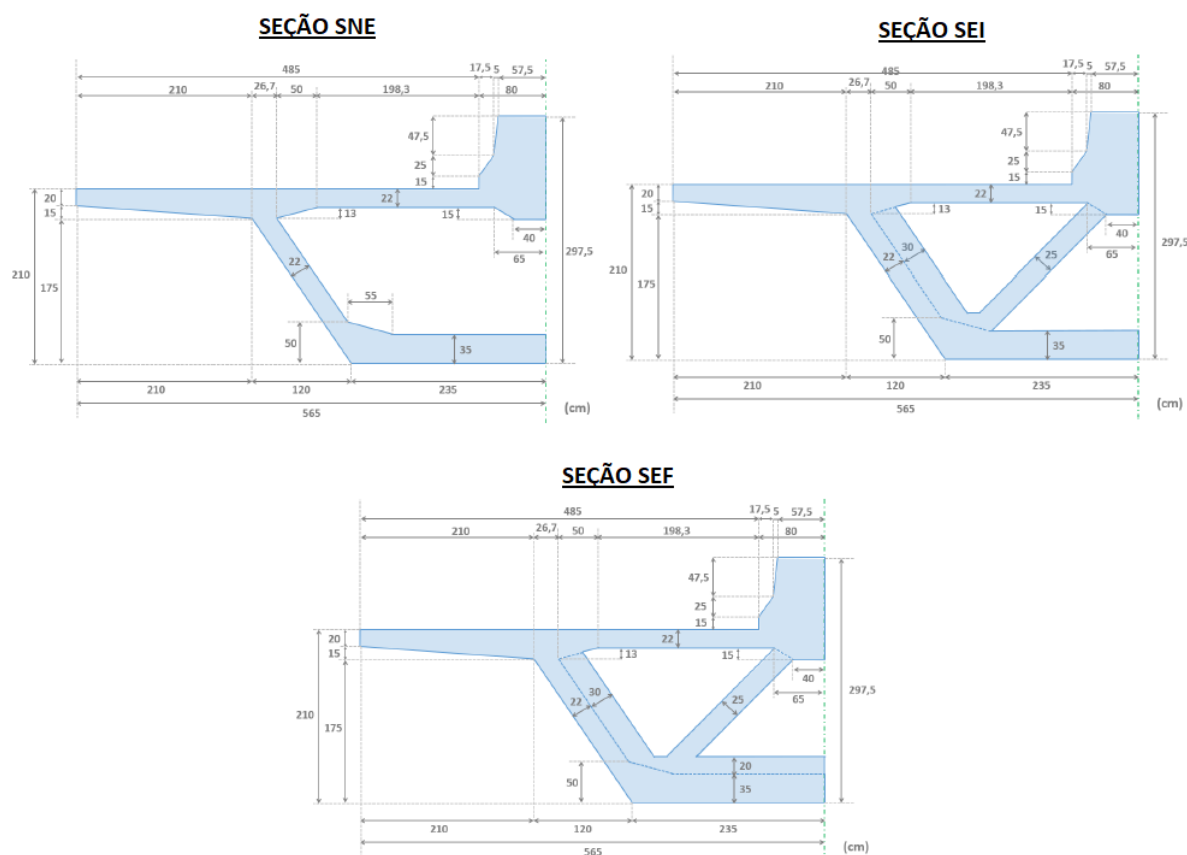


Figura 5.15 – Seção transversal que compõem as aduelas da Ponte do Saber, cotas em “cm”.
(LAZZARI, 2016)

A divisão dos volumes que compõem as aduelas, e a malha de elementos finitos utilizada para discretização do concreto em elementos SOLID186, foram feitas segundo o modelo exposto no trabalho de Lazzari (2016). A geometria da região das aduelas em que não há enrijecimento foi subdividida em 25 volumes hexaédricos, a porção com enrijecimento intermediário foi subdividida em 29 volumes hexaédricos, e a região com enrijecimento final foi subdividida em 30 volumes hexaédricos. A Figura 5.16 mostra as divisões dos volumes em cada seção transversal, e suas respectivas malhas em elementos finitos SOLID186.

Os detalhes e informações referentes ao procedimento e regiões em que foram lançados os elementos finitos de reforço REINF264, incorporados aos elementos SOLID186 de concreto, para as aduelas utilizados neste trabalho, podem ser vistos com detalhes conforme apresentado em Lazzari (2016), pois o mesmo modelo foi considerado. A Figura 5.17 mostra

os elementos REINF264 gerados, que representam as armaduras passivas presentes nas aduelas.

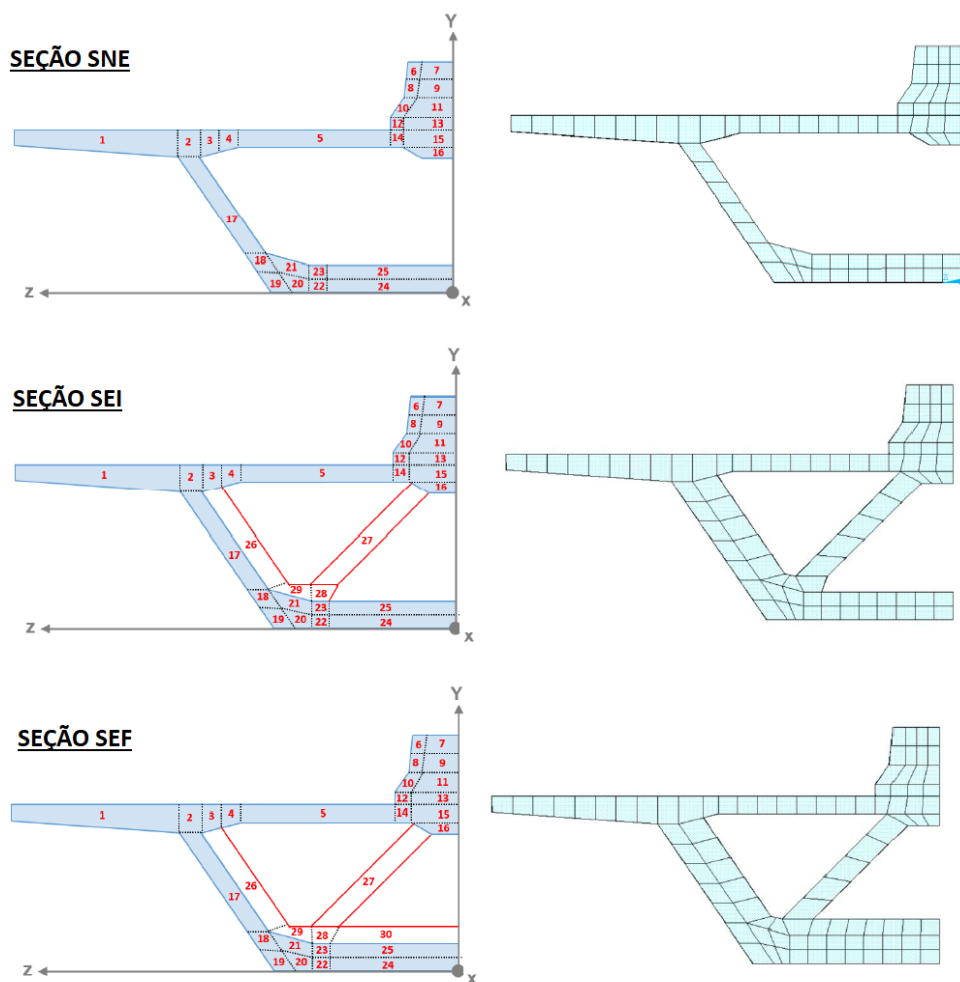


Figura 5.16 – Divisões dos volumes que compõe as aduelas, e malha de elementos finitos SOLID186 considerada. (LAZZARI, 2016)

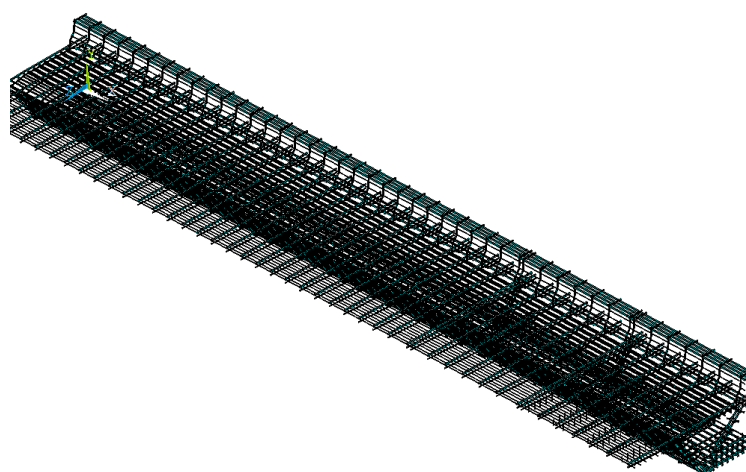


Figura 5.17 - Elementos REINF264 considerados no modelo numérico das aduelas no ANSYS. (elaborado pelo autor)

O Quadro 5.4 mostra as dimensões longitudinal de cada aduela, identificadas conforme as informações contidas no projeto estrutural e o plano de execução da ponte, descritos no capítulo 3, e o comprimento total do modelo.

Grupo	Comprimento (m)	Comprimento acumulado (m)	Grupo	Comprimento (m)	Comprimento acumulado (m)
ADUINICIAL	20,30	20,30	ADU08-A	5,00	95,30
ADU01-A	5,00	25,30	ADU08-B	5,00	100,30
ADU01-B	5,00	30,30	ADU09-A	5,00	105,30
ADU02-A	5,00	35,30	ADU09-B	5,00	110,30
ADU02-B	5,00	40,30	ADU10-A	5,00	115,30
ADU03-A	5,00	45,30	ADU10-B	5,00	120,30
ADU03-B	5,00	50,30	ADU11-A	5,00	125,30
ADU04-A	5,00	55,30	ADU11-B	5,00	130,30
ADU04-B	5,00	60,30	ADU12-A	5,00	135,30
ADU05-A	5,00	65,30	ADU12-B	5,00	140,30
ADU05-B	5,00	70,30	ADU13-A	5,00	145,30
ADU06-A	5,00	75,30	ADU13-B	5,00	150,30
ADU06-B	5,00	80,30	ADU14-A	5,00	155,30
ADU07-A	5,00	85,30	ADU14-B	5,00	160,30
ADU07-B	5,00	90,30	ADUFINAL	10,16	170,46

Quadro 5.4 - Características geométricas longitudinais das aduelas que compõem o tabuleiro da Ponte do Saber. (Fonte: adaptado de LAZZARI, 2016)

A Figura 5.18 mostra a malha de elementos finitos para as aduelas que compõem o tabuleiro do modelo da Ponte do Saber no ANSYS.

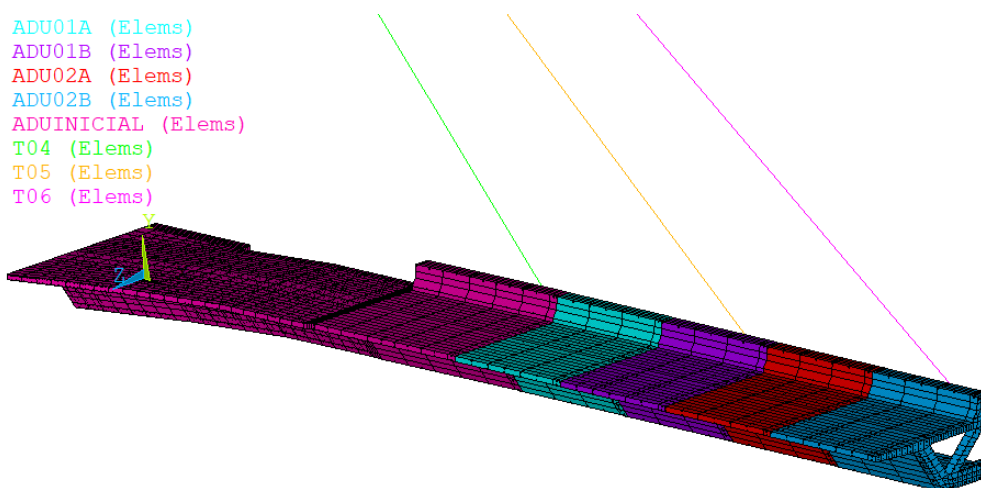


Figura 5.18 – Malha em elementos finitos das aduelas: ADUINICIAL, ADU01A-B e ADU02A-B. (elaborado pelo autor)

5.3.2 O pilone

A representação tridimensional do pilone consiste em um dos maiores desafios deste trabalho, pois esta estrutura foi projetada arquitetonicamente com um destaque estético singular. A modelagem do pilone pode ser subdividida em quatro regiões: os volumes das paredes verticais, regiões de lajes de enrijecimento curtas, aumento de seção transversal nos pontos em que são ancorados os estais de retaguarda, e volumes com estroncas referentes a região em que ocorre a alteração da inclinação da geometria da torre. A Figura 5.19 apresenta cada uma dessas regiões, assim como a divisão geométrica dos volumes que foram consideradas no *script* de entrada de dados da geometria no *software* ANSYS.

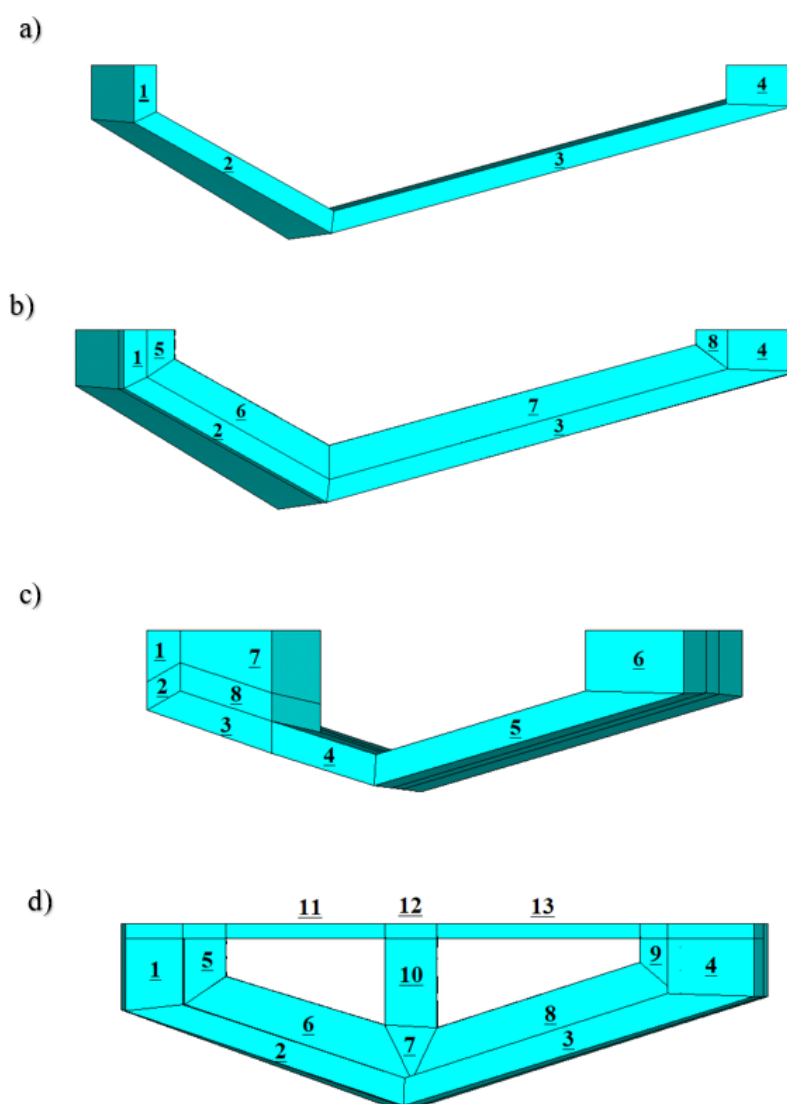


Figura 5.19 – Subdivisões das formas geométricas de volume que compõe o pilone, sendo: a) paredes verticais; b) lajes de enrijecimento curtas; c) regiões de ancoragem dos estais de retaguarda; d) ponto de inflexão da geometria do pilone. (elaborado pelo autor)

Para a geração da malha em elementos finitos, composta por elementos de concreto em SOLID186, foi adotado a metodologia de malha mapeada, identificada em *script* APDL pelo comando MSHKEY,1 (ANSYS, 2013^g). Essa ferramenta faz com que o programa gere malhas com apenas um tipo geométrico de elemento finito, identificado através do comando MSHAPE. Além disso, o *software* mantém, ao discretizar os elementos de volume, os mesmos padrões de divisões das linhas que compõem as arestas das geometrias, garantindo com isso uma malha uniforme e contínua no modelo. A propriedade dos elementos que compunham a malha foi feita através do comando ESIZE (ANSYS, 2013^g). Esta função permite ao usuário informar ao programa o número de elementos que deseja para a discretização dos volumes, ou a sua dimensão máxima. Com isso, o programa cria automaticamente as divisões de linhas, para a geração dos elementos finitos de volume, com base nos parâmetros limites informados pelo usuário. A Figura 5.20 apresenta a malha de elementos finitos considerada para os volumes referentes ao pilone da estrutura da Ponte do Saber.

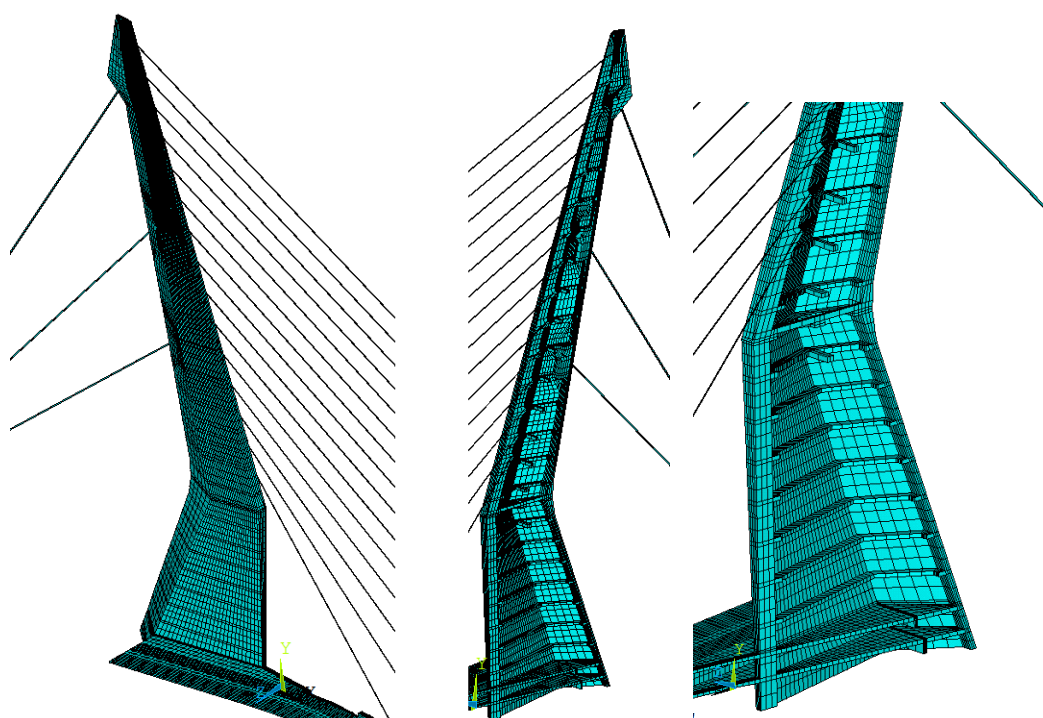


Figura 5.20 – Malha em elementos finitos do pilone da Ponte do Saber. (elaborado pelo autor)

Os elementos que representam as armaduras passivas do pilone (REINF264) foram introduzidos nos elementos base de concreto (SOLID186) através do uso de “elementos guia”, chamados no ANSYS de MESH200. Os elementos MESH200 são considerados como

“elementos somente de malha”, ou seja, eles não possuem formulação matemática que influenciarão nos resultados durante os processos de solução, e podem ser utilizados como “elementos guia”, que indicarão a posição, ou malha, que será composta de outros elementos finitos no modelo numérico (ANSYS, 2019^a). O procedimento para a introdução dos elementos de reforço, tendo como base a metodologia introduzida no *script* APDL como MESH200 são descritos a seguir (BENINCÁ, 2019):

- 1) **Criação de elementos base:** Primeiramente o modelo deve conter a malha dos elementos base considerados, neste caso a malha de elementos SOLID186;
- 2) **Criação dos elementos MESH200:** A criação dos “elementos guia” é feita desenhando-se as linhas que representem a posição de cada armadura no modelo. Após isso, essas linhas são discretizadas em malhas de elementos MESH200, sendo estes representados por elementos de barra com suas respectivas áreas de seção transversal (área das armaduras), e os materiais que representam o seu comportamento;
- 3) **Seleção dos elementos base + MESH200:** O próximo passo consiste em selecionar os elementos que representam a base (SOLID186), e as linhas discretizadas em elementos MESH200, que representam as armaduras passivas;
- 4) **Geração dos elementos REINF264:** Com o uso do comando EREINF são gerados os elementos de reforço. O ANSYS criará automaticamente os elementos REINF264 no interior dos elementos base selecionados, conforme a posição determinada nas linhas criadas no passo 2.

As armaduras passivas foram introduzidas ao modelo numérico de elementos finitos com base nos desenhos e detalhamentos de armaduras do projeto estrutural (VGARAMBONE,2012), e cujos detalhamentos são apresentados no Apêndice B. Ressalta-se que, nos pontos em que há seções de enrijecimento das paredes do pilone, não foram descritas as armaduras passivas, porque as plantas do projeto estrutural disponíveis para este trabalho não continham os dados referentes as armaduras desses trechos. A modelagem numérica da estrutura levou em consideração as armaduras principais longitudinais do pilone, sendo compostas majoritariamente ao longo de sua altura, por barras de aço CA-50 com diâmetro de 25 mm, totalizando uma área das seções transversais de 5,00 cm². A Figura 5.21 mostra os elementos de reforço gerados no modelo em elementos finitos do pilone.

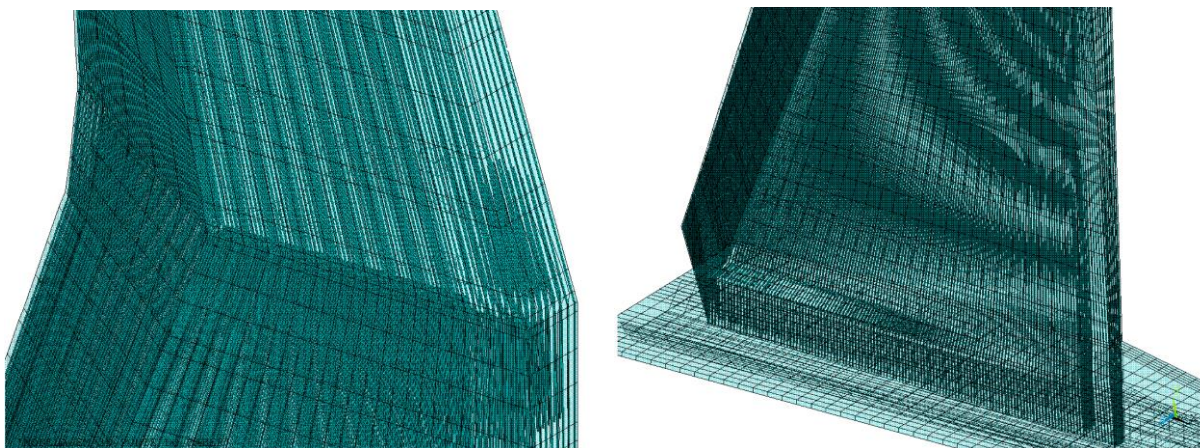


Figura 5.21 – Elementos REINF264 gerados para as armaduras passivas da estrutura de concreto armado do pilone no modelo numérico em elementos finitos. (elaborado pelo autor)

A ligação entre o pilone e tabuleiro da Ponte do Saber foi projetada de modo que a estrutura apresentasse comportamento monolítico, ou seja, a mesoestrutura (pilone) foi conectada diretamente à superestrutura (tabuleiro). Esta união foi realizada através da construção de lajes e vigas transversais nos níveis de encontro entre o pilone e o tabuleiro. A Figura 5.22 apresenta a região entre a ligação dos elementos estruturais, assim como as lajes e vigas transversais projetadas, no modelo numérico em elementos finitos. A Figura 5.23 mostra os dados geométricos dessa região retirados do projeto estrutural (VGARAMBONE, 2012).

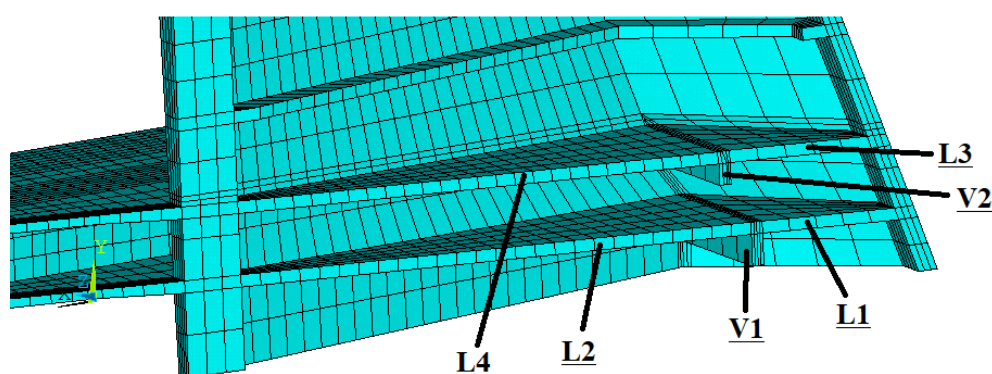


Figura 5.22 – Estrutura de ligação entre o pilone e o tabuleiro da Ponte do Saber no modelo numérico em elementos finitos. (elaborado pelo autor)

As armaduras passivas das lajes e vigas da região de encontro entre a mesoestrutura e superestrutura foram introduzidas ao modelo numérico através das informações disponíveis no projeto de detalhamento de armaduras (VGARAMBONE, 2012), e que são apresentados no Apêndice B. A Figura 5.24 apresenta os elementos de reforço (REINF264) gerados nas

lajes e vigas dessas regiões do pilone, para o modelo em elementos finitos considerado neste trabalho.

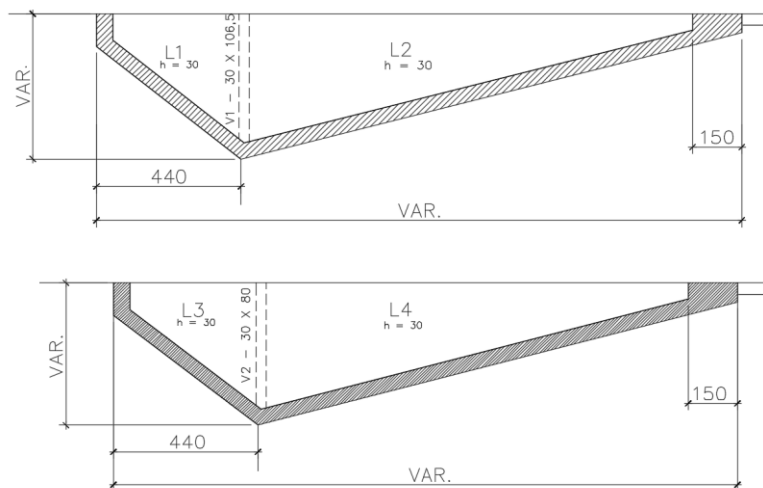


Figura 5.23 – Dados geométricos das lajes e vigas de ligação do pilone e tabuleiro, medidas em “cm”. (adaptado de VGARAMBONE, 2012)

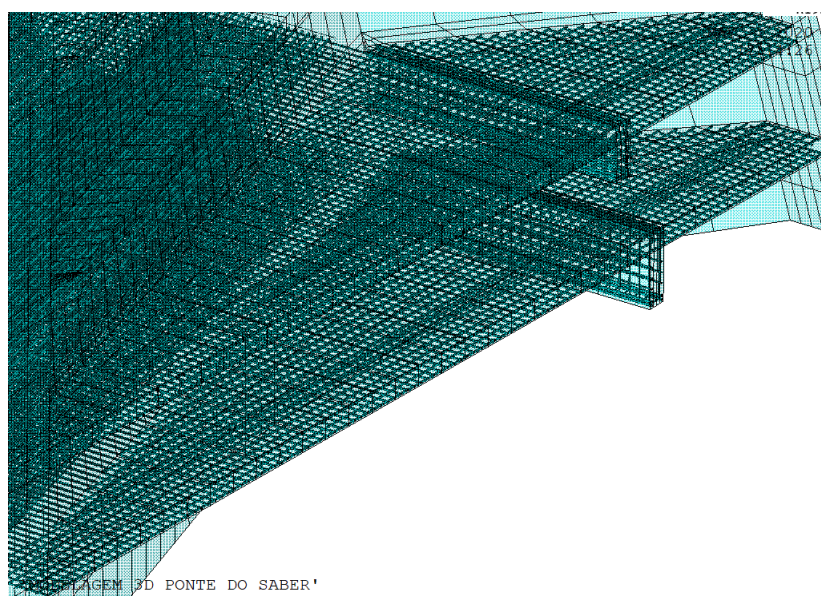


Figura 5.24 – Elementos de reforço gerados para representar numericamente as armaduras passivas nas estruturas de ligação pilone-tabuleiro. (elaborado pelo autor)

A fim de simular numericamente as etapas construtivas da Ponte do Saber foi necessário subdividir a estrutura do pilone em grupos de elementos distintos, referentes ao processo de execução da estrutura real. Cada grupo foi determinado conforme planilhas de acompanhamento de execução, disponibilizadas pela construtora responsável pelo erguimento da estrutura. Os dados referentes às datas de construção do pilone foram correlacionadas às

datas de execução das aduelas, a fim de criar os grupos de elementos de modo adequado. O Quadro 5.5 apresenta a nomenclatura adotada, e os dados referentes aos comprimentos de cada trecho considerado para as simulações numéricas. E a Figura 5.25 apresenta as regiões do pilone referentes a cada parte das subdivisões descritas no Quadro 5.5.

Identificação	Altura (m)	Altura acumulada (m)	Identificação	Altura (m)	Altura acumulada (m)
PILAR01	1,50	1,50	PILAR17	3,63	42,78
PILAR02 (L1+L2+V1)	0,30	1,80	PILAR18	3,67	46,45
PILAR03	1,50	3,30	PILAR19	3,69	50,14
PILAR04 (L3+L4+V2)	0,30	3,60	PILAR20	3,70	53,84
PILAR05	2,40	6,00	PILAR21	3,71	57,55
PILAR06	3,00	9,00	PILAR22a	1,86	59,41
PILAR07	3,00	12,00	PILAR22b	1,86	61,27
PILAR08	3,00	15,00	PILAR23	3,72	64,99
PILAR09	3,00	18,00	PILAR24	3,72	68,71
PILAR10	3,00	21,00	PILAR25	3,72	72,43
PILAR11	3,00	24,00	PILAR26a	1,76	74,19
PILAR12	3,20	27,20	PILAR26b	1,77	75,96
PILAR13	1,95	29,15	PILAR27a	1,80	77,76
PILAR14	3,25	32,40	PILAR27b	1,80	79,56
PILAR15	3,22	35,62	PILAR28	5,28	83,04
PILAR16	3,53	39,15			

Quadro 5.5 – Subdivisões e altura dos grupos de elementos que compõem o pilone baseados no processo executivo da Ponte do Saber. (Fonte: elaborado pelo autor)

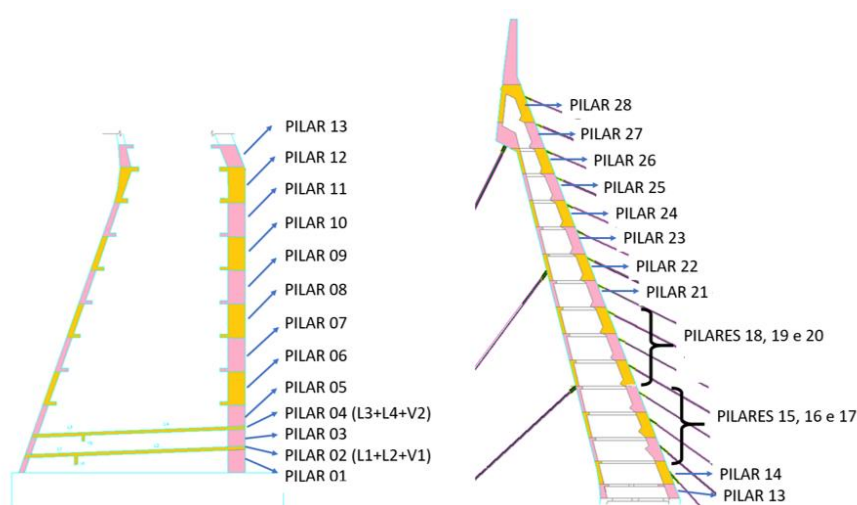


Figura 5.25 – Identificação das regiões de divisão da estrutura do pilone referentes as fases construtivas. (elaborado pelo autor)

5.3.3 Estrutura das regiões curvas do tabuleiro

A estrutura da Ponte do Saber foi projetada com estais em plano único central. Em consequência disso, o pilone está posicionado na região média da estrutura, com seu centro geométrico transversal coincidente com mesmo ponto referente à estrutura reta do tabuleiro. Portanto, foi necessário projetar um trecho curvo na região em que o tabuleiro se encontra com a base do pilone. Este ponto foi considerado na modelagem numérica da estrutura em elementos finitos, através da aproximação da curvatura do tabuleiro em quatro regiões retilíneas. A Figura 5.26 indica essas subdivisões do trecho curvo consideradas.

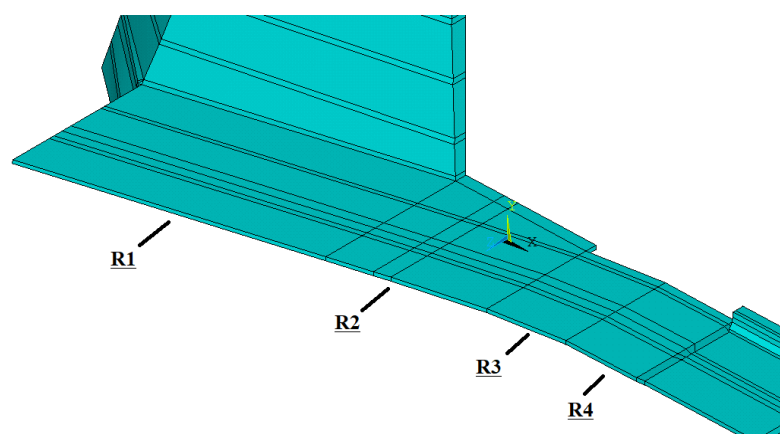


Figura 5.26 – Identificação das regiões consideradas para representar o trecho curvo do tabuleiro. (elaborado pelo autor)

A divisão dos volumes criados através do *script* de entrada de dados em linguagem APDL, referentes a seção transversal do tabuleiro na região curva, foi feita a fim de promover a ligação adequada entre as geometrias das aduelas, realizadas conforme o trabalho de Lazzari (2016), e os modelos adicionados referentes ao pilone e ao trecho curvo do tabuleiro. Com isso, o modelo numérico final apresentou uma malha de elementos finitos contínua e adequadamente conectada em relação aos nós dos elementos. A Figura 5.27 apresenta a identificação dos volumes que representam a seção transversal do tabuleiro na sua região curva, e a Figura 5.28 mostra as dimensões da seção transversal do tabuleiro nas regiões curvas, conforme constam no projeto estrutural da ponte (VGARAMBONE, 2012).

O procedimento para a geração da malha em elementos finitos referente ao concreto (SOLID186) e as armaduras (REINF264) foi feita segundo o mesmo procedimento adotado para o pilone, descrita na seção 5.3.2. O Apêndice B apresenta os desenhos referentes ao

A Figura 5.30 apresenta a malha de elementos finitos que representam numericamente o concreto no modelo da estrutura da Ponte do Saber gerado no ANSYS. E a Figura 5.31 mostra os elementos referentes às armaduras geradas para a região curva do tabuleiro.

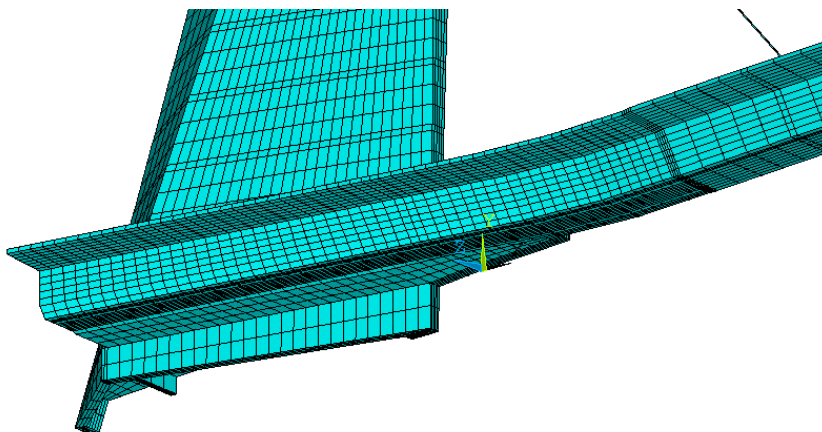


Figura 5.30 – Malha de elementos SOLID186 referente ao trecho curvo do tabuleiro.
(elaborado pelo autor)

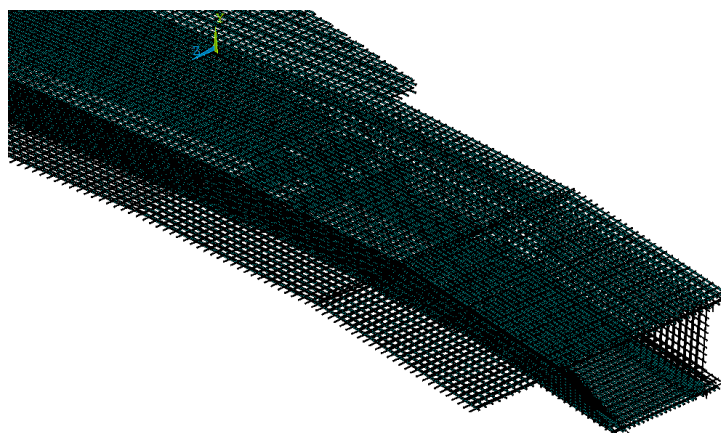


Figura 5.31 – Malha de elementos REINF264 referente ao trecho curvo do tabuleiro.
(elaborado pelo autor)

5.3.4 Estais

Os estais foram discretizados em elementos de barra LINK180, e foram inseridos no modelo como linhas, cujos keypoints foram identificados com base nas regiões de ancoragem descritas no projeto estrutural de locação dos estais no tabuleiro e no pilone. O eixo de

simetria transversal da geometria da estrutura da Ponte do Saber passa pelo plano central formado pelos estais frontais. Portanto, a fim de simular corretamente o comportamento estrutural em elementos finitos da ponte estaiada, foi necessário considerar a metade das áreas das seções transversais dos estais frontais, e apenas um lado dos pares de estais de retaguarda. O Quadro 5.6 mostra as áreas das seções transversais utilizadas para respectivos estais no modelo em elementos finitos introduzido no ANSYS. A identificação de cada cabo é feita conforme descrito no capítulo 3. A Figura 5.32 mostra os elementos LINK180 utilizados, a fim de representar os estais no modelo numérico em elementos finitos da Ponte do Saber considerado neste trabalho.

Identificação	Área da seção transversal (cm ²)	Identificação	Área da seção transversal (cm ²)
T01	190,50	T10	41,25
T02	190,50	T11	41,25
T03	190,50	T12	41,25
T04	23,25	T13	41,25
T05	23,25	T14	41,25
T06	27,75	T15	41,25
T07	27,75	T16	41,25
T08	27,75	T17	41,25
T09	41,25	T18	41,25

Quadro 5.6 – Seções transversais consideradas no modelo dos estais frontais e de retaguarda.
(Fonte: elaborado pelo autor)

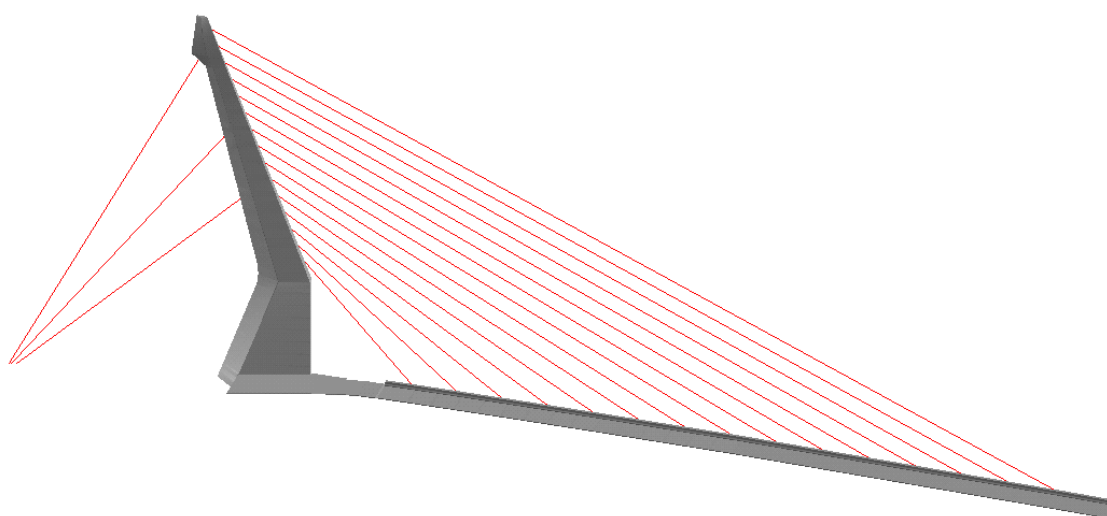


Figura 5.32 – Elementos de barra, LINK180, considerados para a representação numérica dos estais da Ponte do Saber. (elaborado pelo autor)

5.3.4.1 Modelos numéricos para a representação dos estais

Os estais são elementos estruturais de cabo com seção circular formados por múltiplos fios de cordoalhas, com capacidade resistente somente a esforços de tração, não apresentando, portanto, resistência a esforços de compressão e momentos fletores. Conforme Sáles et al. (2015), esta característica faz com que os cabos sejam denominados como elementos “perfeitamente flexíveis”.

Segundo Karoumi (1999), a representação numérica dos cabos em simulações computacionais consiste em um dos maiores desafios durante as fases de análises de pontes suspensas e estaiadas. Isso se deve, conforme o mesmo autor, devido a não-linearidades intrínsecas ao comportamento desses elementos, as quais destacam-se:

- 1) **Efeito do peso próprio na configuração geométrica (efeito catenária):** Por serem considerados elementos flexíveis, os cabos apresentam não-linearidade geométrica em relação a sua configuração de forma (grandes deslocamentos). Pois, a conformação geométrica destes elementos estruturais é diretamente dependente da inclinação dos cabos em relação ao plano horizontal, do seu comprimento, do carregamento referente ao peso próprio, e a tensão axial de tração a qual estão sujeitos. Esta não-linearidade observada em cabos recebe o nome de efeito catenária, devido ao formato geométrico observado em cabos, quando sujeitos a um carregamento distribuído ao longo de seu comprimento e baixas tensões axiais atuantes, como representado esquematicamente na Figura 5.33;
- 2) **Efeito de ganho de rigidez em função da tensão axial tangente atuante:** Os cabos são elementos estruturais cuja rigidez é diretamente proporcional a tensão de tração axial tangente a qual estão sujeitos. Ou seja, quanto maior a tensão de tração atuante, mais rígido será o cabo.

Conforme Karoumi (1999), três metodologias são comuns para representar numericamente o comportamento não-linear de cabos. A primeira, e a mais antiga, consiste em aproximar o comportamento flexível de cabos através da adoção de um elemento de barra linear com módulo de elasticidade tangente idealizado. O primeiro autor que propôs uma formulação para esta metodologia foi Ernst (1965), que buscou simular o comportamento de cabos através da Equação 5.2 para obter o módulo de elasticidade idealizado, introduzido aos modelos de barras lineares, substituindo o valor do módulo de elasticidade padrão do material nas

formulações. Segundo Gimsing e Georgakis (2012), a adoção do módulo de elasticidade equivalente conduz a resultados satisfatórios para casos em que as pontes estaiadas possuem vãos livres pequenos.

$$E_{i-T} = \frac{E_e}{1 + \frac{(\rho g L_h)^2}{12\sigma^3} E_e} \quad (5.2)$$

Sendo:

E_{i-T} – módulo de elasticidade tangente idealizado;

E_e – módulo de elasticidade do aço que compõe as cordoalhas do cabo;

ρ – massa específica do aço;

g – aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$);

L_h – projeção horizontal do cabo;

σ – tensão de tração atuante no cabo.

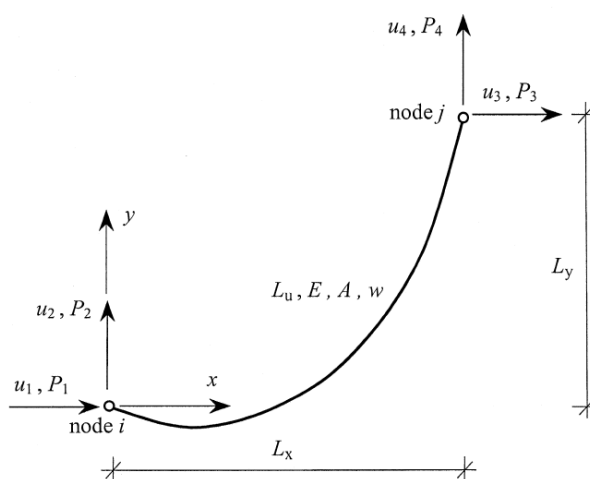


Figura 5.33 – Representação de cabos e seu formato geométrico quando sujeito a seu peso próprio (efeito catenária). (KAROUMI, 1989)

Através da Equação 5.2 é possível projetar gráficos que relacionem o quociente entre o módulo de elasticidade idealizado e o módulo de elasticidade do material, para diferentes valores de projeções horizontais de cabos, e níveis de tensão de tração aplicadas. A Figura 5.34 apresenta os diferentes gráficos gerados através da Equação 5.2, para estais compostos de cordoalhas do tipo CP177-RB, sendo este o material que compunha as cordoalhas dos estais da Ponte do Saber.

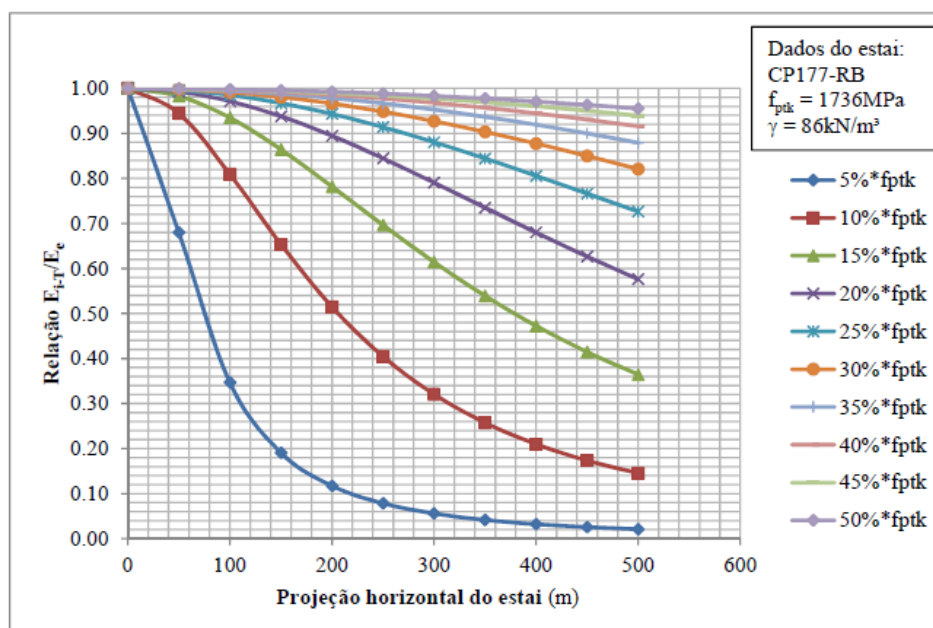


Figura 5.34 – Gráfico que representa os valores entre a razão E_{i-T}/E_e , em função dos valores das projeções horizontais dos estais e diferentes níveis de tensão aplicadas. (TOLEDO, 2014)

A segunda metodologia utilizada com o objetivo de simular o comportamento não-linear de cabos consiste em subdividir os estais como uma série de elementos de barra ligados um ao outro, que são introduzidos ao modelo numérico de modo a formar previamente a configuração geométrica indeformada dos cabos. Através dessa metodologia os elementos de barra são introduzidos ao modelo com valores de momentos de inércia reduzidos, sendo uma alternativa numérica adotada com o objetivo de simular o comportamento flexível de cabos. De acordo com Karoumi (1999), a adoção desta metodologia adiciona mais graus de liberdade a serem solucionados nos processos iterativos, resultando em modelos mais complexos e que exigem maior esforço computacional para serem analisados. Além disso, segundo o mesmo autor, a adoção de elementos de barra ligados em série para representar os cabos podem resultar em erros numéricos e resultados espúrios durante as interações de equilíbrio nestes elementos.

A terceira metodologia utilizada para representar o comportamento não-linear dos cabos consiste na criação de novos elementos finitos, baseados em formulações matemáticas que considerem as soluções analíticas destes elementos estruturais. Algumas formulações são propostas por diferentes autores, tais como Karoumi (1999), Ozdemir (1979), Gambhir e Batchelor (1977), Bathe (1996) e Abbas e Scordelis (1994). Entretanto, tais formulações matemáticas não serão apresentadas neste trabalho, pois não consiste em seu objetivo, mas podem ser observadas nas referências citadas. A Figura 5.35 mostra os resultados dos testes

comparativos realizados por Karoumi (1999) entre as três metodologias expostas: método do módulo de elasticidade idealizado, uso de múltiplos elementos de barra conectados, e os resultados obtidos pelas formulações do elemento de cabo proposto pelo autor.

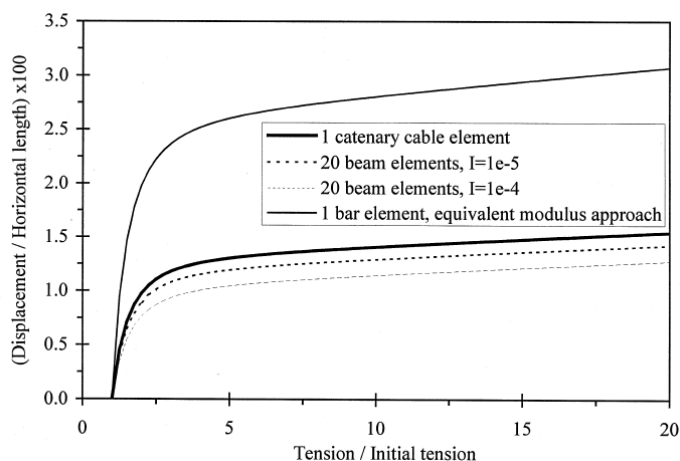


Figura 5.35 – Gráfico com os resultados comparativos entre as três metodologias adotadas numericamente para simular o comportamento não-linear de cabos. (KAROUMI, 1999)

Através dos resultados apresentados nos gráficos na Figura 5.35 pode-se perceber que a adoção da metodologia do módulo de elasticidade idealizado conduz a resultados de deslocamentos horizontais maiores, quando comparado ao uso de elementos de barra interligados e o elemento de cabo. Segundo Karoumi (1999), a adoção do módulo de elasticidade idealizado simula de modo adequado o efeito de catenária observado em cabos, entretanto não prediz de forma eficiente o aumento de rigidez tangente dos cabos em relação a tensão de tração atuante. O uso de múltiplos elementos de barra interligados apresenta comportamento satisfatório, quando comparado ao elemento de cabo, e o valor do momento de inércia adotado influenciará diretamente no comportamento observado numericamente nesta metodologia.

5.3.4.2 Teste comparativo entre os modelos representativos para os estais no ANSYS

O ANSYS não possui, em sua versão padrão, elementos finitos com as formulações matemáticas específicas para a simulação do comportamento de cabos. Entretanto, duas metodologias são consideradas quando procura-se simular tais estruturas no *software*, sendo:

- a) adoção de um elemento de barra com capacidade resistente somente a tração;
- b) utilização de múltiplos elementos de barra interligados formando a estrutura dos cabos.

Com o objetivo de determinar a influência de ambas as metodologias para o comportamento dos estais, em particular relacionados à estrutura da Ponte do Saber, foram realizadas três simulações numéricas, em que cabos isolados com diferentes comprimentos são submetidos a ação de seu peso próprio e níveis de tensões de tração variadas. O material introduzido nas simulações para a representação do comportamento instantâneo dos estais é referente as cordoalhas do tipo CP-177RB, cujos parâmetros são descritos na Tabela 5.4. A Tabela 5.5 apresenta os dados geométricos considerados nas simulações, e a Figura 5.36 e 5.37 os modelos em elementos finitos gerados no ANSYS, em que o valor “n” representa o número de elementos de barra considerados na discretização do cabo, conforme a metodologia “b”.

Parâmetro	Valor
Seção transversal dos cabos	82,50 cm ²
Peso linear dos cabos	7,557E-03 kN/cm

Tabela 5.5 – Parâmetros geométricos utilizados nos modelos numéricos dos estais.
(Fonte: elaborado pelo autor)

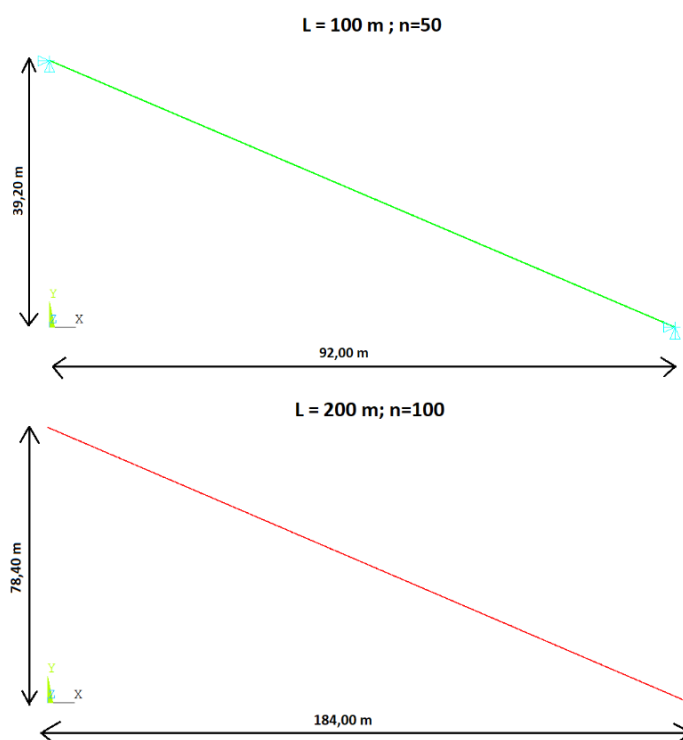


Figura 5.36 – Modelos em elementos finitos dos estais analisados (1). (elaborado pelo autor)

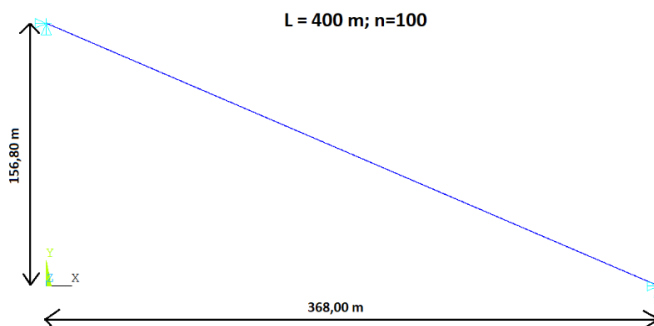


Figura 5.37 – Modelos em elementos finitos dos estais analisados (2). (elaborado pelo autor)

A Figura 5.38 mostra os resultados das tensões e deformações obtidas comparando-se as duas metodologias possíveis para a simulação do comportamento estrutural de cabos no ANSYS, em particular devido ao efeito do peso-próprio nas respostas mecânicas. As linhas indicadas cuja legenda é “CABO(2)” representam o modelo discretizado com múltiplos elementos de barra, e “BARRA(1)” é referente ao modelo de cabo com elemento de barra único.

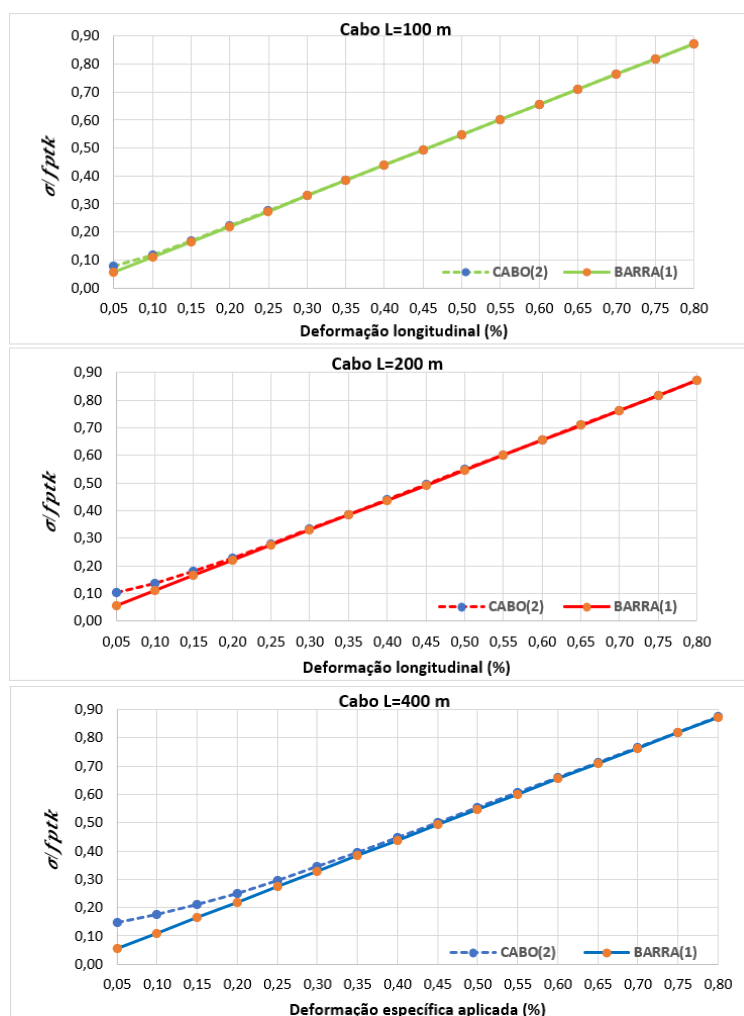


Figura 5.38 – Comparativo entre as metodologias para simulação de cabos no ANSYS. (elaborado pelo autor)

Através da Equação 5.2 calculou-se os valores dos quocientes entre o módulo de elasticidade idealizado e o módulo de elasticidade do aço que forma as cordoalhas (E_{i-T} / E_e), considerando os estais frontais da Ponte do Saber. As tensões de tração atuantes utilizadas foram os valores referentes aos esforços de projeto, aos quais os estais foram protendidos durante a fase construtiva da ponte, e que são apresentados conforme o plano de estaiamento desenvolvido por VGarambone (2012). Os valores dos pesos específicos utilizados para os cálculos estão conforme o trabalho de Toledo (2014). O Quadro 5.7 apresenta os resultados obtidos.

Id.	γ (kN/m³)	As (cm²)	L (m)	Lv (m)	Lh (m)	σ (kN/cm²)	σ / f_{ptk}	E_{i-T} / E_e
T04	92,6	46,5	35,36	26,05	23,91	43,20	0,24	1,00
T05	92,6	46,5	46,04	29,51	35,34	55,85	0,32	1,00
T06	92,8	55,5	57,22	32,97	46,77	41,68	0,24	1,00
T07	92,8	55,5	68,68	36,46	58,20	47,67	0,27	1,00
T08	92,8	55,5	80,27	39,96	69,62	47,34	0,27	0,99
T09	91,6	82,5	91,99	43,51	81,05	43,10	0,24	0,99
T10	91,6	82,5	103,75	47,05	92,47	37,99	0,21	0,98
T11	91,6	82,5	115,56	50,60	103,90	41,57	0,23	0,98
T12	91,6	82,5	127,45	54,26	115,33	35,16	0,20	0,96
T13	91,6	82,5	139,36	57,93	126,75	45,86	0,26	0,98
T14	91,6	82,5	151,28	61,60	138,18	44,68	0,25	0,97
T15	91,6	82,5	163,22	65,26	149,60	46,82	0,26	0,97
T16	91,6	82,5	175,16	68,93	161,03	51,73	0,29	0,98
T17	91,6	82,5	187,11	72,60	172,46	52,79	0,30	0,97
T18	91,6	82,5	199,07	76,26	183,88	50,52	0,29	0,97

Quadro 5.7 – Relação entre o módulo de elasticidade idealizado e o módulo de elasticidade do aço para os estais frontais da Ponte do Saber. (Fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados obtidos para os quocientes entre o módulo de elasticidade idealizado e o módulo de elasticidade do aço que forma as cordoalhas, apresentados no Quadro 5.7, mostram que a influência do efeito do peso-próprio no comportamento mecânico dos estais para a estrutura da Ponte do Saber é pequeno, considerando as tensões de tração previstas no plano de estaiamento (com valores compreendidos entre 0,97 e 1,00). Além disso, através da Figura 5.38 pode-se perceber que para níveis de tensão superiores a 20% de f_{ptk} , e cabos até 200,00 m de comprimento (com inclinação equivalente ao estai T18 da Ponte do Saber), a resposta de tensão e deformação entre as duas metodologias testadas são próximas ou coincidentes. Em razão destes resultados adotou-se neste trabalho a discretização dos estais da Ponte do Saber através de elemento único de barra (elemento LINK180).

5.3.5 Ligação tabuleiro-estai e pilone-estai

No modelo em elementos finitos adotado para representar a estrutura da Ponte do Saber, a ligação entre os elementos sólidos de concreto e os estais foi realizada diretamente no nó de encontro entre esses elementos, como pode-se observar na Figura 5.39-a. Esta metodologia resulta em picos e elevados gradientes de tensões nas regiões de ligação entre estes elementos finitos. A Figura 5.39-b apresenta o resultado, em nível de elemento, das tensões longitudinais obtidas nestes pontos no modelo numérico das aduelas da ponte, realizado no ANSYS.

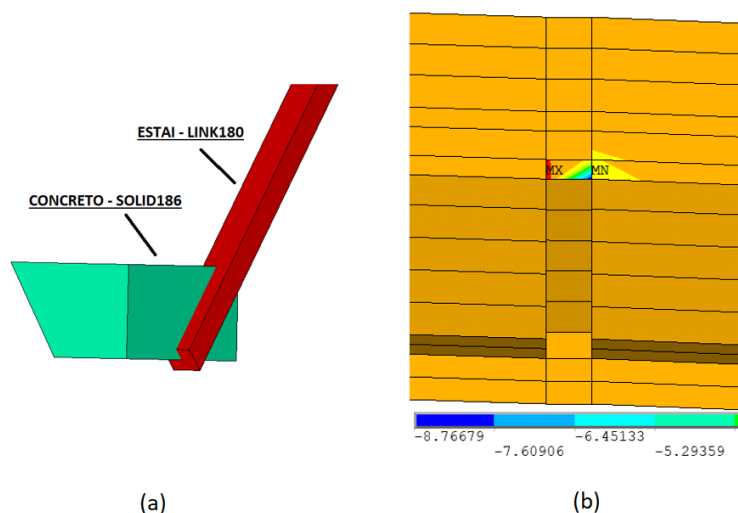


Figura 5.39 – a) ligação nodal entre os elementos SOLID186 e LINK180 no modelo em elementos finitos; b) resultados de tensões longitudinais nos elementos SOLID186 em ligação com um elemento LINK180. (elaborado pelo autor)

Entretanto, este comportamento não condiz com as tensões reais atuantes nas estruturas estaiadas em concreto armado. Isto pois, na ponte real, a ligação entre o tabuleiro e os estais, e pilone e estais é feita através de dispositivos de ancoragem, que transmitem os esforços dos estais ao concreto em um comprimento de ancoragem, conforme pode-se observar de modo representativo na Figura 5.40. Porém, neste trabalho não será modelado este mecanismo. Portanto, a fim de evitar os efeitos das regiões de picos de tensão, que levariam a não convergência das análises não-lineares através dos modelos customizados introduzidos na sub-rotina USERMAT, em particular devido ao modelo adotado para o comportamento quanto à fissuração do concreto, foi desativada a fissuração nas seções de enrijecimento finais das aduelas (Seção SEF) e regiões de ancoragem dos estais nos pilones.

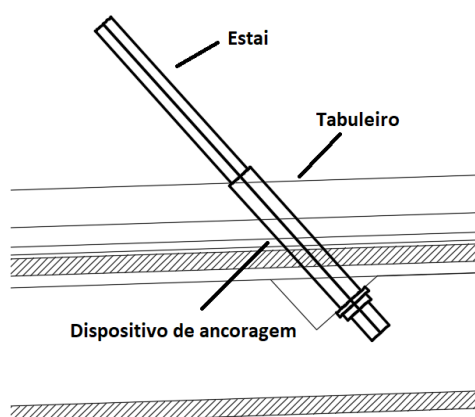


Figura 5.40 – Representação da ancoragem entre o tabuleiro e os estais na Ponte do Saber.
(adaptado de VGARAMBONE, 2012)

5.4 ENTRADA DE DADOS NA SOLUÇÃO

Os cálculos dos sistemas de equações matriciais resultantes do modelo da ponte estaiada, em relação às etapas de carregamento consideradas nas simulações, foram realizados através do método para a solução de sistema não-linear de Newton-Raphson completo (ANSYS, 2013^e). Este método é utilizado pois é compatível com os comandos de ativação e desativação de elementos, que foram essenciais para as simulações. Além disso, a utilização de análise de equações não-lineares introduz a previsão dos efeitos de não-linearidades geométricas (grandes deslocamentos) e físicas ao modelo, os quais dependem do histórico de carregamentos atuantes, e que foram considerados.

5.4.1 Condições de contorno consideradas

Os elementos finitos utilizados na discretização do modelo da ponte estaiada possuem três graus de liberdade por nó, sendo as translações tridimensionais, em relação ao sistema de coordenadas globais, segundo X, Y e Z. As condições de contorno adotadas, com o objetivo de prever adequadamente o comportamento real da estrutura, foram as seguintes:

- a) todos os nós dos elementos, tanto das aduelas como do pilone, que estão na região dos limites do eixo de simetria transversal tiveram seus deslocamentos restringidos segundo a translação em Z (UZ);

- b) os estais de retaguarda (T01, T02 e T03) foram fixados em todas as direções de translação na região inferior referente à ancoragem nos blocos de fundação;
- c) a região inferior do pilone, referente aos pontos em que esta estrutura é ligada ao bloco de coroamento, teve seus nós restringidos em todas as direções de translação (UX, UY e UZ);
- d) a aduela final foi considerada simplesmente apoiada sob o pilar de encontro “P0”;
- e) entre a estrutura do tabuleiro curvo e a aduela inicial foi projetado um pilar de apoio (Figura 5.41), cujo efeito foi considerado através da adoção de um vínculo de primeira ordem com restrição vertical de deslocamentos (UY).

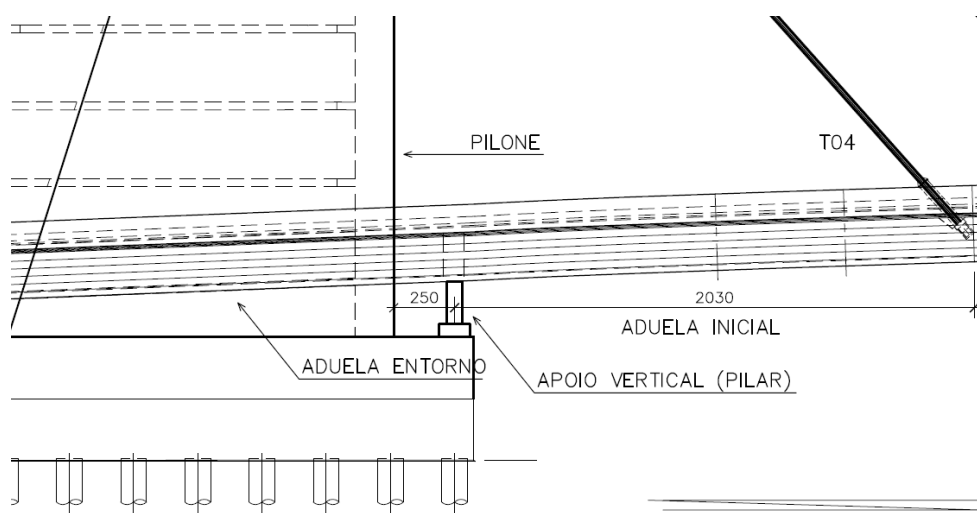


Figura 5.41 – Pilar projetado como elemento de apoio entre a aduela inicial e a região de entorno do pilone da Ponte do Saber – cotas em centímetros. (adaptado de VGARAMBONE, 2012)

A restrição de deslocamento referente ao posicionamento do tabuleiro na extremidade direita, sobre o pilar “P0”, foi aplicada ao modelo em elementos finitos no último caso de carga considerado. Desta forma, foi simulado o atirantamento da estrutura do tabuleiro sobre o pilar, unindo a estrutura da Ponte do Saber ao viaduto de acesso à linha vermelha.

5.4.2 Ativação e desativação de elementos e carregamentos considerados

Com o objetivo de simular adequadamente os processos construtivos da Ponte do Saber foi utilizado o processo de desativação (comando EKILL) e ativação de elementos finitos (comando EALIVE). Este procedimento foi utilizado, pois permite o lançamento completo

das geometrias e malhas de elementos finitos da estrutura da ponte estaiada no pré-processamento, mas ao longo dos casos de carga, possibilita a consideração de apenas uma porção da estrutura completa, que é alterada com o avanço das análises.

A ativação e desativação não exclui os elementos finitos do modelo, quando estes estão desativado. O que o *software* realiza em suas rotinas de cálculo é pré-multiplicar as matrizes de massa e rigidez dos elementos finitos desativados por um valor pequeno, que pode ser introduzido através do comando ESTIF (este trabalho foi considerado $1,00E-12$). A Figura 5.42 apresenta o modelo em elementos finitos considerado neste trabalho, nela é possível observar os elementos finitos ativados durante o processo de solução, representados pelas escalas de cores, e os elementos desativados, indicados pela coloração cinza. As linhas pontilhadas mostram a posição do modelo referência indeformado.

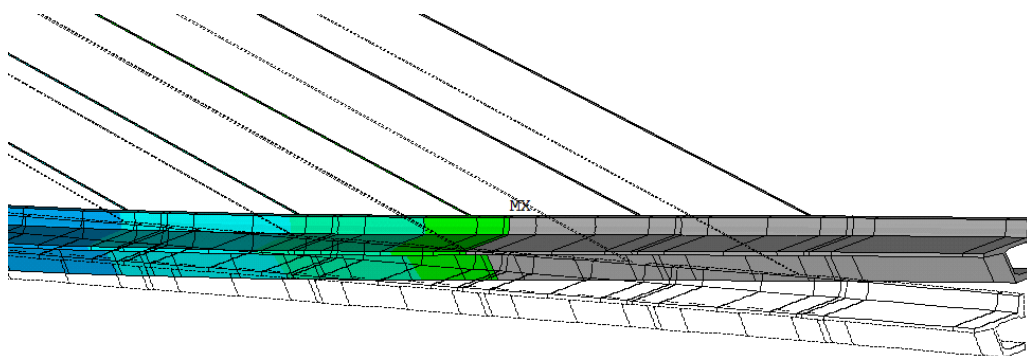


Figura 5.42 – Indicação dos elementos finitos ativados e desativados no modelo numérico em elementos finitos da Ponte do Saber. (elaborado pelo autor)

As soluções de cada caso de carga (load step) foi realizada através do processo de *multiframe restart* do ANSYS. Este método consiste em considerar os resultados dos elementos finitos (deslocamentos, tensões e deformações) obtidos do último sub-passo do caso de carga atual como condição inicial do caso de carga imediatamente posterior. Assim, introduz-se somente os carregamentos considerados para cada caso de carga específico, e simula-se o histórico de carregamentos envolvendo o processo construtivo da ponte estaiada. Os casos de carga considerados são os apresentados no Quadro 3.2, no capítulo 3. Os carregamentos considerados durante as simulações são expostos a seguir:

- a) **Peso próprio dos elementos estruturais:** Este carregamento foi introduzido às simulações através do comando CMACEL, que aplica um valor de aceleração

constante em relação ao eixo vertical do modelo aos grupos de elementos definidos pelo usuário (aduelas e segmentos de construção do pilone). Foi considerada a aceleração da gravidade ao nível do mar, sendo $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

- b) **Ações da treliça de construção:** Os valores das ações referentes a treliça adotada na construção da estrutura do tabuleiro foram subdivididos em duas ocasiões – (1) peso próprio da treliça: 180 kN; (2) peso próprio da treliça e da aduela concretada: 412 kN (CIDADE, 2017). Ambos os carregamentos foram considerados distribuídos nas áreas referentes as extremidades das aduelas, formado por seções retangulares de 35 cm de espessura e 485 cm de comprimento;
- c) **Protensão nos estais:** A protensão nos estais foi introduzida às simulações numéricas através da consideração de carregamentos de temperatura (encurtamento térmico) nos elementos finitos referentes aos cabos. Os valores adotados foram calibrados manualmente, até que as tensões atuantes nas simulações fossem semelhantes às adotadas no projeto estrutural.

Os tempos, em dias, considerados nas análises foram calculados com base nas planilhas de acompanhamento da obra, disponibilizadas pela empresa responsável pela execução da estrutura. O tempo total resultante para a construção da mesoestrutura e superestrutura da Ponte do Saber, e que foi adotado nas simulações numéricas no ANSYS para este trabalho, foi de 495 dias.

5.4.3 Critérios de convergência

Os critérios de convergência considerados durante as análises não-lineares são apresentados no Quadro 5.8. A norma adotada para a verificação da convergência foi a euclidiana do vetor resíduo (utilizada por padrão), identificada no ANSYS como L2, que é expressa na Equação 5.3.

$$\|\{R\}_i\|_2 = \left(\sum_j R_j^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.3)$$

Sendo:

$\|\{R\}_i\|_2$ – vetor resíduo na norma euclidiana;

R – valor do resíduo para cada nó do modelo finito durante as interações não-lineares;

j – índice da componente do vetor resíduo R .

Critério	Norma de convergência	Erro considerado
Forças	L2	1%
Deslocamentos	L2	5%

Quadro 5.9 – Critérios de convergência adotados nas simulações do modelo em elementos finitos da Ponte do Saber. (Fonte: elaborado pelo autor)

6 RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS DAS ETAPAS CONSTRUTIVA DA PONTE DO SABER

Os resultados obtidos através das análises realizadas pelo ANSYS das etapas construtivas da Ponte do Saber, com a introdução dos modelos reológicos para o concreto através da USERMAT, são apresentados a seguir. A identificação dos casos de carga apresentados nos gráficos é feita numericamente, e os valores considerados referem-se às etapas da construção da estrutura da Ponte do Saber, indicados conforme o Quadro 3.2, no capítulo 3.

6.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TABULEIRO

Os deslocamentos verticais no tabuleiro são apresentados conforme a construção de cada aduela que compõe a estrutura da Ponte do Saber. Estes elementos foram executados segundo os processos apresentados esquematicamente na Figura 6.1, retirados do modelo em elementos finitos no ANSYS.

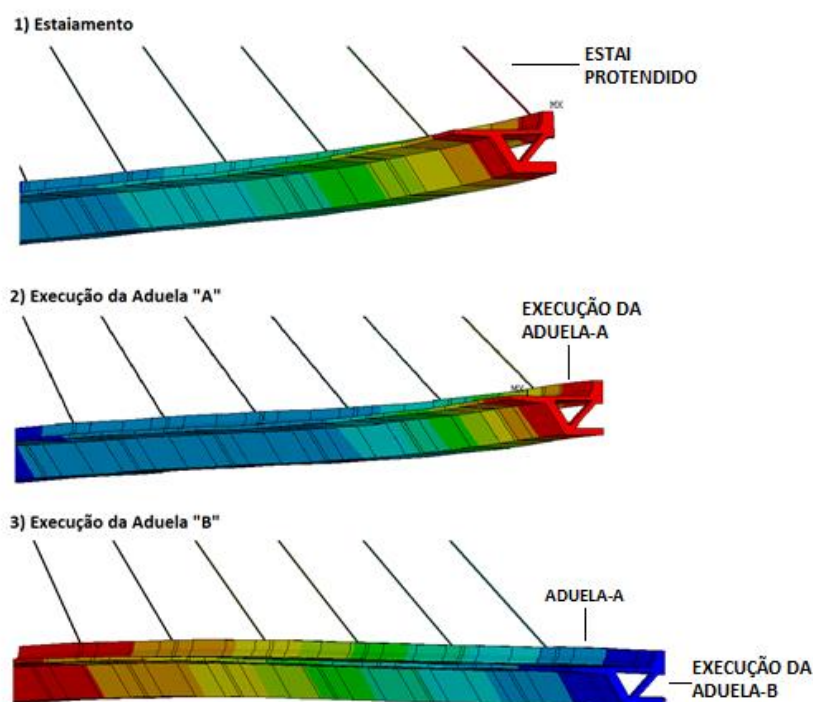


Figura 6.1 – Casos de carga apresentados para a evolução dos deslocamentos verticais do tabuleiro durante a construção da Ponte do Saber. (elaborado pelo autor)

Os resultados obtidos através das simulações numéricas no ANSYS são comparados aos valores dos deslocamentos verticais do tabuleiro previstos pelo projeto estrutural, que foi desenvolvido por VGarambone (2012), e pelos deslocamentos medidos ao longo da construção da estrutura real. As Figura 6.2 até 6.7 apresentam os gráficos contendo a evolução dos deslocamentos verticais no tabuleiro da Ponte do Saber, segundo os casos de carga apresentados na Figura 6.1 para cada aduela indicada no título superior dos gráficos. As legendas indicadas como PE (*n*) são referentes aos níveis apresentados no projeto estrutural, REAL (*n*) representa os níveis obtidos durante o monitoramento da construção da estrutura real, e ANSYS (*n*) indica os níveis resultantes através das simulações da estrutura realizada no ANSYS. Os valores de “*n*” indicam a numeração do caso de carga apresentado no gráfico, e que são identificados no Quadro 3.2. Os valores dos níveis destacados nos gráficos são medidos em relação ao topo da laje superior das aduelas, nas respectivas extremidades dos segmentos A e B.

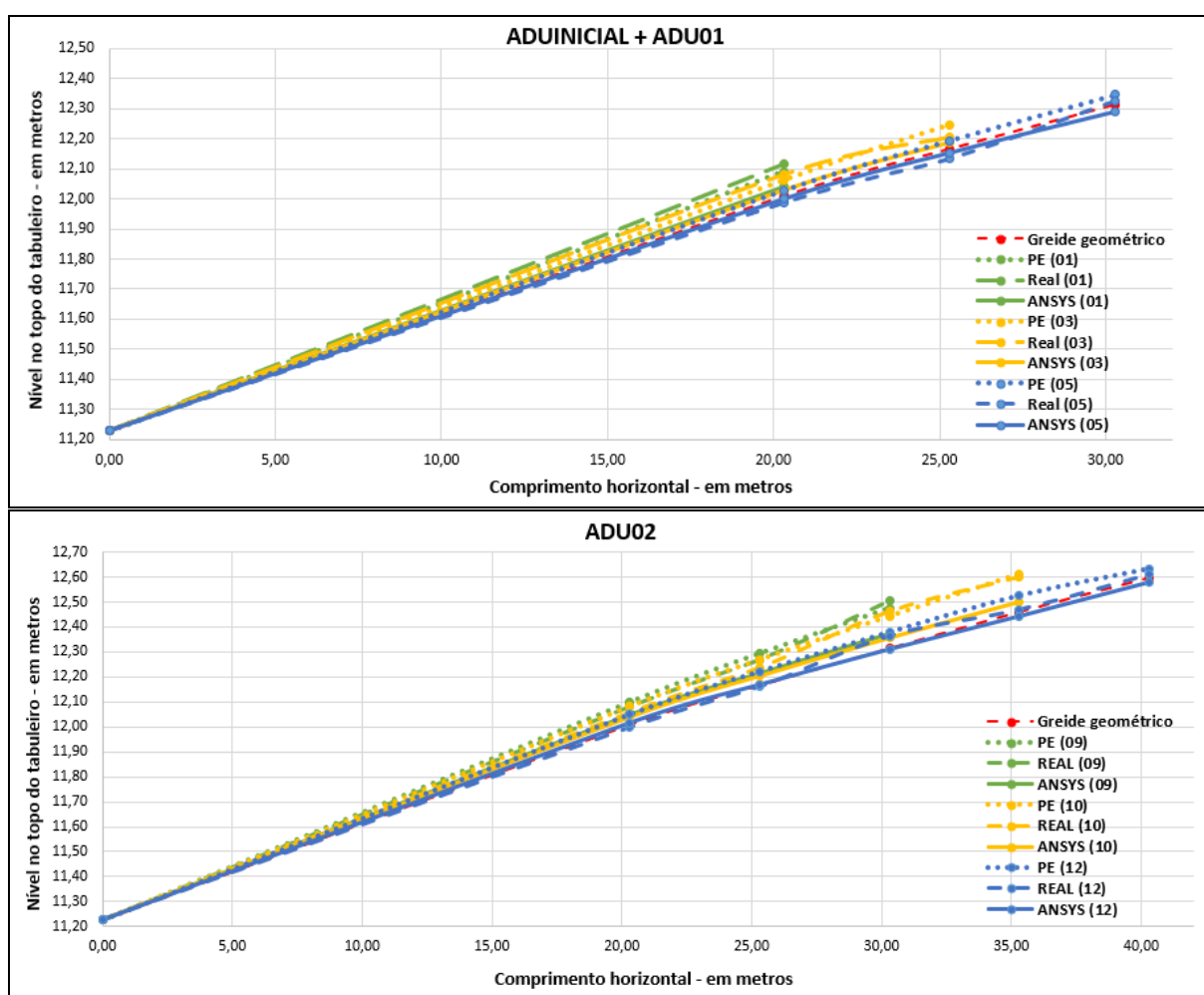


Figura 6.2 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução das aduelas 01 e 02.
(elaborado pelo autor)

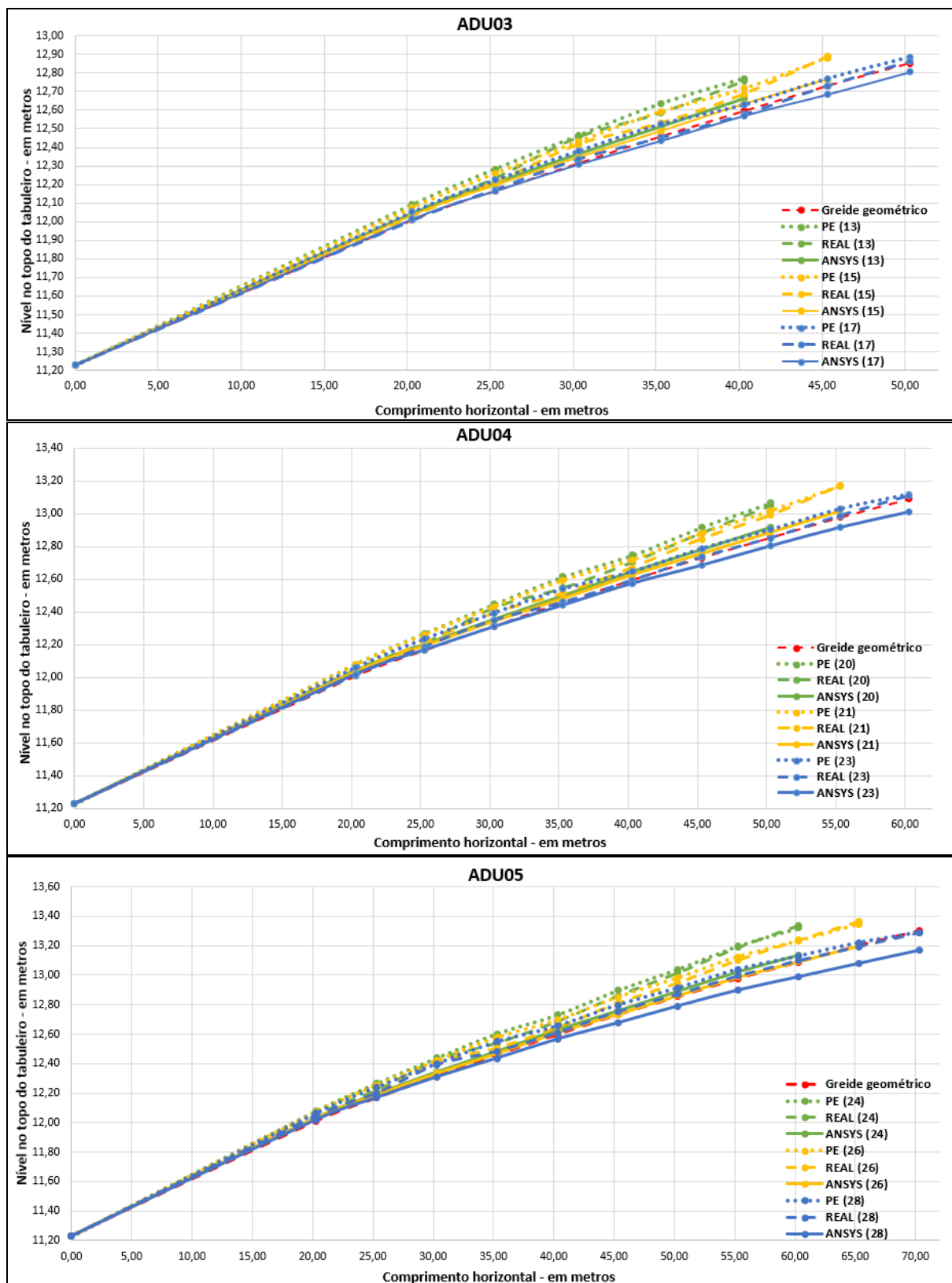


Figura 6.3 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução das aduelas 03, 04 e 05.
(elaborado pelo autor)

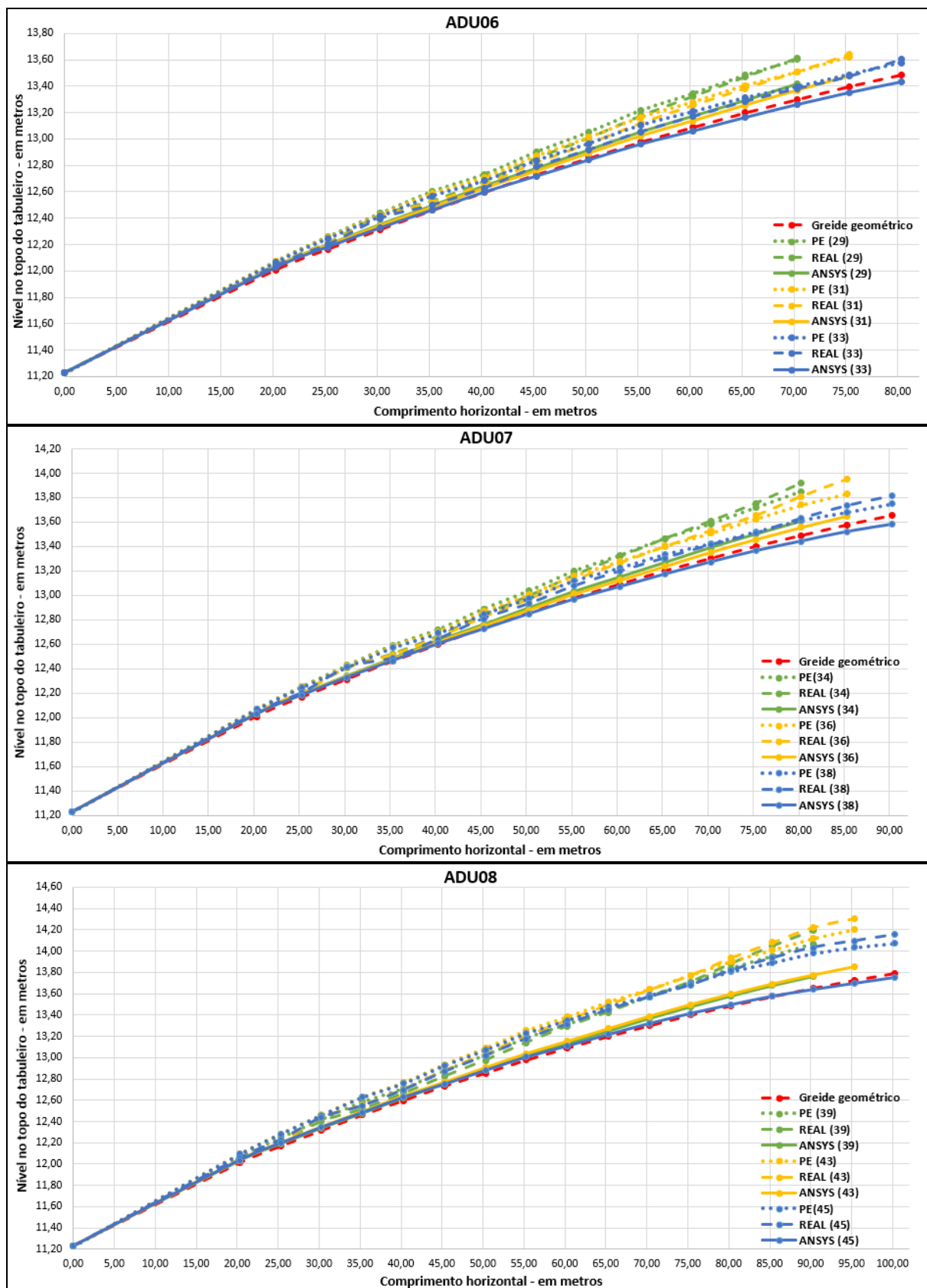


Figura 6.4 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução das aduelas 06, 07 e 08.
(elaborado pelo autor)

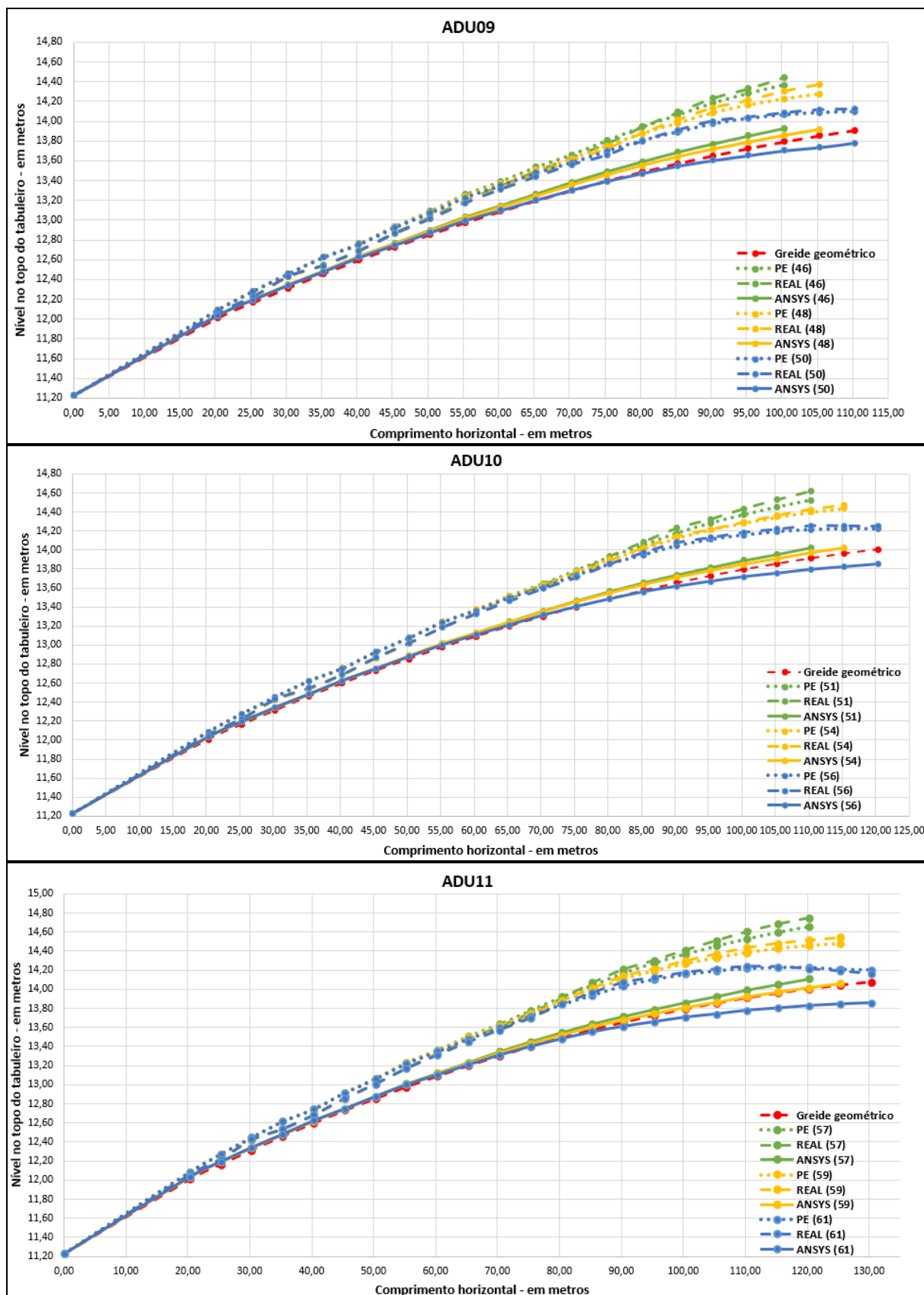


Figura 6.5 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução das aduelas 09, 10 e 11.
(elaborado pelo autor)

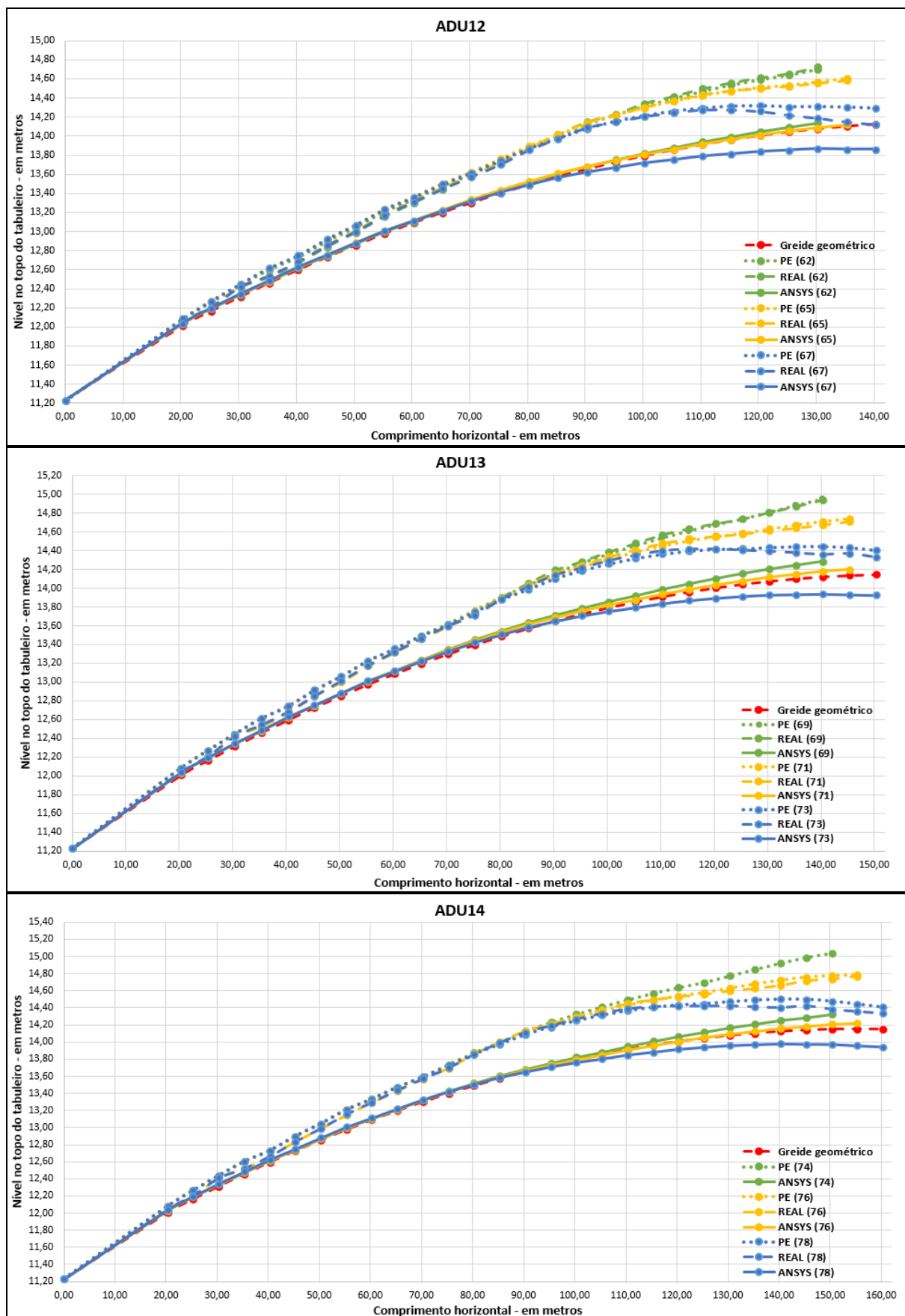


Figura 6.6 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução das aduelas 12, 13 e 14. (elaborado pelo autor)

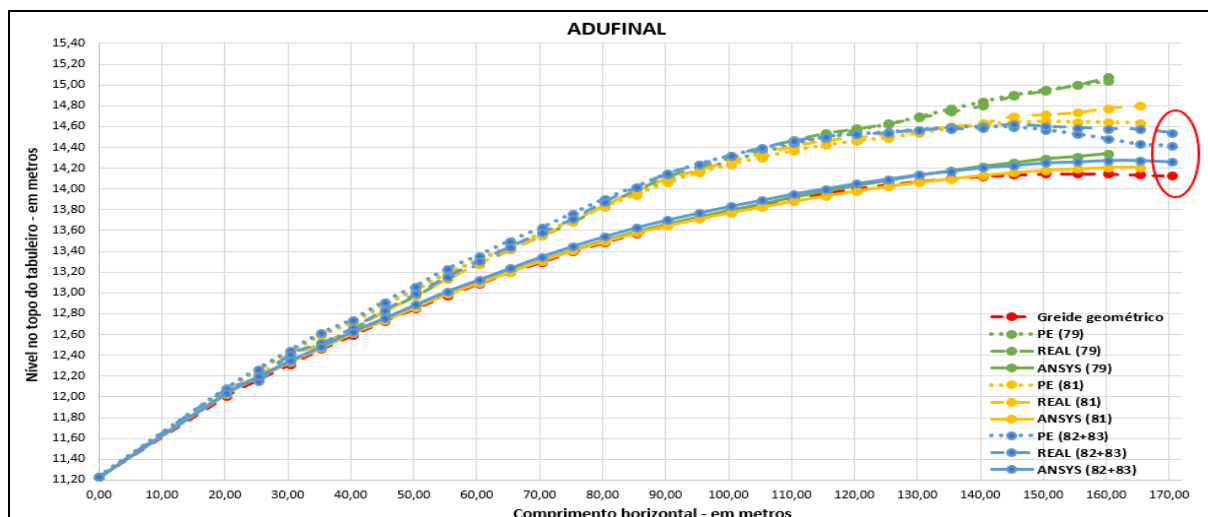


Figura 6.7 – Deslocamentos verticais no tabuleiro na execução da aduela final. (elaborado pelo autor)

A região destacada no círculo vermelho na Figura 6.7 indica os níveis verticais resultantes na extremidade da aduela final após a execução do tabuleiro da Ponte do Saber, e posteriormente ao retensionamento do estai de retaguarda T01. Antes do atirantamento da estrutura do tabuleiro em P0, o modelo considerado no ANSYS apresentou 13,20 cm de elevação na região destacada, o projeto estrutural indicou uma previsão de 28,80 cm de elevação, e a estrutura real apresentou 41,00 cm de elevação, medidas em relação ao *greide* geométrico.

A Figura 6.8 mostra um comparativo entre os níveis medidos após o atirantamento do tabuleiro em P0, segundo as previsões do projeto estrutural (linha indicada pela legenda **PE**), os valores medidos durante a execução da estrutura (linha indicada pela legenda **REAL**) e os resultados obtidos através da simulação numérica em elementos finitos considerada neste trabalho (linha indicada pela legenda **ANSYS**).

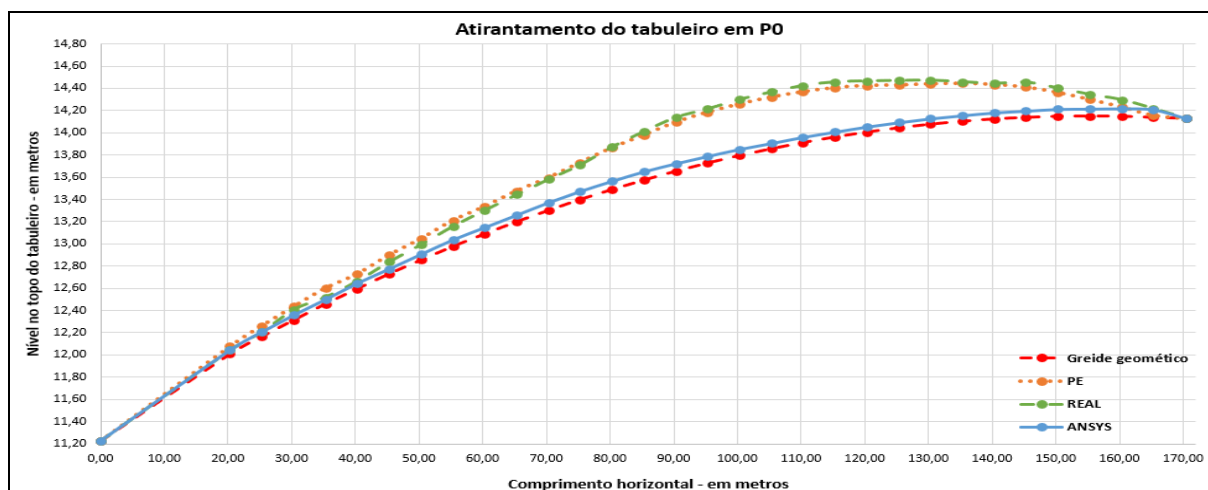


Figura 6.8 – Comparativo dos níveis medidos no tabuleiro da Ponte do Saber após o atirantamento do tabuleiro em P0. (elaborado pelo autor)

A evolução dos deslocamentos verticais das aduelas, ao longo dos processos construtivos, mostra uma boa correlação do comportamento estrutural global do tabuleiro entre os modelos analisados (ANSYS, REAL e PE), que é evidenciado pelas curvaturas resultantes nos gráficos, que são semelhantes entre todos os modelos.

As diferenças observadas entre as cotas verticais no tabuleiro, obtidas através do modelo em elementos finitos, em relação a ponte real e ao projeto estrutural é justificada, pois o modelo numérico adotado neste trabalho considerou os dados presentes no projeto inicial da Ponte do Saber, que indicou a presença da viga central juntamente com as aduelas que compunham o tabuleiro (Figura 6.9-a), quando estes elementos estruturais fossem executados. Entretanto, um projeto estrutural posterior apresentou alterações na metodologia de construção da viga central, sendo especificado da seguinte maneira: (1) nos trechos referentes as aduelas 01, 02, 03 e 04, a viga foi executada após a concretagem do segmento B das respectivas aduelas; (2) A construção dos demais trechos da viga, nas aduelas restantes, foi realizada após o atirantamento da estrutura do tabuleiro em P0 (Figura 6.9-b) (VGARAMBONE, 2012). Deste modo, no modelo numérico, houve à influência dos efeitos mecânicos da viga central no comportamento estrutural da ponte, que adiciona peso e rigidez à estrutura do tabuleiro, e justifica as diferenças entre as cotas verticais observadas entre os modelos analisados.

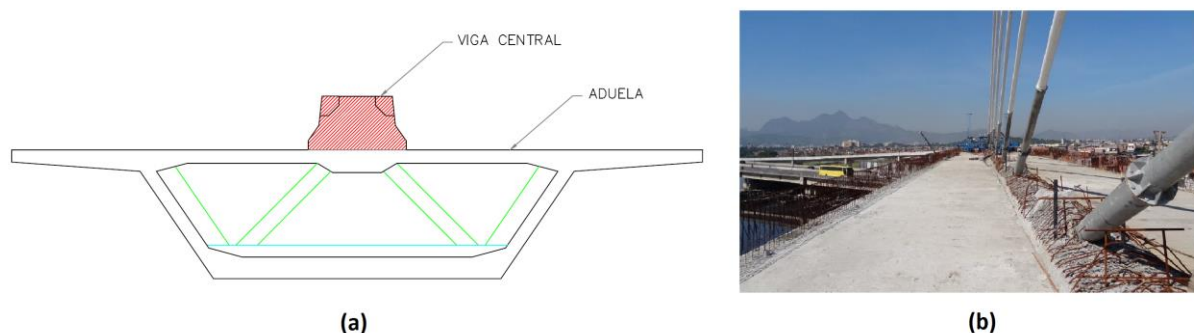


Figura 6.9 – a) indicação da estrutura da viga central na seção transversal das aduelas da Ponte do Saber; b) esperas para a moldagem da viga central nas aduelas da Ponte do Saber.
(adaptado de VGARAMBONE, 2012; LAZZARI, 2016)

Os deslocamentos verticais resultantes através do modelo no ANSYS apresentaram uma melhor correlação com o nível previsto no projeto do *greide* geométrico, considerando as protensões aplicadas aos estais conforme os valores medidos durante o monitoramento da construção da estrutura. Este fator indica que a execução da viga central, juntamente com a construção das aduelas da ponte, resultaria em uma melhor conformação final do tabuleiro ao *greide* geométrico, em relação aos carregamentos construtivos e o peso próprio das estruturas

de concreto armado. Adicionalmente, a alteração da metodologia para a execução da viga central na estrutura real indica a possibilidade de sua adoção ter sido considerada devido à possíveis ajustes durante o processo de construção da ponte, que levaram a necessidade de uma revisão do projeto estrutural quanto as etapas construtivas.

A Figura 6.10 apresenta os valores das cotas verticais previstas no projeto estrutural após a construção dos demais trechos da viga central do tabuleiro, linha PE (V.C), em comparação aos resultados obtidos no modelo em elementos finitos no ANSYS. A curva indicada como PE (N-V.C) mostra os níveis no projeto estrutural antes da construção da viga central. As informações referentes a esta etapa construtiva coletadas durante o monitoramento da construção da ponte não foram disponibilizadas. Os resultados indicam a maior proximidade das cotas verticais entre os modelos, e evidencia a dependência do histórico de carregamentos no comportamento estrutural das pontes estaiadas. Pois, mesmo após a execução dos trechos restantes da viga central, ainda é perceptível a diferença entre as cotas verticais no tabuleiro entre os modelos.

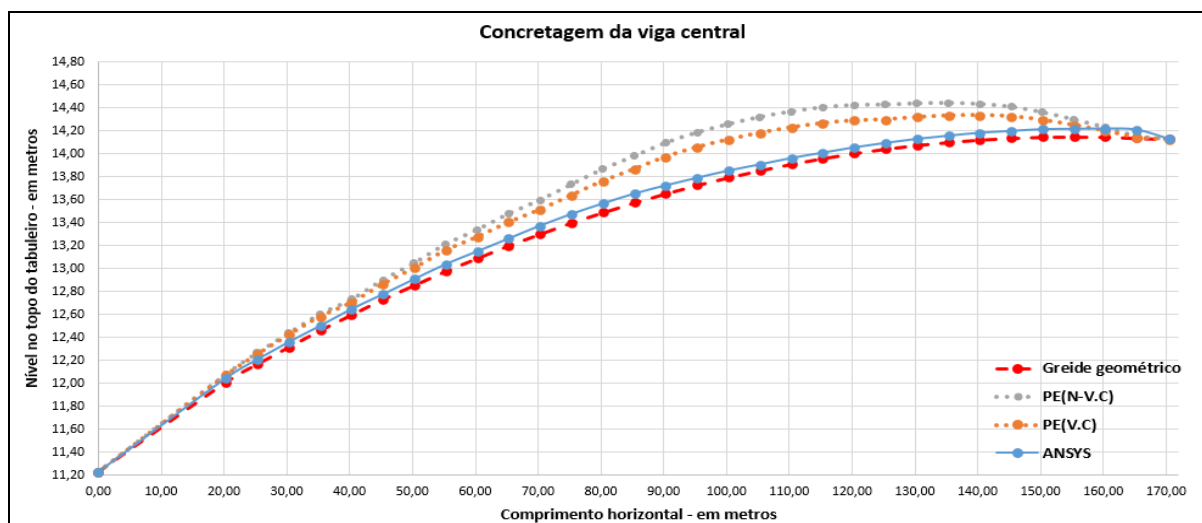


Figura 6.10 – Comparativo das cotas verticais nos pontos notáveis do tabuleiro após a construção integral da viga de rigidez central. (elaborado pelo autor)

Os quadros apresentados nas Figura 6.11 até 6.14 mostram a evolução dos deslocamentos verticais nos elementos estruturais que compõem a Ponte do Saber, no modelo em elementos finitos, segundo o procedimento de construção da estrutura através do método dos balanços sucessivos. Nas figuras são apresentados os processos executivos compreendidos pelo estaiamento dos cabos frontais e a execução das aduelas. Nota-se, através das imagens, a consideração da construção conjunta entre o tabuleiro e o pilone nesta metodologia construtiva. A geometria representada pelas linhas pontilhadas nas imagens indica a posição

do modelo numérico indeformado, ou referência, e os deslocamentos medidos durante as simulações são indicados pelas escalas de coloração, cujos valores são dados abaixo de cada imagem, com valores em **cm**.

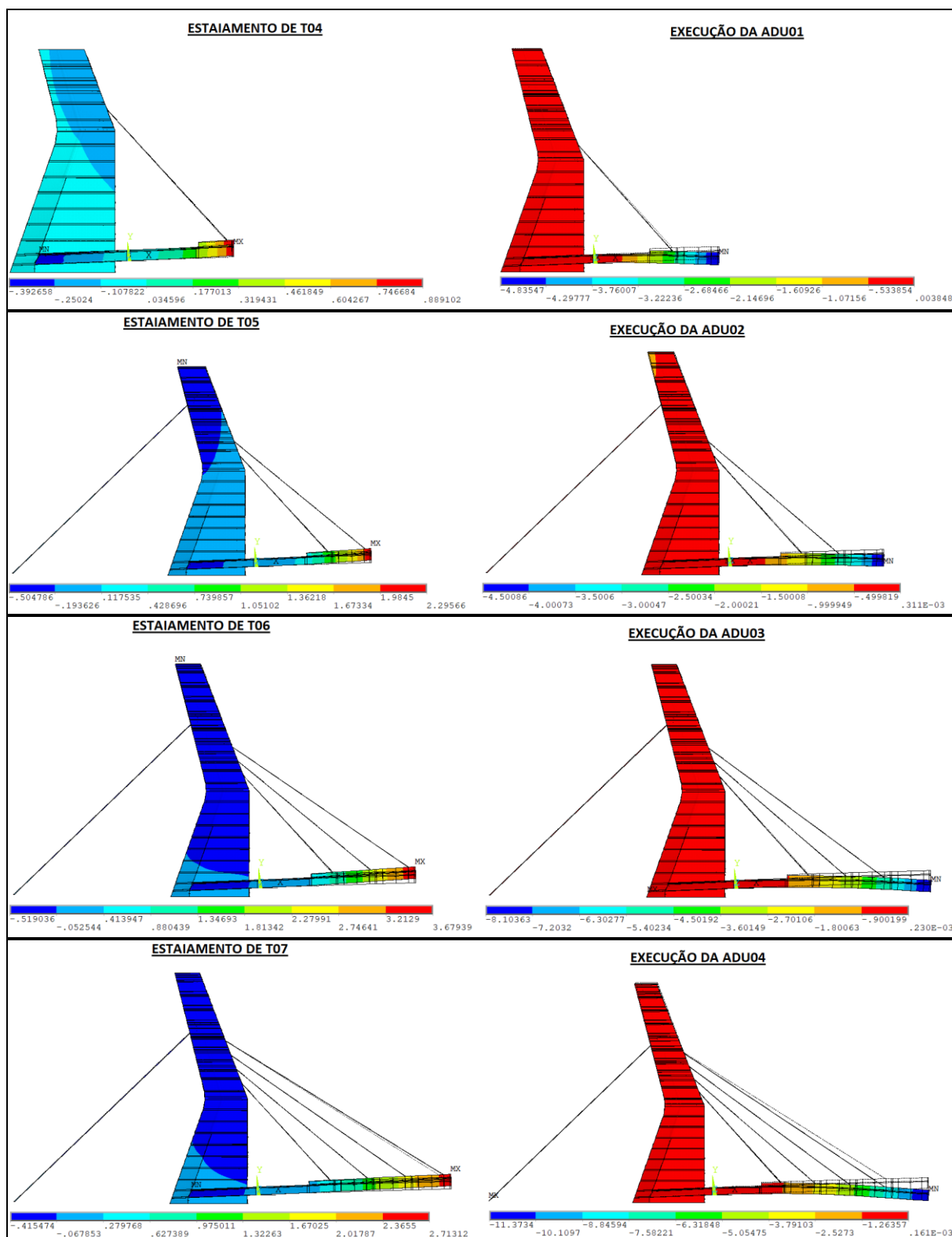


Figura 6.11 – Deslocamentos verticais previstos nos elementos estruturais segundo o processo executivo da Ponte do Saber (1) – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

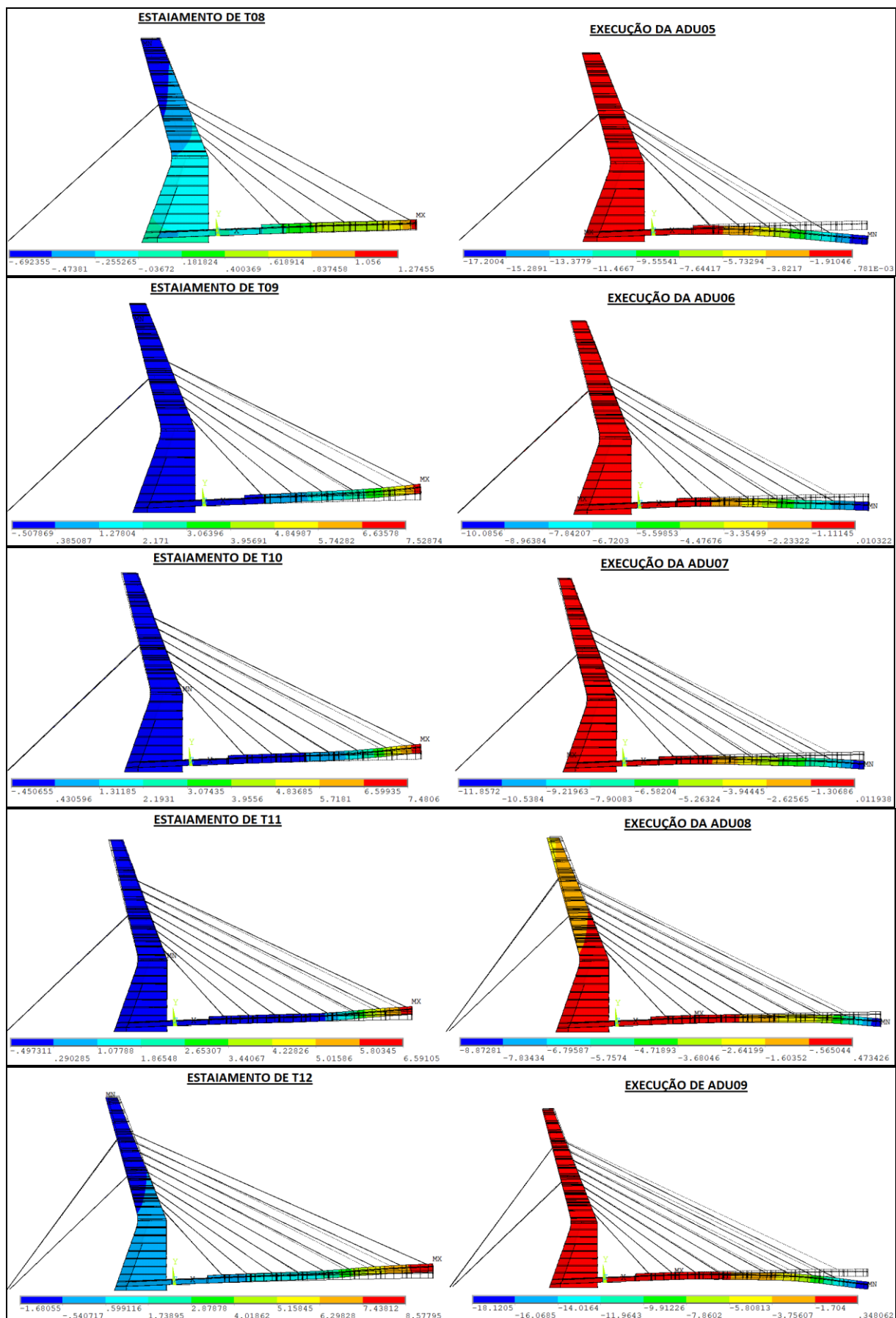


Figura 6.12 – Deslocamentos verticais previstos nos elementos estruturais segundo o processo executivo da Ponte do Saber (2) – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

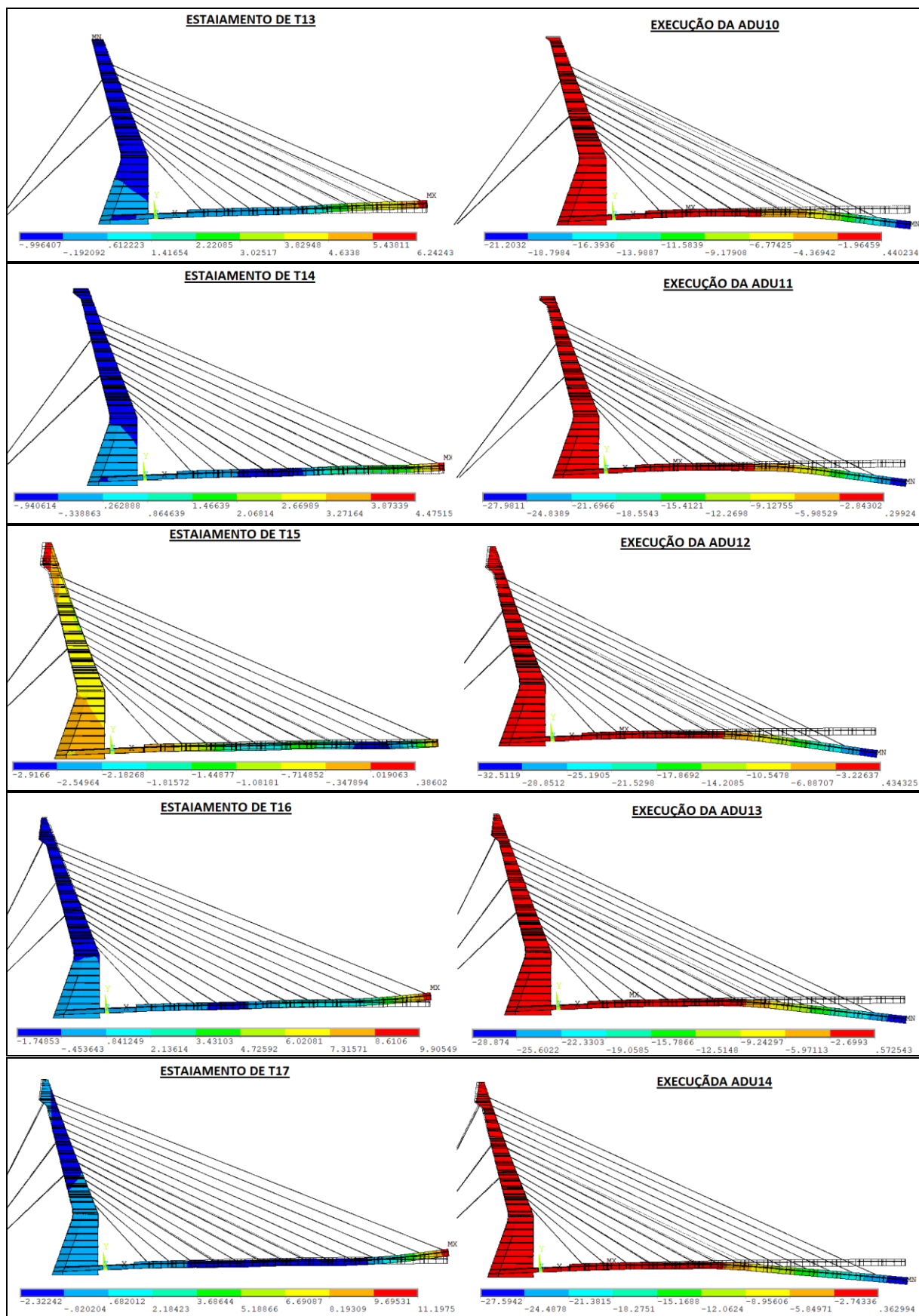


Figura 6.13 – Deslocamentos verticais previstos nos elementos estruturais segundo o processo executivo da Ponte do Saber (3) – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

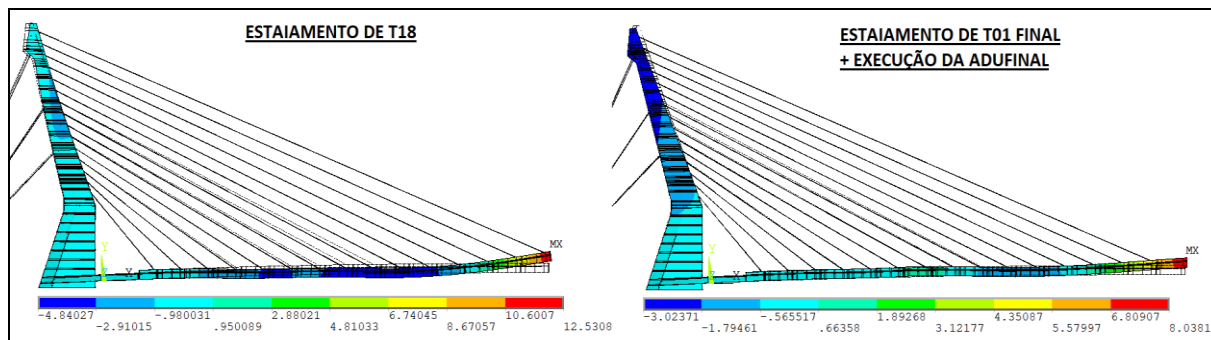


Figura 6.14 – Deslocamentos verticais previstos nos elementos estruturais segundo o processo executivo da Ponte do Saber (4) – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

Através dos resultados dos deslocamentos na estrutura, em particular as aduelas que compõem o tabuleiro, percebe-se a influência da rigidez e do peso próprio desses elementos no comportamento mecânico global da estrutura estaiada. Devido à característica geométrica dos estais, formado por cabos em plano único ancorados na região central do tabuleiro, foi necessária a adoção de uma seção transversal celular, que confere a este elemento maior rigidez, e devido a suas dimensões, menor peso próprio. Os efeitos da geometria do tabuleiro podem ser observados nos deslocamentos causados nas aduelas, quando uma nova componente deste elemento estrutural é executada. Os resultados obtidos através da simulação em elementos finitos no ANSYS, assim como os deslocamentos medidos na estrutura real e no modelo do projeto estrutural, indicam que o efeito dos deslocamentos verticais no tabuleiro, quando uma nova aduela é executada, influência de modo acentuado as cinco aduelas imediatamente anteriores (totalizando 50,00 m).

Os deslocamentos verticais resultantes no tabuleiro, apresentados nas Figuras 6.11 até 6.14, indicam a estabilização do comportamento mecânico deste elemento estrutural ao longo do processo executivo. Ou seja, conforme a construção da estrutura evolui, as aduelas executadas anteriormente tendem a apresentar menor variação de deslocamentos ao longo dos processos construtivos, em particular causados pela estabilização das tensões nos estais nessas regiões. De igual modo, pode-se averiguar o aumento da flexibilidade da estrutura com o avanço das etapas construtivas, que é percebido pelos deslocamentos verticais maiores nos momentos em que as aduelas são construídas e os estais protendidos, tanto quanto maior se torna a estrutura.

A Figura 6.15-a mostra os deslocamentos verticais previstos, através do modelo em elementos finitos, quando a estrutura do tabuleiro é atirantada ao apoio P0, na extremidade direita do modelo. E a Figura 6.15-b apresenta o resultado do módulo do vetor deslocamento dos nós no modelo numérico, segundo os eixos tridimensionais (UX, UY e UZ), para a mesma fase

construtiva. A geometria representada pelas linhas pontilhadas nas imagens indica a posição do modelo numérico indeformado, ou referência, e os deslocamentos medidos durante as simulações são indicados pelas escalas de coloração, cujos valores são dados abaixo de cada imagem, em **cm**.

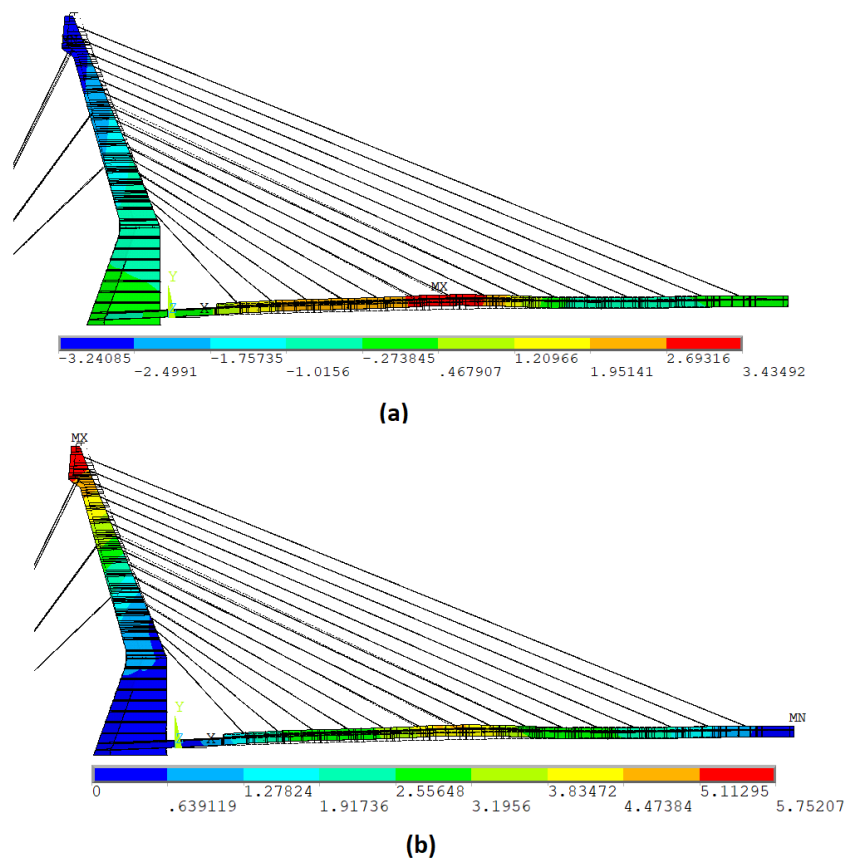


Figura 6.15 – a) deslocamentos verticais previstos nos elementos estruturais após o atirantamento do tabuleiro em P0; b) módulos dos vetores deslocamentos para os nós dos elementos finitos após o atirantamento do tabuleiro em P0 – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

Os resultados indicam que após o atirantamento do tabuleiro na extremidade direita (P0), o pilone apresentou deslocamento à esquerda em relação ao modelo indeformado, com módulo vetorial de 5,75 cm em seu ponto mais alto (Figura 6.15-b); e o tabuleiro encontra-se elevado em relação ao *greide* geométrico, com deslocamento vertical máximo de aproximadamente 3,43 cm na região formada pelas aduelas 06 e 07 (Figura 6.15-a).

6.2 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO TABULEIRO

A evolução das tensões e deformações normais em relação à seção transversal do tabuleiro, e atuantes nos elementos referentes ao concreto no modelo em elementos finitos (SOLID186), são verificadas segundo os pontos destacados na Figura 6.16-a e 6.16-b. Os valores das componentes mecânicas são representados conforme a evolução do tempo, em dias, segundo as etapas construtivas da ponte estaiada consideradas nas análises numéricas.

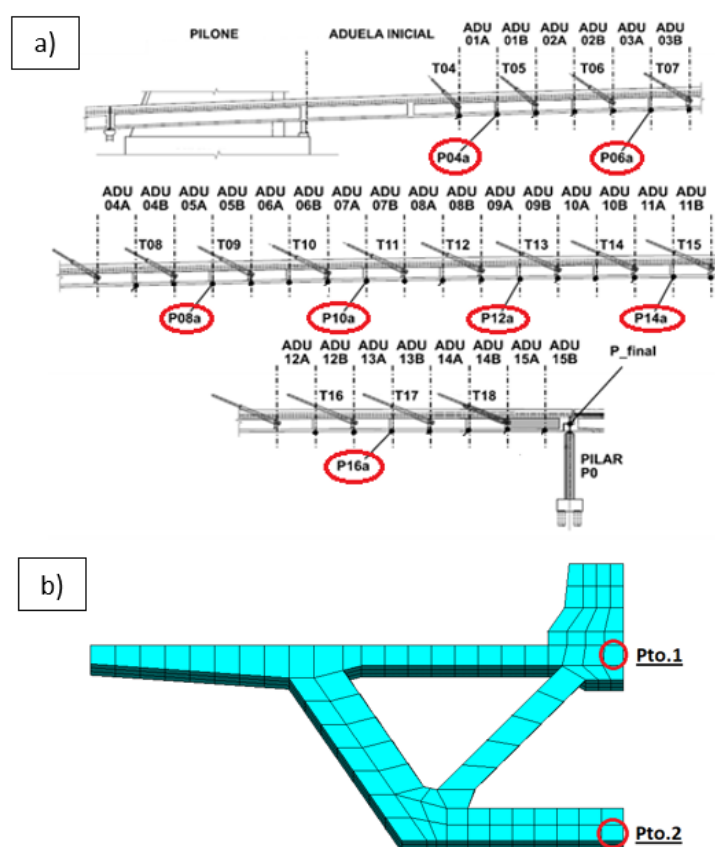


Figura 6.16 – a) regiões do tabuleiro considerados para a verificação da evolução das tensões e deformações no concreto; b) elementos finitos cujas tensões e deformações foram avaliadas na seção transversal das aduelas consideradas (trecho A). (elaborado pelo autor)

Os gráficos apresentados nas Figuras 6.17 e 6.18 mostram a evolução das tensões e deformações na seção central dos vãos das aduelas, conforme a posição dos pontos apresentados na Figura 6.16-a e 6.16-b.

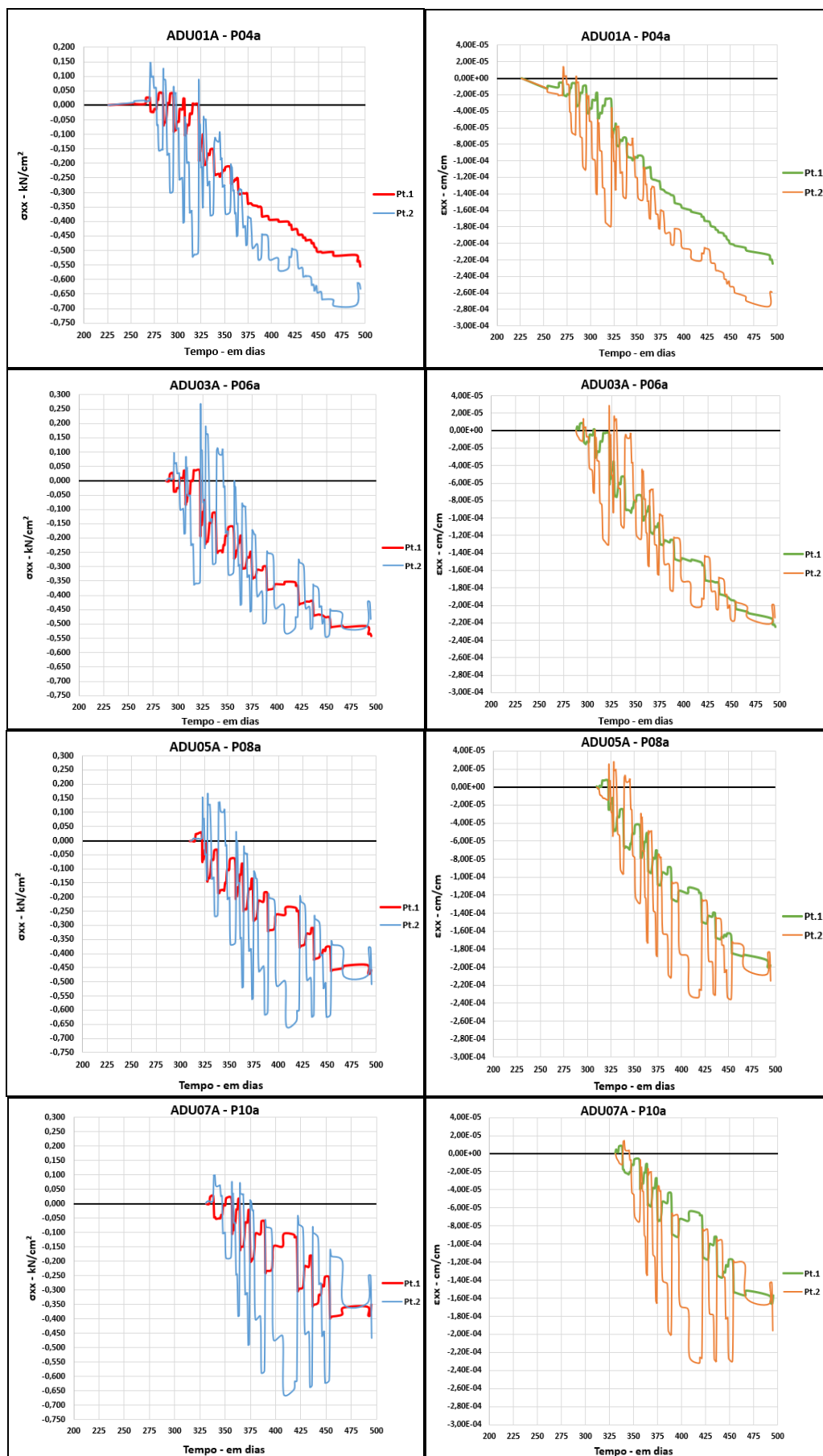


Figura 6.17 – Evolução das tensões e deformações normais nos pontos indicados das aduelas (1).

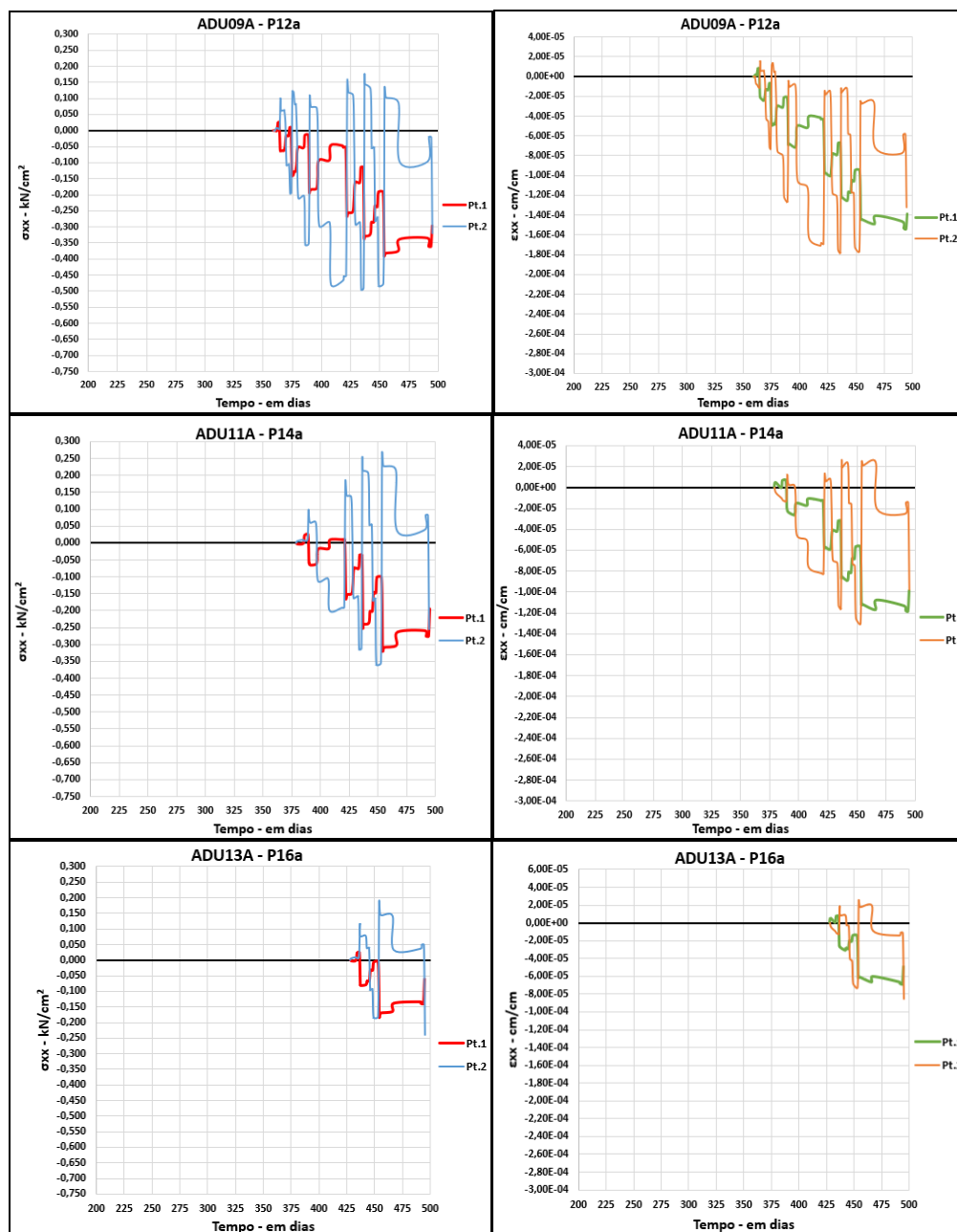


Figura 6.18 – Evolução das tensões e deformações normais nos pontos indicados das aduelas (2).
(elaborado pelo autor)

Através dos resultados de tensões medidos no modelo em elementos finitos no ANSYS, apresentados nas Figura 6.17 e 6.18, pode-se notar que o comportamento mecânico observado no modelo numérico considerado condiz com o esperado para a estrutura do tabuleiro. Ou seja, os valores das tensões de compressão normais resultantes nas aduelas do modelo em elementos finitos são crescentes à medida que se aproxima do pilone, e são aplicadas gradualmente conforme o avanço da execução do tabuleiro, estando em conformidade com o esperado para estruturas estaiadas.

Através dos históricos de tensões apresentados nota-se que a variação de tensões no ponto 2 são maiores que as obtidas no ponto 1. Este fato ocorre, pois a geometria da seção transversal das aduelas não possui simetria em relação ao eixo transversal, sendo que a área de concreto na região do ponto 2 é inferior, quando comparado ao ponto 1 (composta pela viga central). A diferença entre os valores de tensão nos pontos 1 e 2 são causadas pela alteração do comportamento dos diagramas de momentos fletores ao longo do processo construtivo, que é característico de pontes e viadutos estaiados executados através do método dos balanços sucessivos, sendo observado duas situações:

- a) $\sigma_{xx,1} - \sigma_{xx,2} < 0$ – Momento fletor longitudinal positivo;
- b) $\sigma_{xx,1} - \sigma_{xx,2} > 0$ – Momento fletor longitudinal negativo.

Ao final de cada gráfico é possível verificar a influência do atirantamento do tabuleiro em P0 nas tensões e deformações dos elementos finitos. Este caso de carga resulta na adição de esforços compressivos na região inferior das aduelas (ponto 2), que é provocado pelo surgimento de momentos fletores negativos na extremidade direita deste elemento estrutural. Pode-se verificar que este efeito mecânico se torna menos intenso nas aduelas à esquerda do modelo.

A evolução das deformações mostra o aumento destas componentes com o tempo, em particular nas regiões dos gráficos com tensão atuante constante, evidenciando a consideração da fluência adotada no modelo em elementos finitos para os elementos de concreto. Os efeitos da consideração da retração podem ser observados nos gráficos de tensão e deformação nos pontos P14a e P16a, em que a ação de um encurtamento nos elementos de concreto resulta em tensões de tração nas lajes inferiores das aduelas (ponto 2).

A Figura 6.19 mostra de forma esquemática o comportamento do diagrama de esforços normais previsto, considerando os carregamentos permanentes de peso-próprio da estrutura e a protensão nos estais, para o tabuleiro da Ponte do Saber após a finalização da construção da estrutura. Os pontos verdes destacados na imagem representam as regiões das aduelas consideradas para a leitura da evolução das tensões e deformações, apresentados nas Figuras 6.17 e 6.18. Através da imagem é possível verificar a ação dos esforços normais de compressão maiores nas aduelas mais próximas do pilone.

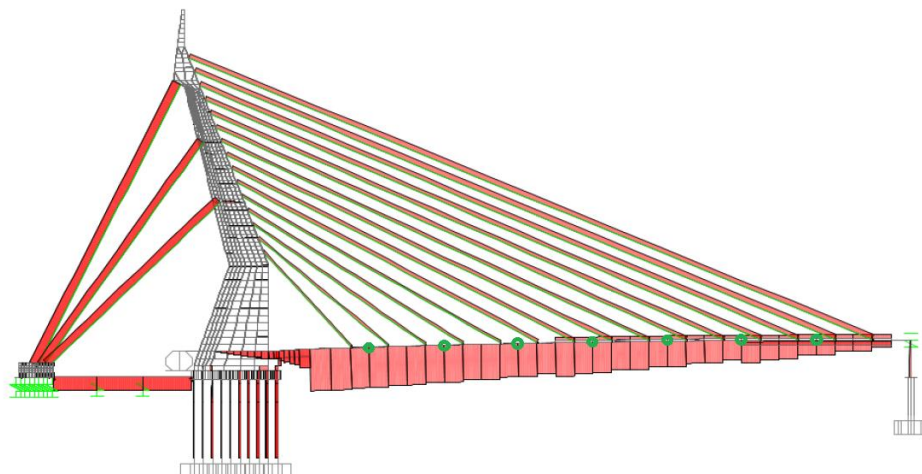


Figura 6.19 – Diagrama de esforços normais previsto para o tabuleiro (adaptado de CIDADE, 2017).

6.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO PILONE

Os quadros apresentados nas Figura 6.20 até 6.25 mostram a evolução dos **deslocamentos horizontais** no pilone, obtidos através do modelo numérico em elementos finitos no ANSYS. Nas figuras são apresentados os casos de carregamentos compreendidos pelo estaiamento dos cabos frontais e de retaguarda, e a execução das aduelas (indicados nas legendas superiores de cada quadro). A geometria representada pelas linhas pontilhadas nas imagens indica a posição do modelo indeformado, e os deslocamentos medidos durante as simulações são indicados pelas escalas de coloração, cujos valores são dados abaixo de cada imagem, em **cm**.

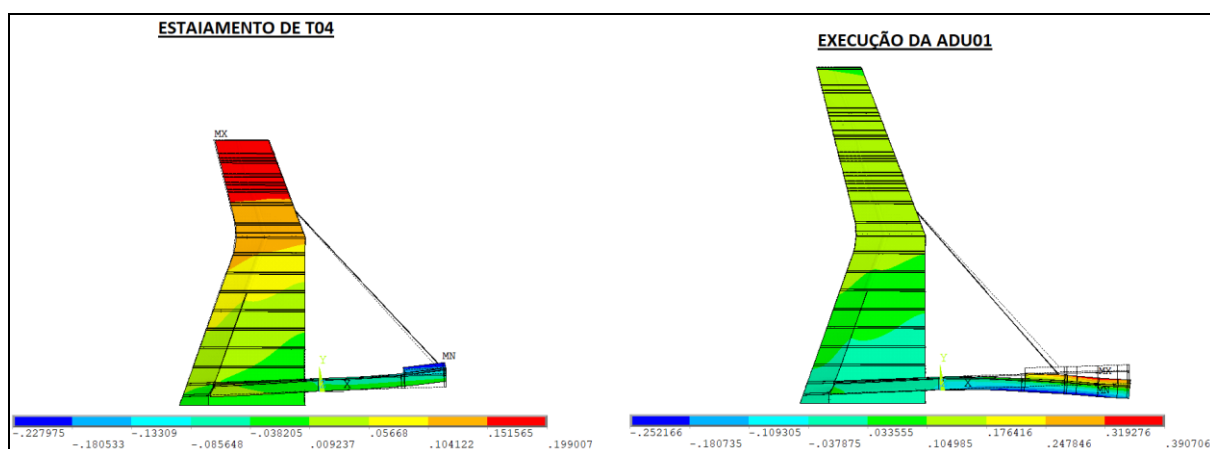


Figura 6.20 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (1) – valores em **cm**. (elaborado pelo autor)

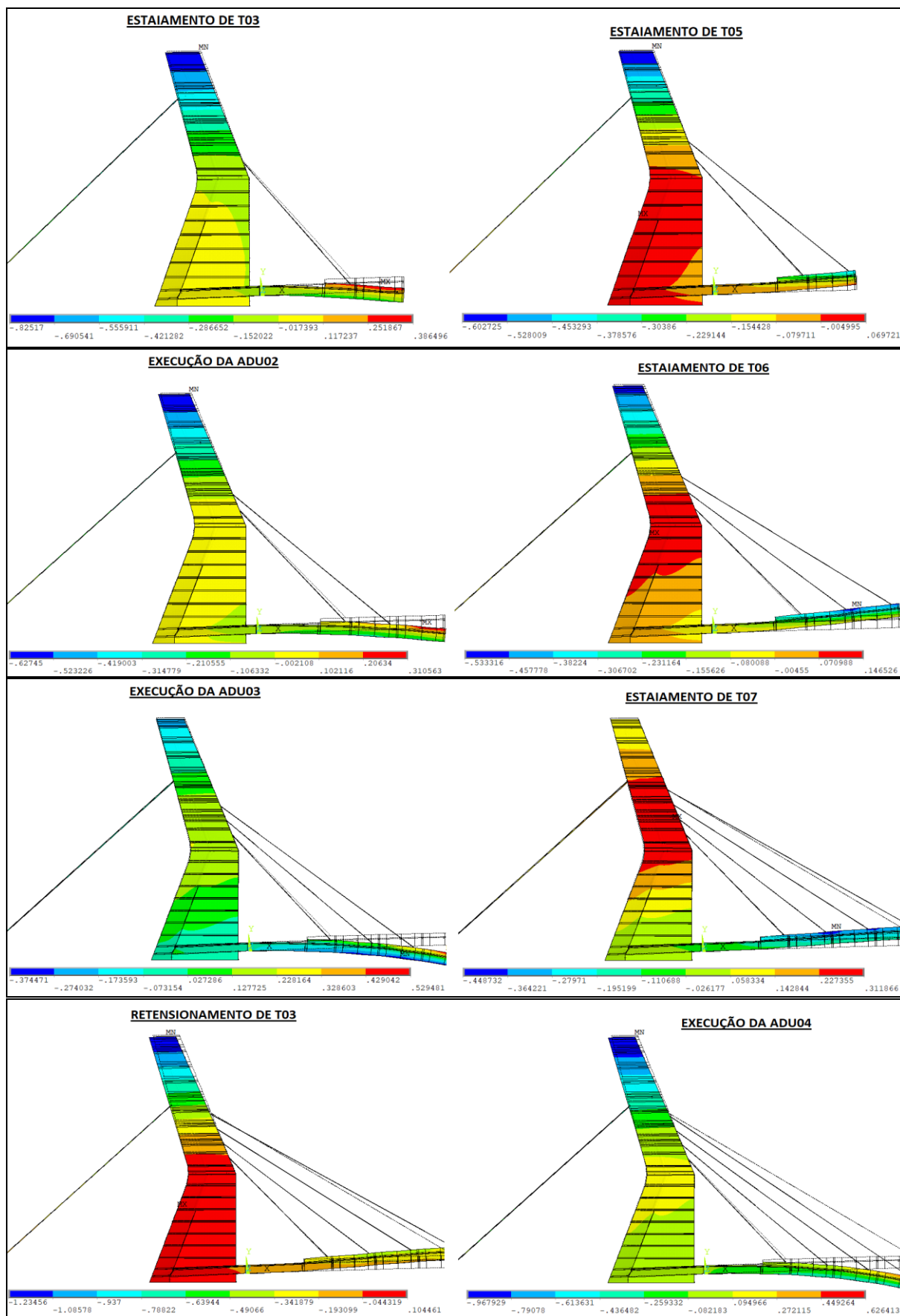


Figura 6.21 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (2) – valores em **cm.** (elaborado pelo autor)

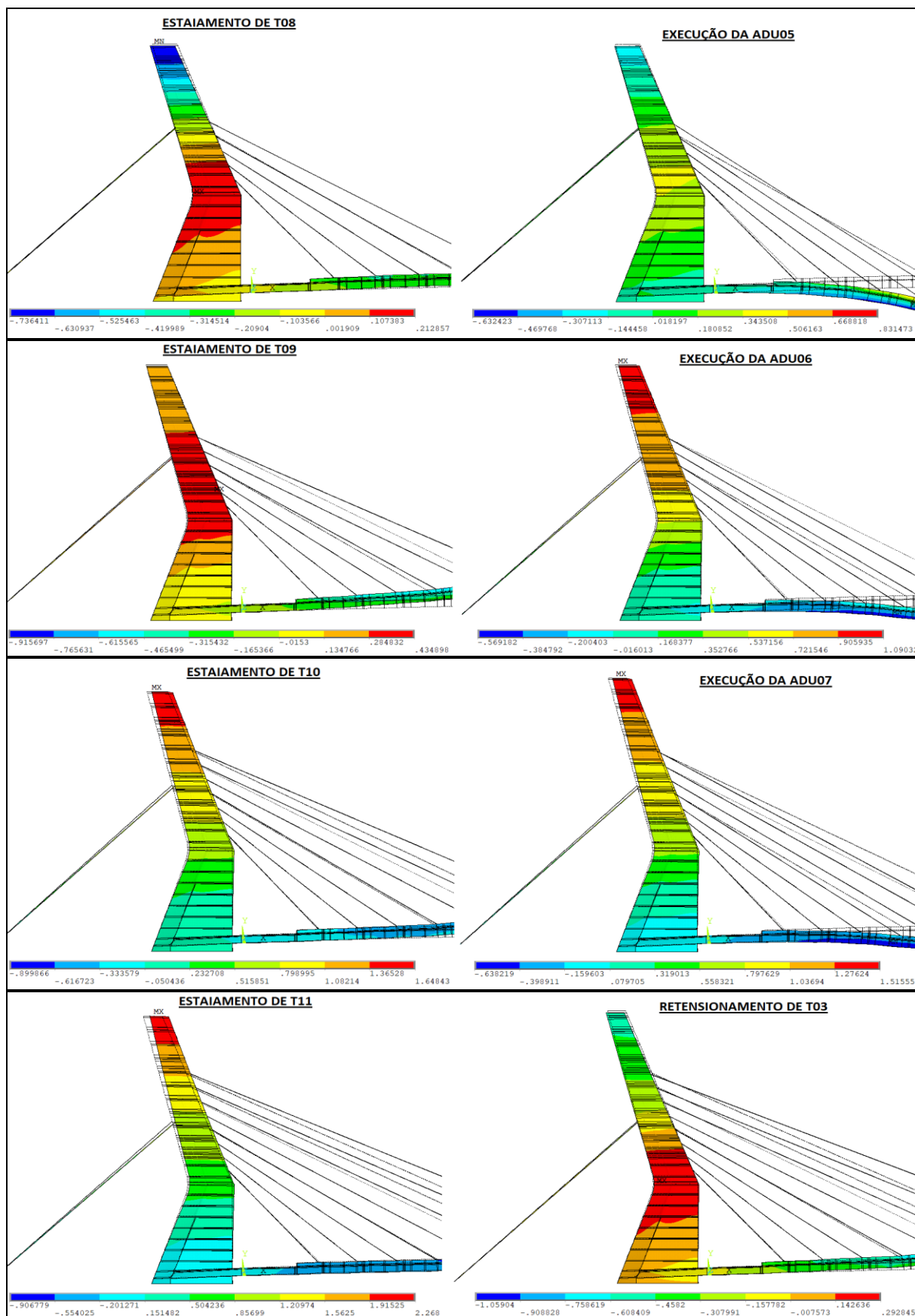


Figura 6.22 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (3) – valores em **cm.** (elaborado pelo autor)

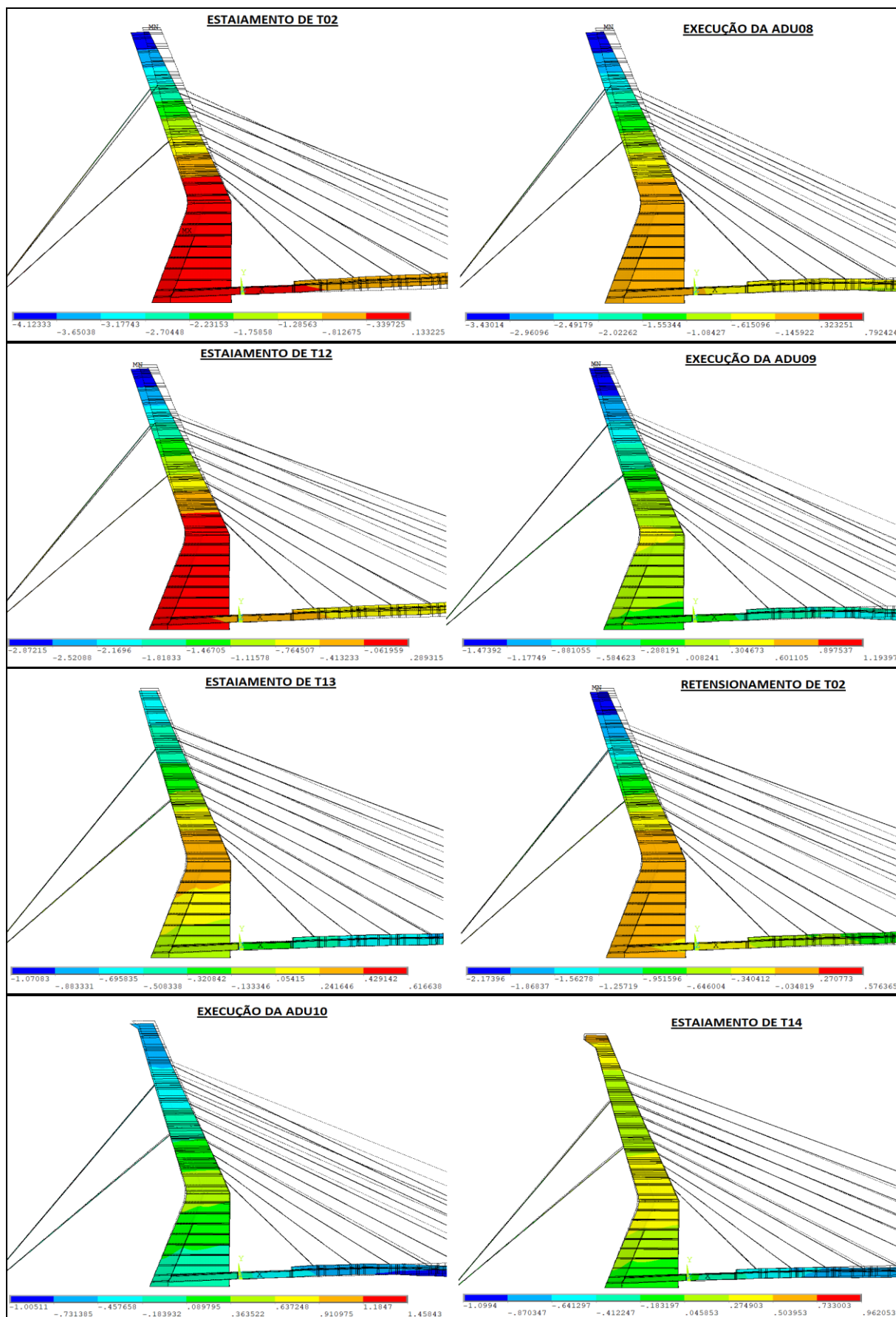


Figura 6.23 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (4) – valores em cm. (elaborado pelo autor)

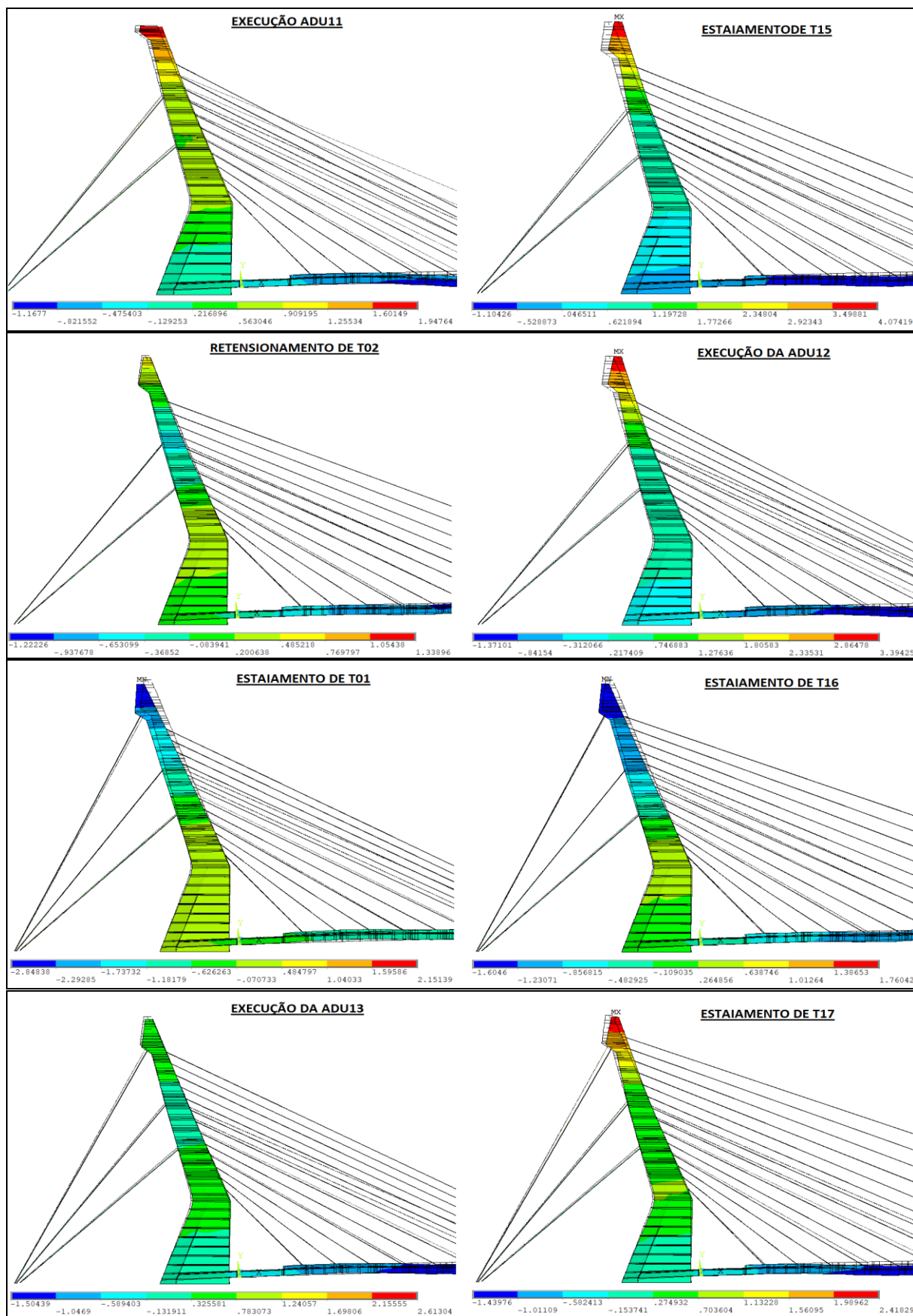


Figura 6.24 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (5) – valores em **cm.** (elaborado pelo autor)

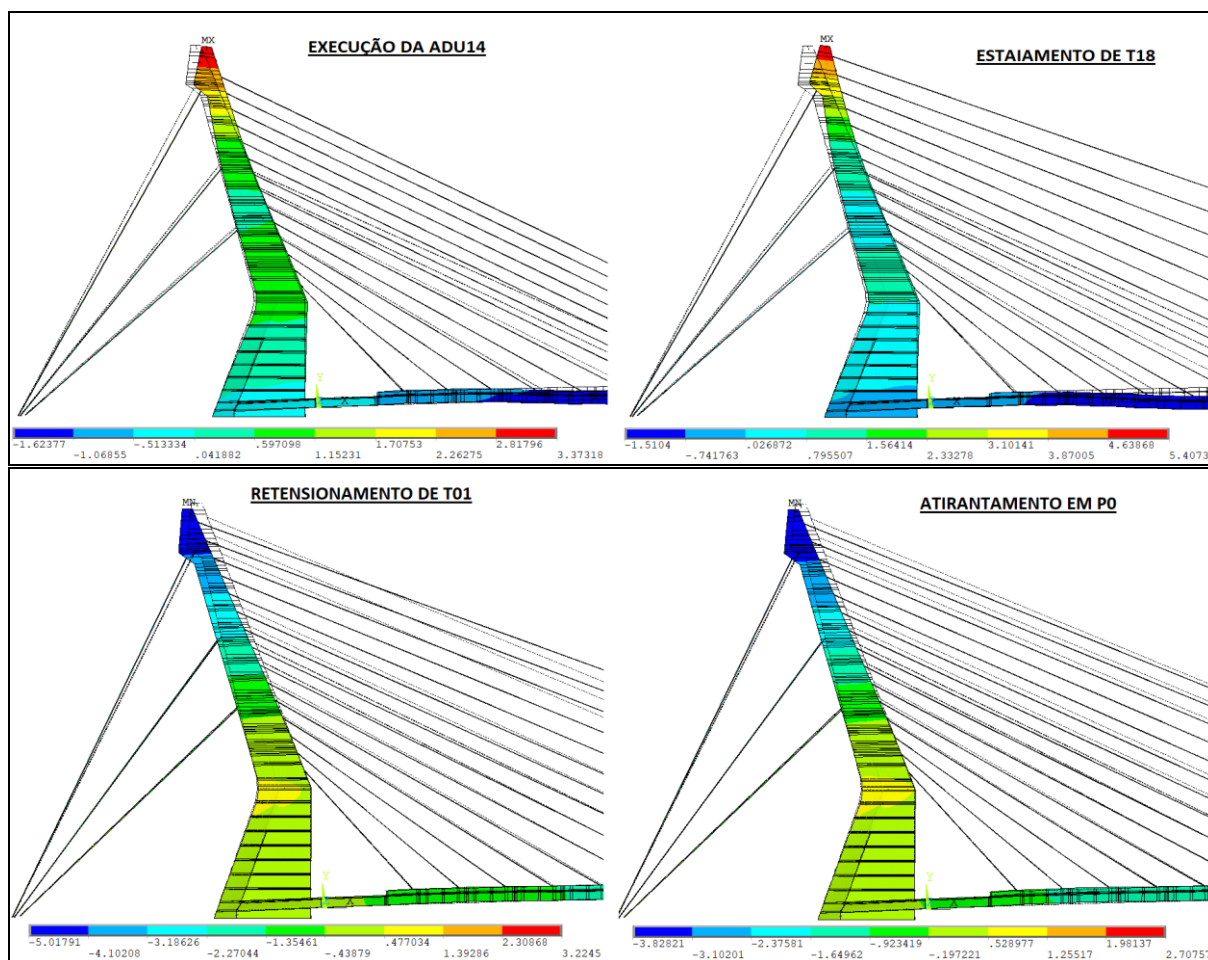


Figura 6.25 – Deslocamentos horizontais previstos no pilone segundo o processo executivo da Ponte do Saber (6) – valores em **cm.** (elaborado pelo autor)

Através dos resultados obtidos percebe-se a influência da protensão dos estais nos deslocamentos horizontais no pilone, sendo estes processos os principais responsáveis pela movimentação horizontal da estrutura durante a sua construção. Quando os estais frontais são tensionados a estrutura do pilone é deslocada horizontalmente para o sentido do vão principal, que posteriormente é corrigido através do tensionamento dos estais de retaguarda, que fazem o pilone deslocar-se para a esquerda (reduzindo com isso as solicitações de momentos fletores atuantes nas regiões inferiores do pilone).

Os resultados mostram a estabilização dos deslocamentos horizontais no pilone nas regiões referentes aos estais de retaguarda, quando estão submetidos a seus níveis finais de tensão previstos em projeto. Este efeito pode ser percebido no modelo em elementos finitos, em particular relacionado aos estais T02 e T03. Também é notório o aumento dos deslocamentos horizontais na estrutura conforme o avanço da sua construção, que é explicado devido ao

aumento da flexibilidade da estrutura conforme a sua execução, e a adição das solicitações causados por cada novo estai instalado.

6.4 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO PILONE

A evolução das tensões e deformações normais em relação a seção transversal do pilone, e atuantes nos elementos finitos de concreto no modelo (SOLID186), são verificadas segundo os pontos destacados na Figura 6.26-a e 6.26-b. Os valores das componentes mecânicas são representados conforme a evolução do tempo, em dias, segundo as etapas construtivas da ponte estaiada consideradas nas análises numéricas.

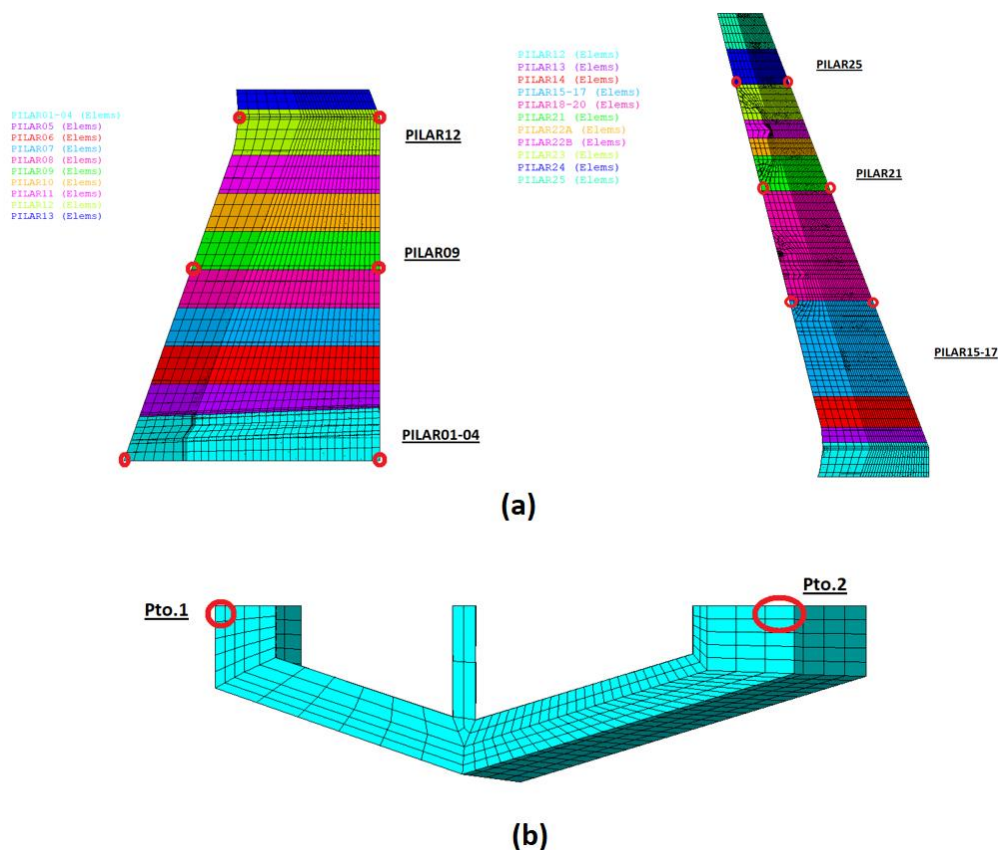


Figura 6.26– a) regiões do pilone considerados para a análise (corte longitudinal), b) pontos considerados para a verificação (seção transversal). (elaborado pelo autor)

Os gráficos apresentados nas Figura 6.27 e 6.28 mostram a evolução das tensões e deformações nas regiões destacadas do pilone, conforme a posição dos pontos de obtenção dos resultados apresentados na Figura 6.26. Os valores de tensão são dados em kN/cm^2 , deformações em cm/cm e tempo em dias.

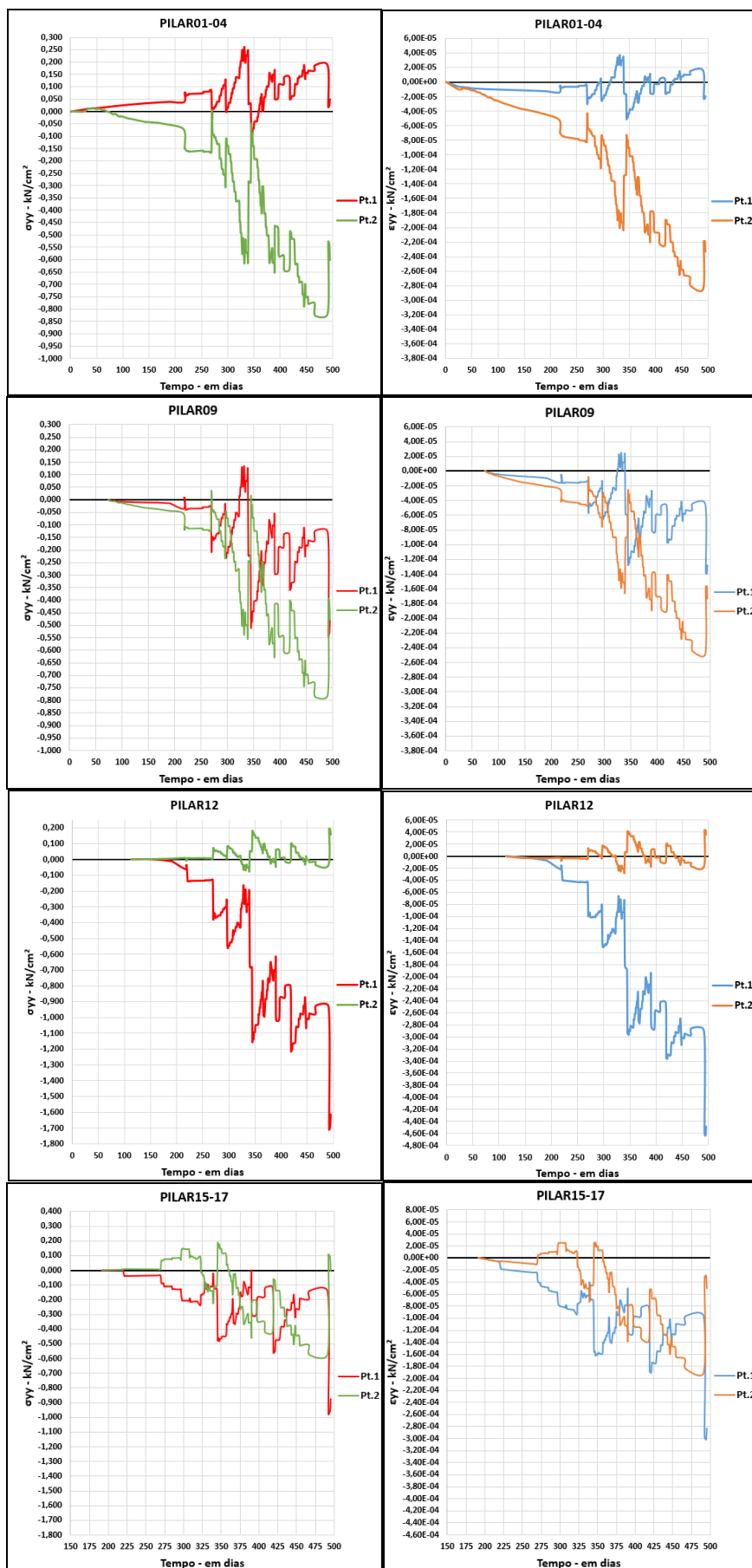


Figura 6.27 – Evolução das tensões e deformações normais nos pontos indicados do pilone (1).

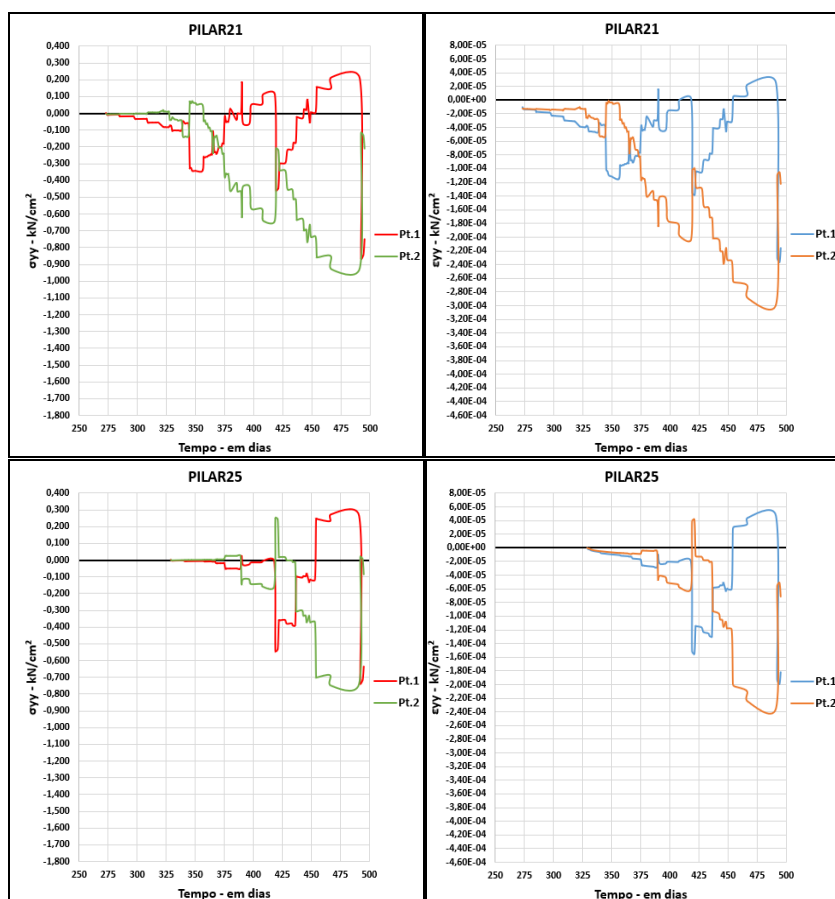


Figura 6.28 – Evolução das tensões e deformações normais nos pontos indicados do pilone (2).
(elaborado pelo autor)

Através dos resultados obtidos para as tensões e deformações nas regiões indicadas do pilone pode-se destacar:

- a) a influência da protensão dos estais de retaguarda para a diminuição das componentes de tensões de tração nos pontos a esquerda do pilone (ponto 1), na base da estrutura (PILAR01-04). Este processo evidencia a redução dos momentos fletores nessas regiões, causado pelo processo de protensão nos cabos de retaguarda;
- b) A região destacada como PILAR12 refere-se à porção do pilone em que há uma inflexão, ou seja, uma alteração da inclinação da geometria desta estrutura. Neste ponto percebe-se a ação de altas tensões de compressão na região traseira (ponto 1), e a predominância dos esforços de tração no ponto 2. Este comportamento mecânico condiz com o esperado para esta região da estrutura;
- c) A predominância de esforços compressivos na estrutura ao longo do processo construtivo (causados pela ação do peso próprio do pilone e as componentes verticais dos esforços de tração atuantes nos estais).

A diferença entre os valores de tensão nos pontos 1 e 2 são causadas pela ação de momentos fletores na estrutura ao longo do processo construtivo, que se originam devido às componentes horizontais dos esforços de tração atuantes nos estais, os efeitos de segunda ordem causados pela ação do peso próprio da estrutura, e o efeito P-delta resultante entre a componente vertical das forças atuantes nos estais e os deslocamentos horizontais do pilone. Através da diferença entre as tensões nos pontos 1 e 2 pode-se definir as seguintes situações:

- a) $\sigma_{xx,1} - \sigma_{xx,2} < 0$ – Momento fletor longitudinal positivo;
- b) $\sigma_{xx,1} - \sigma_{xx,2} > 0$ – Momento fletor longitudinal negativo.

A Figura 6.29 mostra, de modo representativo, o diagrama de momento fletor aproximado previsto ao longo da altura do pilone após a finalização dos casos de carregamentos referentes a construção da estrutura da Ponte do Saber considerados neste trabalho.

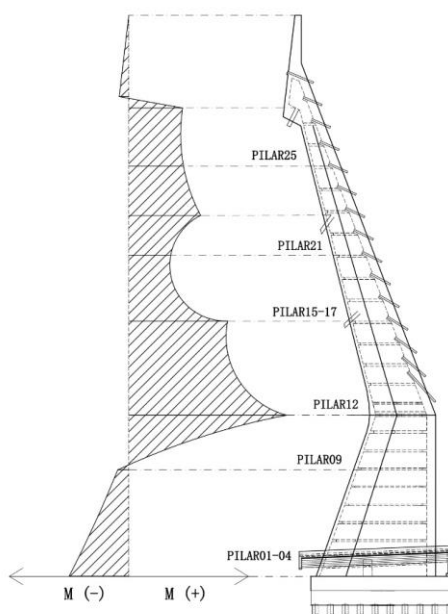


Figura 6.29 – Representação do diagrama de momento fletor aproximado no pilone após as simulações numéricas das etapas construtivas da Ponte do Saber. (elaborado pelo autor)

A ação dos esforços de tração atuantes nos estais de retaguarda são os responsáveis por conferir ao diagrama sua componente de momentos positivos, cujo valor de pico ocorre na região de inflexão da geometria. A ação dos estais frontais explicam a redução dos momentos positivos nas regiões entre os cabos de retaguarda. O surgimento de momentos fletores negativos próximos ao topo do pilone ocorre devido a ação dos estais frontais T17 e T18, que são ancorados à estrutura em cotas verticais superiores em relação ao estai de retaguarda T01.

6.5 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS LAJES DOS ENCONTROS

A evolução dos deslocamentos verticais nos dois planos de lajes maciças, construídas nos níveis de ligação da estrutura do pilone e o tabuleiro, foram avaliados. As Figuras 6.30 e 6.31 apresentam, respectivamente, os pontos referência para a coleta de dados e os resultados da evolução dos deslocamentos verticais obtidos para as lajes maciças no interior do pilone.

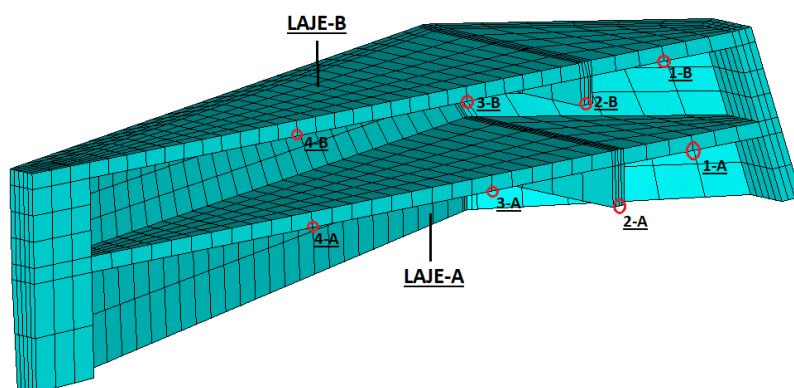


Figura 6.30 – Pontos para a avaliação da evolução dos deslocamentos verticais das lajes na ligação pilone-tabuleiro. (elaborado pelo autor)

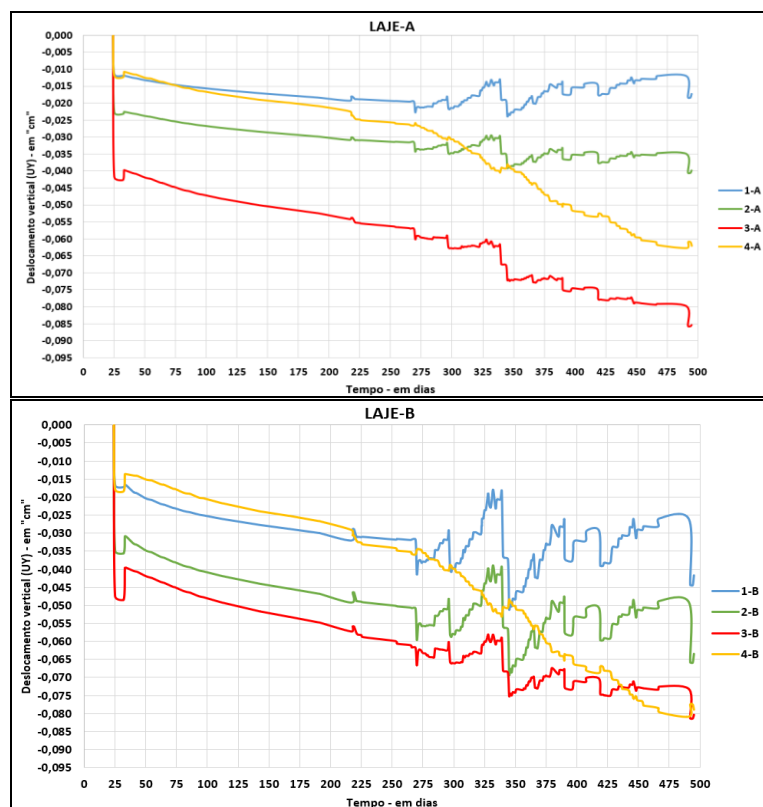


Figura 6.31 – Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos de referência das lajes na ligação pilone-tabuleiro. (elaborado pelo autor)

Os resultados dos deslocamentos verticais nas lajes indicam a influência do efeito viscoso do concreto através das curvas formadas após a retirada do escoramento, que apresentam aumento gradual dos deslocamentos com o avanço do tempo. A partir de 270 dias transcorridos, o efeito dos deslocamentos verticais causados pelo processo de protensão dos estais nas paredes do pilone tornam-se evidentes nas lajes, fato este que indica a ligação monolítica existente entre os elementos estruturais, conforme previsto no projeto executivo. Os pontos 1, 2 e 3 nas lajes A e B apresentam comportamento semelhante, com trechos de elevação causados pelo processo de protensão dos estais frontais, e regiões descendentes nos momentos referentes a protensão dos cabos de retaguarda, que adicionam solicitações de compressão na região traseira do pilone. Entretanto, os deslocamentos obtidos no ponto 4 resultaram em trechos descendentes no momento das protensões dos estais frontais, que é justificado pois o ponto 4 está mais próximo das paredes frontais do pilone.

Os gráficos obtidos na Figura 6.31 indicam a elevação nos deslocamentos verticais nas lajes aos 33 dias. Este efeito corresponde ao momento em que a região do tabuleiro no entorno do pilone estará sob a ação de seu peso próprio, que resultará no aumento da componente de momentos negativos na região entre lajes, percebido pela variação das tensões de tração nas regiões destacadas pelos círculos vermelho na Figura 6.32.

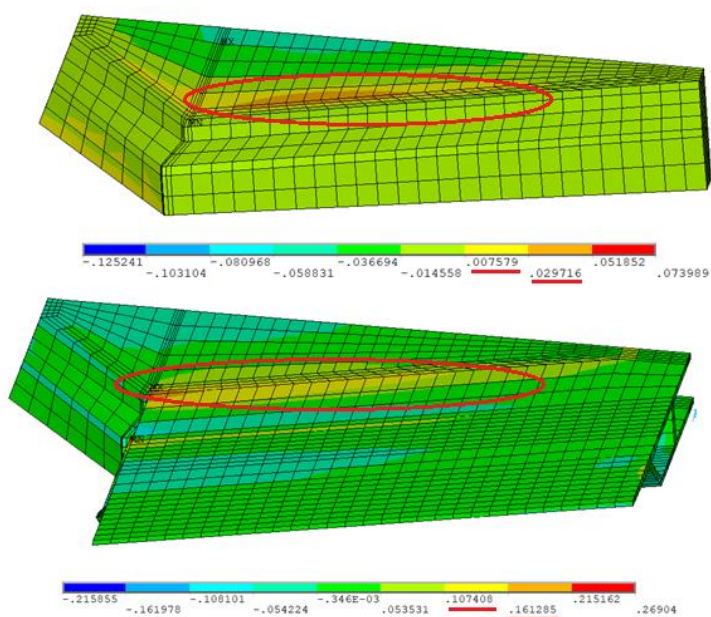


Figura 6.32 – Tensões normais, em kN/cm², atuantes nas lajes antes (superior) e após (inferior) a construção do tabuleiro no entorno do pilone. (elaborado pelo autor)

A evolução dos deslocamentos verticais no tabuleiro da região de ligação deste elemento com o pilone foram avaliados. As Figuras 6.33 e 6.34 apresentam, respectivamente, os pontos referência para a coleta de dados e os resultados da evolução dos deslocamentos verticais obtidos.

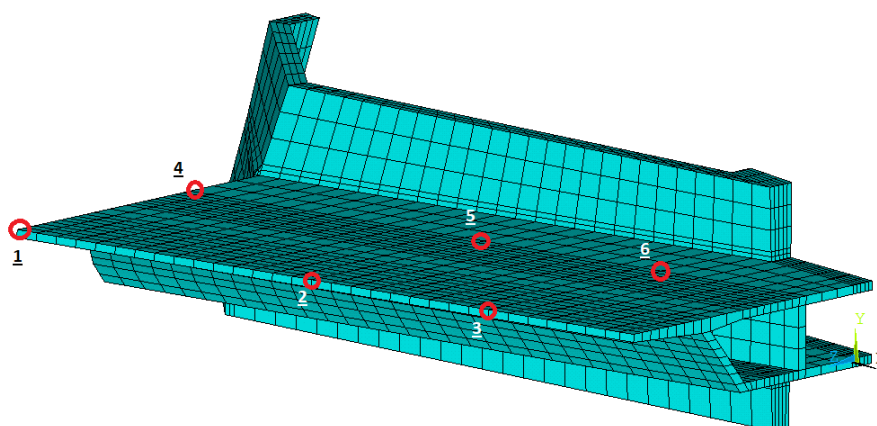


Figura 6.33 – Pontos para a avaliação da evolução dos deslocamentos verticais das lajes superiores do tabuleiro, na região do entorno do pilone. (elaborado pelo autor)

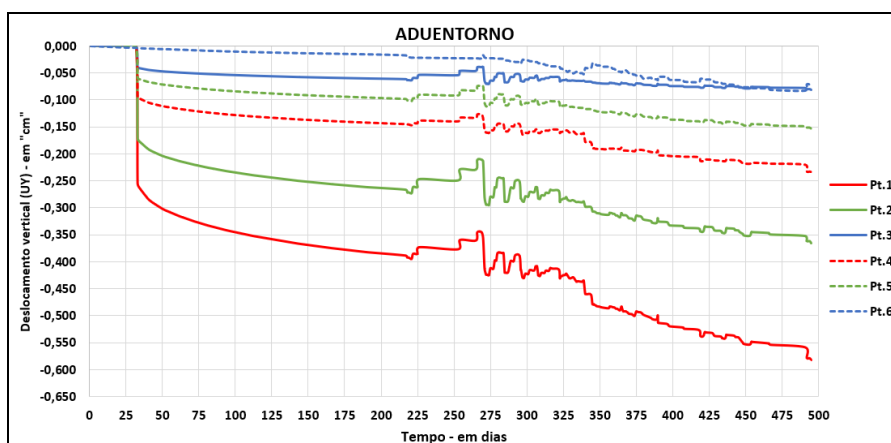


Figura 6.34 – Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos de referência das lajes superiores do tabuleiro no entorno do pilone. (elaborado pelo autor)

Os resultados dos deslocamentos verticais nas lajes indicam a influência do efeito viscoso do concreto através das curvas resultantes, que apresentam aumento gradual dos deslocamentos com o avanço do tempo. A partir de 218 dias transcorridos, o efeito dos deslocamentos verticais causados pelo processo de protensão dos estais nas paredes do pilone tornam-se evidentes nas lajes, fato este que indica a ligação monolítica existente entre estes elementos, conforme previsto em projeto. Os deslocamentos resultantes são menores à medida que as

regiões analisadas aproximam-se dos pontos 3 e 6, e este efeito é explicado devido a consideração do vínculo de primeira ordem existente entre a região da aduela de entorno do pilone e a aduela inicial, conforme descrito no item “e” em 5.4.1.

6.6 ELEMENTOS FISSURADOS

Através do comando PLESOL,SVAR,7 é possível avaliar e identificar os pontos de gauss dos elementos finitos cuja tensão de tração atuante, em determinado momento nas simulações do processo construtivo, atingiram a superfície de ruptura de Ottosen, indicando com isso a fissuração do concreto. Os parâmetros do estado dos pontos de gauss são identificados segundo três numerações: (0) não fissurado; (10) fissura em uma direção; (12) fissura em duas direções. A Figura 6.35 indica as regiões da estrutura do pilone e os elementos finitos SOLID186 que apresentaram fissuração ao final do processo de análise das etapas construtivas da ponte.

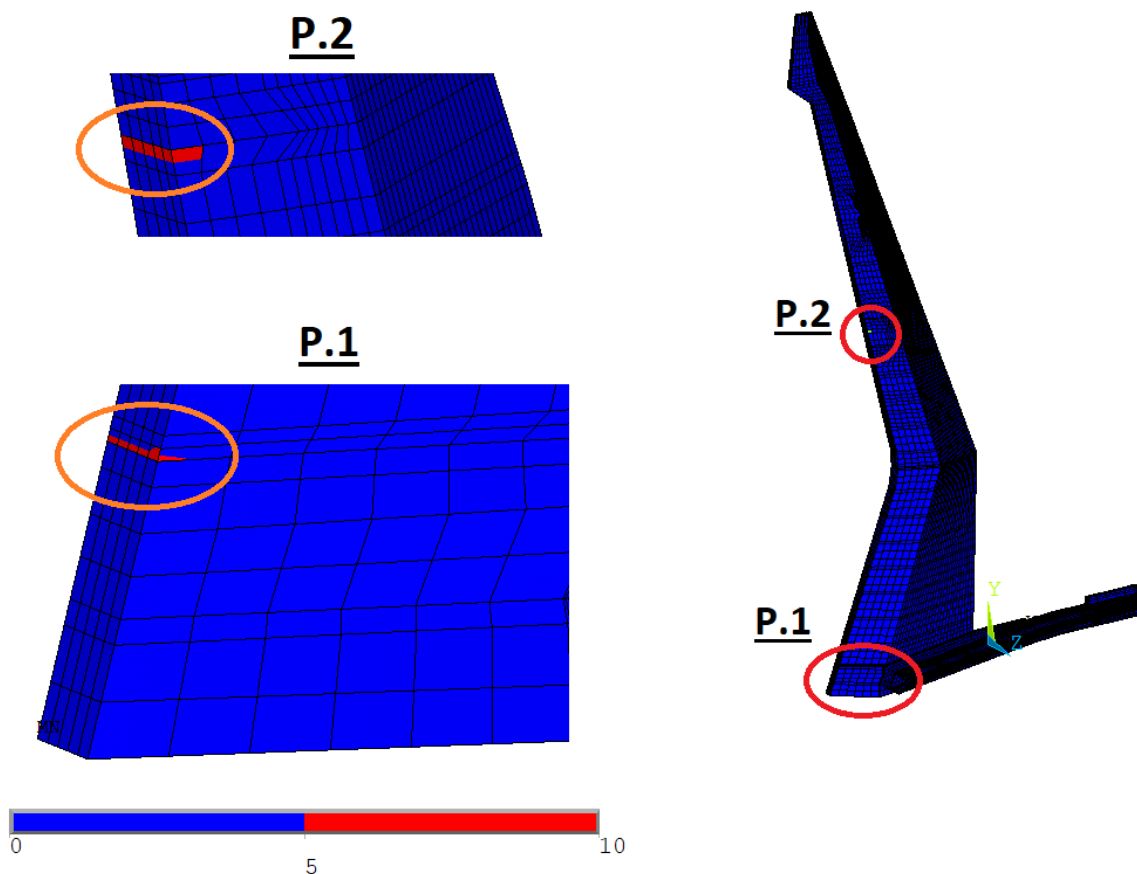


Figura 6.35 – Identificação dos elementos finitos fissurados nas regiões indicadas do pilone – elementos na cor azul indicam negativo para fissuração. (elaborado pelo autor)

Os resultados obtidos indicam poucos elementos finitos que apresentaram fissuração ao final das análises das etapas construtivas da ponte, sendo que estes estão contidos nas regiões do pilone destacadas na Figura 6.35. O ponto identificado como P.1 refere-se à região do pilone enrijecida devido a presença das lajes maciças de ligação desta estrutura com o tabuleiro, e P.2 está posicionado logo abaixo do ponto de ancoragem do estai de retaguarda T03.

Durante as análises das etapas de construção da ponte, em particular na execução das aduelas próximas ao centro do vão principal, houve problemas de convergência nas análises não-lineares, que foram causados pelo excesso de pontos de gauss fissurados na região referente a P.1. Este problema foi solucionado no modelo em elementos finitos através do retensionamento do estai de retaguarda T03, que diminuiu as componentes de tração neste trecho da estrutura do pilone. Este comportamento, juntamente com as diferenças de cotas verticais observadas entre a estrutura real e o *greide* geométrico, pode indicar que na execução da Ponte do Saber fora considerado inicialmente a construção da viga central conjuntamente com todas as aduelas. Entretanto, devido ao surgimento de pontos de fissuração em regiões do pilone, foi necessário à modificação do processo executivo, a fim de diminuir os esforços de tração atuantes nessa estrutura de concreto durante a construção do tabuleiro. Deste modo, com o objetivo de manter o plano de estaiamento e as protensões nos cabos definidas no projeto inicial, a interrupção da construção da viga central foi a alternativa adotada para evitar possíveis falhas ocasionadas pelo excesso de fissuração no pilone da Ponte do Saber.

6.7 EVOLUÇÃO NAS TENSÕES DOS ESTAIS

As variações nas tensões normais dos estais são apresentadas nas Figura 6.36 até 6.39, em que são identificadas segundo a numeração dos casos de carga considerados para a simulação das etapas construtivas da ponte estaiada, conforme o Quadro 3.2. Nas figuras pode-se averiguar as correlações existentes entre as tensões previstas no projeto estrutural (PE), na construção da estrutura (REAL), e nas simulações do modelo em elementos finitos no ANSYS.

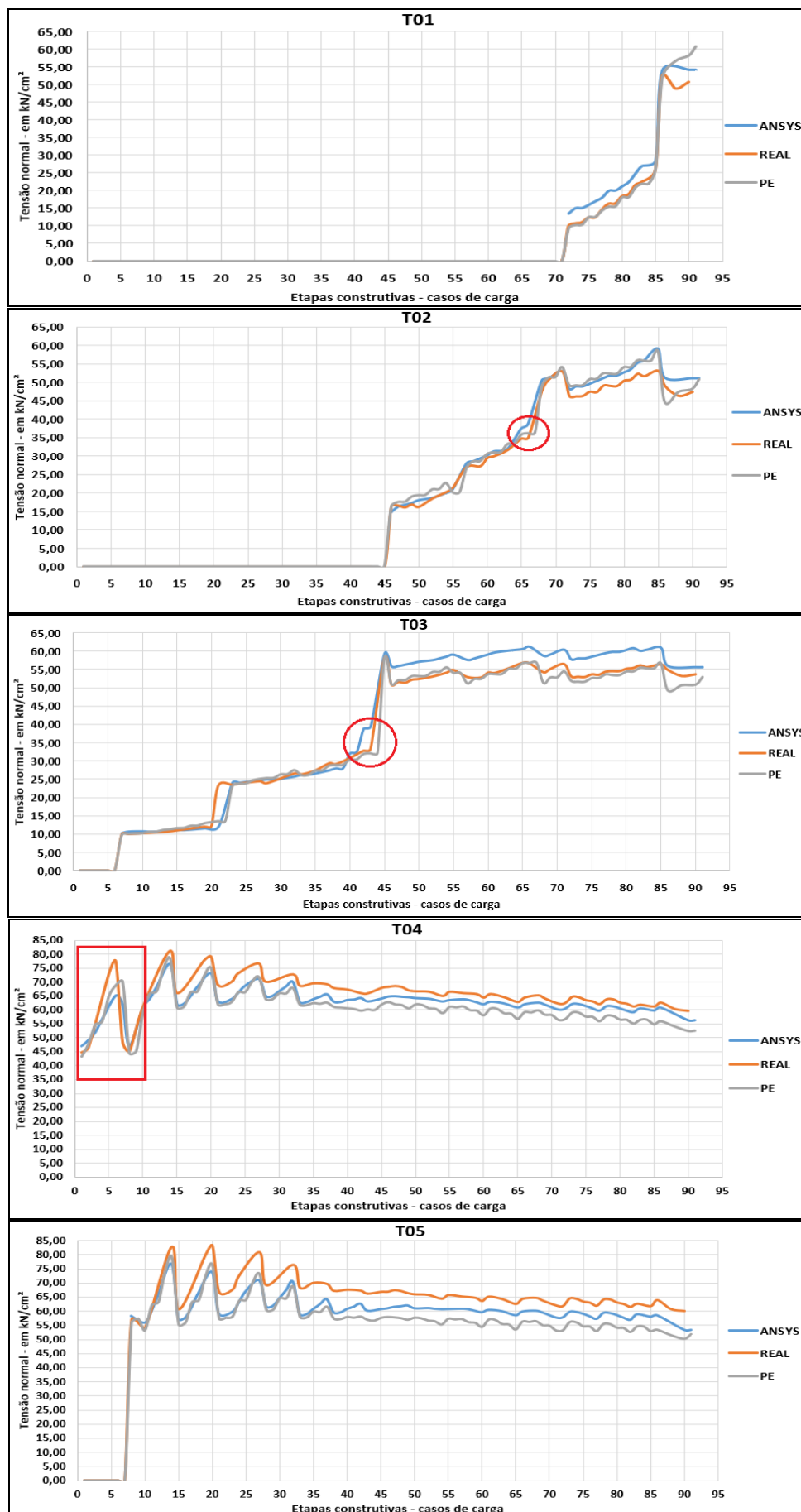


Figura 6.36 – Comparação da evolução das tensões normais nos estais (1). (elaborado pelo autor)

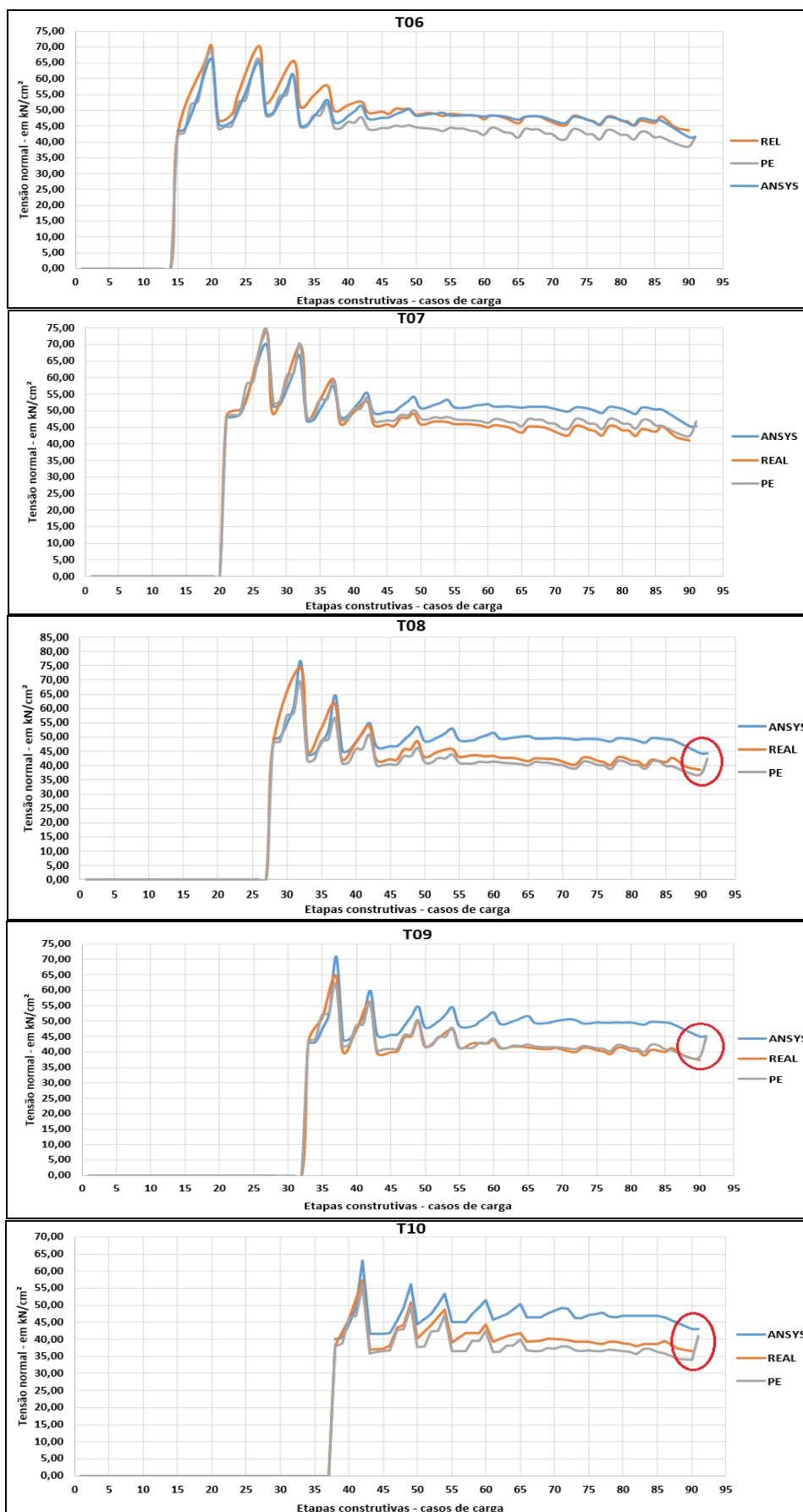


Figura 6.37 – Comparação da evolução das tensões normais nos estais (2). (elaborado pelo autor)

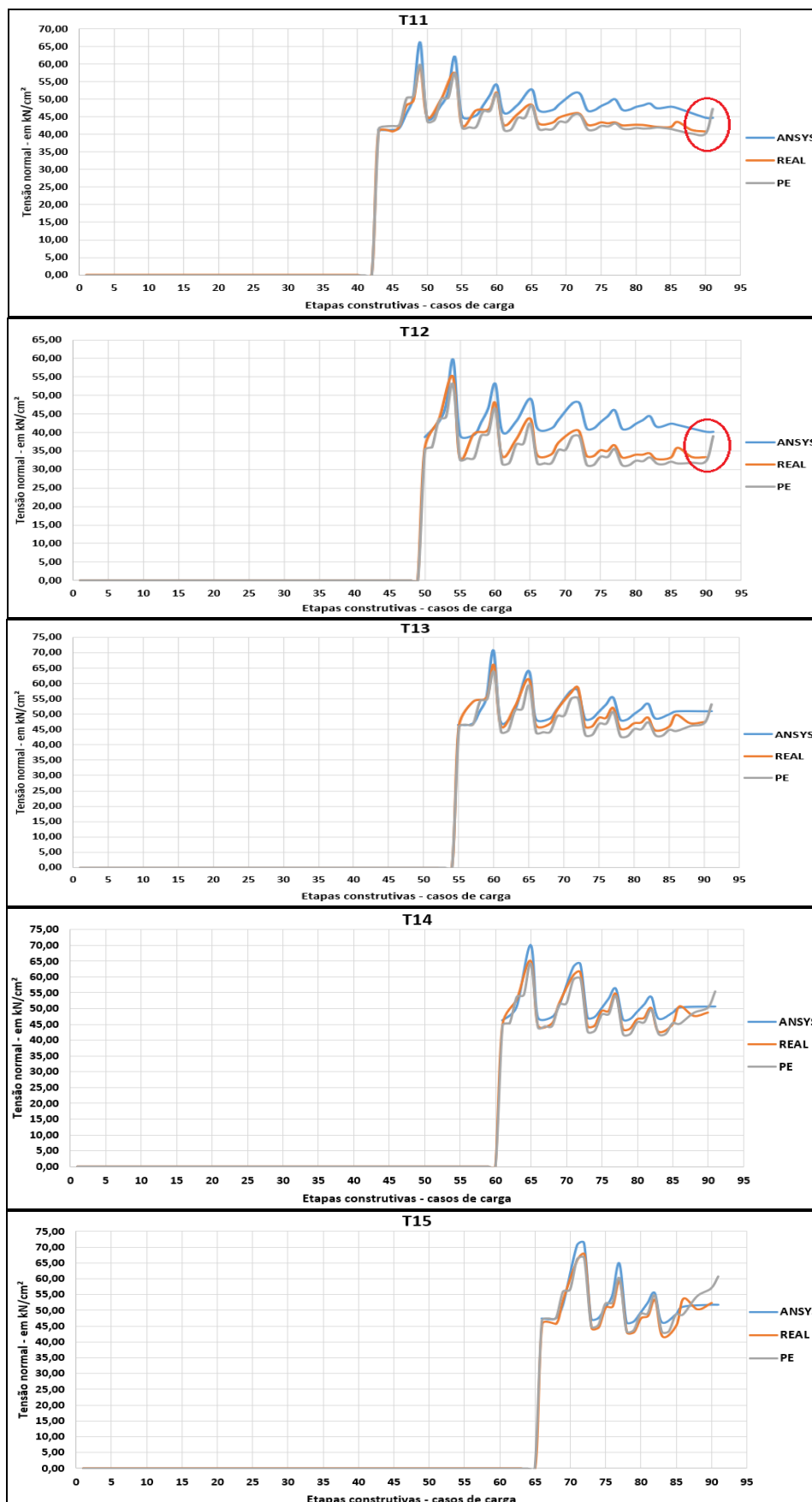


Figura 6.38 – Comparação da evolução das tensões normais nos estais (3). (elaborado pelo autor)

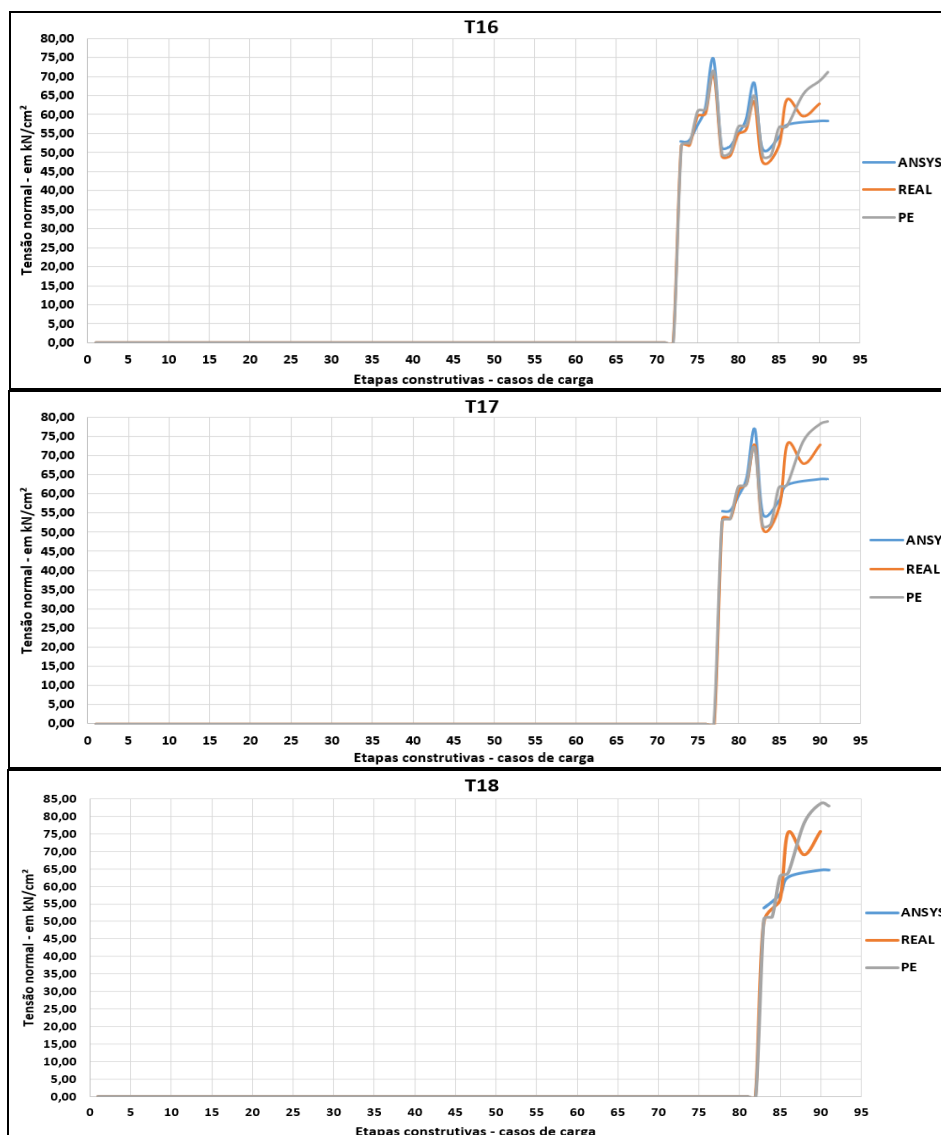


Figura 6.39 – Comparação da evolução das tensões normais nos estais (4). (elaborado pelo autor)

O histórico de tensões normais atuantes nos estais de retaguarda T01, T02 e T03 (Figura 6.36) apresentaram boa correlação com os valores previstos no projeto estrutural, e as medidas realizadas durante a execução da estrutura. Estes resultados indicam que o modelo numérico em elementos finitos adotado para o pilone possui boa proximidade com a estrutura real, já que as variações de tensões normais nos cabos de retaguarda são influenciadas diretamente pelas deformações desta estrutura, cujos valores dependem da geometria e malha em elementos finitos, assim como o modelo reológico dos materiais considerados.

Os círculos destacados em vermelho nos gráficos de T02 e T03 referem-se aos instantes em que, na análise numérica através do ANSYS, houve problemas de convergência nas soluções não-lineares, devido ao surgimento de grandes áreas fissuradas nas paredes traseiras próximas

a base do pilone, conforme descrito no item 6.6. Portanto, a fim de corrigir estes erros, foi realizado a protensão dos respectivos cabos de retaguarda, que reduzem os esforços de tração nos elementos de concreto. Através dos gráficos obtidos percebe-se que tais instantes estão próximos as regiões de novas protensões dos respectivos estais de retaguarda, consideradas no projeto executivo. Este processo demonstrou a importância da adoção do modelo de fissuração do concreto, pois através dele é possível determinar o momento em que os estais de retaguarda devem ser protendidos, com o objetivo de evitar o surgimento de fissuras no concreto, que podem levar à estrutura a um estado limite de serviço.

As diferenças observadas entre as tensões resultantes no ANSYS e o monitoramento, referente ao pico da região destacada no quadrado vermelho no gráfico do estai T04 (Figura 6.36), ocorre devido à execução da viga central na aduela 01, cujo processo foi realizado após a protensão do estai T04. Portanto, no caso de carga do tensionamento de T04 no modelo em elementos finitos, foi considerado a estrutura da viga central da aduela inicial, conforme observado na Figura 6.40.

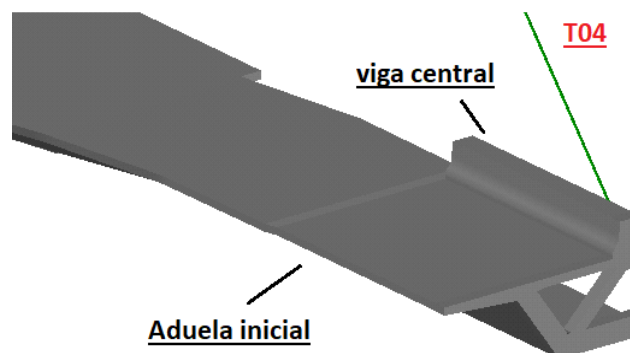


Figura 6.40 – Elementos ativos da aduela inicial no caso de carga da protensão de T04.
(elaborado pelo autor)

Os resultados apresentam uma diferença nas tensões do modelo em elementos finitos referentes aos estais T07 até T17, que são maiores em comparação as previsões do projeto estrutural e as medições na estrutura real. Este comportamento é explicado, pois a execução da viga central nas aduelas 05 até a aduela final foram realizadas posteriormente a finalização da construção total do tabuleiro. Portanto, as aduelas do modelo em elementos finitos possuem maior rigidez e peso-próprio no momento de sua execução, quando comparadas a estrutural real, o que explica a ação de tensões de tração maiores nos estais do modelo descrito no ANSYS. Adicionalmente, pode-se notar a influência da construção da viga central

das aduelas nestes trechos, através das elevações de tensões nos estais previstas no projeto estrutural, obtidos nos pontos destacados nos círculos vermelhos à direita dos gráficos referentes aos estais T08 até T12.

A diferença entre os esforços de tração observados ao final das etapas de carregamentos nos estais T15, T16, T17 e T18 é explicado devido a variação das cotas verticais observadas na extremidade esquerda do tabuleiro antes do atirantamento em P0. Percebe-se, através dos níveis na Figura 6.7, que os deslocamentos verticais resultantes no modelo em elementos finitos foram menores que os medidos em campo e os previstos no projeto estrutural. Por isso, as tensões finais atuantes nos estais indicados foram menores, pois no modelo em elementos finitos a fixação do tabuleiro em P0 se deu com a necessidade de menor deslocamento.

7 CONCLUSÕES

Esta dissertação teve como principal objetivo simular numericamente os processos executivos de uma ponte estaiada em concreto armado, construída através do método dos balanços sucessivos. Para isso, adotou-se o método dos elementos finitos, através do *software* ANSYS versão 19.2, e a análise das etapas construtivas considerando a metodologia dos avanços sucessivos. Adicionalmente, este estudo é justificado devido à crescente popularização das estruturas estaiadas no Brasil e no mundo, e a necessidade da adoção de rotinas computacionais que tornem a análise estrutural destas obras mais precisas, particularmente relacionado ao comportamento dos materiais. Deste modo, as análises das etapas construtivas de pontes estaiadas podem ser realizadas pelos engenheiros projetistas com maior confiabilidade, e melhor aproveitamento da capacidade resistente dos materiais.

Devido à esbeltez característica das pontes estaiadas, o efeito viscoso dos materiais torna-se relevante, pois podem exercer grande influência no comportamento mecânico destas estruturas. Para o concreto dois fenômenos diferidos são observados: a fluência e retração. Portanto, a fim de introduzir os modelos matemáticos para a previsão dos efeitos viscosos observados no concreto às simulações numéricas foi adotada a sub-rotina USERMAT, disponível através da ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) no ANSYS. O modelo reológico considerado para a previsão do comportamento do concreto foi o viscoelástico com fissuração, em que foram utilizadas as sub-rotinas, em linguagem FORTRAN77, desenvolvidas por Quevedo et al (2018) e Schmitz (2017), que validaram sua utilização através de análises de túneis profundos revestidos em concreto (QUEVEDO, 2017), e estruturas de lajes mistas de aço-concreto (SCHMITZ, 2017). A sub-rotina USERMAT adotada neste trabalho foi customizada, através da retirada das variáveis COMMON presentes no trecho do *script* que descreve o comportamento instantâneo para fissuração do concreto, desenvolvido por Schmitz (2017); desta forma a adoção da nova sub-rotina possibilita a consideração do processamento paralelo durante as soluções numéricas, contribuindo para a redução do tempo necessário para a análise estrutural.

A ponte estaiada considerada neste trabalho foi a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Os elementos modelados foram os projetados para compor a mesoestrutura e superestrutura da ponte, sendo: um pilone, tabuleiro segmentado em aduelas, e dezoito estais. Os volumes de concreto foram discretizados em 33.101 elementos finitos SOLID186, as

armaduras passivas foram incorporadas através do uso de 56.297 elementos finitos de reforço (REINF264), e os estais foram descritos como elementos de barra (LINK180) sujeitos somente à tração. O modelo numérico considerado neste trabalho foi discretizado em 89.416 elementos finitos em sua totalidade. A definição da malha considerada para o modelo tridimensional do pilone foi um dos maiores desafios deste trabalho, em particular devido à complexidade geométrica desta estrutura. Para isso, foram feitos estudos e verificações de malha através de testes elástico-lineares, de modo que o modelo discretizado fosse contínuo, compatível com a malha das aduelas adotada, conforme Lazzari (2016), e apresentasse poucos elementos distorcidos. Os casos de carga foram descritos segundo as informações contidas no projeto executivo, que foram disponibilizadas pela empresa responsável pela construção da ponte. As simulações numéricas do modelo final foram realizadas com o uso de um computador pertencente ao CEMACOM/UFRGS, que foi acessado remotamente, cujas especificações são: 64 GB de memória RAM, dois processadores Intel Xeon, com um total de 24 núcleos de processamento, e sistema operacional Windows 7 (64 bits). O número de núcleos de processamento utilizados foram 16, sendo este o maior valor operacional disponível no ANSYS. O tempo necessário para a realização dos processos de solução de todas as etapas de carga consideradas foi de aproximadamente 5 dias.

Os resultados obtidos através do modelo em elementos finitos no ANSYS foram comparados aos dados geométricos aferidos durante a execução da ponte, e os valores disponibilizados no plano de estaiamento do projeto estrutural. Os resultados dos deslocamentos verticais no tabuleiro indicam uma boa correlação do comportamento estrutural deste elemento entre os modelos verificados (ANSYS, ponte real e projeto estrutural). Entretanto, as diferenças entre os valores do modelo em elementos finitos e os dados de monitoramento da ponte são justificados devido ao processo executivo da viga central do tabuleiro, sendo diferente entre o modelo no ANSYS e a estrutura real. Porém, as cotas finais do modelo em elementos finitos ficaram mais próximo ao *greide* geométrico previsto, indicando que a execução da viga central poderia ter ocorrido conjuntamente a todas as aduelas do tabuleiro, considerando somente os carregamentos construtivos. Entretanto, os resultados de fissuração próximos à base do pilone, obtidos através do modelo numérico, demonstram que a continuidade da construção da viga central poderia conduzir à necessidade da readequação do plano de estaiamento previsto inicialmente para a ponte, em particular relacionado aos instantes, ao número de etapas de retensionamento, e aos valores das protensões necessárias nos estais de retaguarda.

A evolução dos deslocamentos horizontais no pilone mostrou que o comportamento estrutural deste elemento ocorreu conforme o esperado. O histórico de tensões normais nos estais, obtidos através do modelo em elementos finitos, apresentou boa correlação com os valores medidos durante a execução da ponte, e o projeto estrutural, indicando que o efeito de catenária dos cabos, especificamente para o caso da Ponte do Saber, não influencia de modo significativo o comportamento mecânico dos estais. As previsões do histórico de tensões e deformações nos elementos de concreto no pilone e aduelas também são apresentados, e sua análise é de fundamental importância, pois é através delas que definem-se quais as seções transversais são adequadas a cada um destes elementos estruturais, a fim de resistir às solicitações causadas pelas ações previstas em projeto, conforme as recomendações de segurança indicadas nas normas vigentes.

Ao fim das análises das etapas construtivas da ponte estaiada, as seguintes observações adicionais são destacadas: o modelo de fissuração não influenciou de modo significativo o resultado das análises, em especial relacionado ao comportamento estrutural global da ponte estaiada. Entretanto, sua utilização é fundamental para a definição dos instantes adequados para que os estais de retaguarda no pilone fossem retensionados. A variação das tensões atuantes nos estais, durante o processo construtivo da Ponte do Saber, influenciam o comportamento mecânico das aduelas e do pilone (deslocamentos, tensões e deformações) de modo mais significativo que o efeito da fluência e retração do concreto. Entretanto, os efeitos de fluência e retração são essenciais para a correta previsão dos esforços atuantes nos estais.

Com isso, conclui-se que os modelos reológicos programados através da sub-rotina USERMAT, integrada ao ANSYS, demonstraram ser eficientes e aplicáveis para a análise estrutural precisa do processo construtivo de estruturas de pontes estaiadas através do método dos balanços sucessivos, considerando o estado de serviço dos materiais. Além disso, a sub-rotina gerada permite a consideração de processamento paralelo durante as análises não-lineares, o que contribui para a redução do tempo necessário para as soluções numéricas, sendo o ideal para a simulação de grandes estruturas. Com isso, este trabalho contribui para a validação do uso da ferramenta UPF na análise de estruturas através do método dos elementos finitos, conforme indicado por trabalhos anteriores desenvolvidos pelo PPGEC/UFRGS.

Como sugestão de trabalhos futuros, destacam-se:

- a) Utilização da sub-rotina USERMAT gerada para a análise de pontes estaiadas de grandes vãos livres e elevada esbelteza;
- b) Utilização da sub-rotina USERMAT gerada para a análise de pontes estaiadas formadas por tabuleiros de estrutura mista aço-concreto e/ou perfis de polímeros reforçados com fibra (PRF) e concreto;
- c) Utilização da sub-rotina para a análise dinâmica de estruturas estaiadas, em particular para a previsão dos efeitos da passagem de cargas móveis relacionadas ao trem-tipo, esforços devido ao vento e abalos sísmicos;
- d) Simulação numérica da etapa construtiva da Ponte do Saber considerando a particularização referente a construção da viga central do tabuleiro;
- e) Análise comparativa dos resultados entre o modelo em elementos finitos deste trabalho, e a estrutura da Ponte do Saber modelada em elementos de casca e/ou barra, considerando os efeitos viscosos e de fissuração do concreto nas simulações. A fim de avaliar a eficiência de modelos em elementos finitos simplificados, que tornam o processo de modelagem tridimensional mais rápido e eficiente, em comparação ao adotado neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBAS S., SCORDELIS A.. Nonlinear analysis of cable-stayed bridges. In: **Proceedings of the International Conference on Cable-Stayed and Suspension Bridges**. Deauville, France, 1994. Vol. 2. p. 195-210.

ANSYS, nc. **ANSYS Help System**, version 19.2, 2019^a.

ANSYS, Inc. **Mechanical APDL Element Reference**. Release 15.0, 2013^b.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory reference**. Release 15.0, 2013^c.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Basic Analysis Guide**. Release 15.0, 2013^d.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Structural Analysis Guide**. Release 15.0, 2013^e.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Programmer's Reference**. Release 15.0, 2013^f.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Modeling and Meshing Guide**. Release 15.0, 2013^g.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical User's Guide**. Release 15.0, 2013^h.

ASCHRAFI, M. **Comparative investigations of suspension bridges and cable-stayed bridges for spans exceeding 1000 m**. Long-Span and High-Rise Structures, 24:447–452, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

AWRUCH, A.M.; LINN, R.V.; MORSCH, I.B.. **Teoria da Elasticidade Aplicada à Mecânica Estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS Editora, 2018. 310 p.

BATHE, K. J. **Finite element procedures**. Prentice-Hall Inc., New Jersey, USA, 1996.

BAZANT, Z. P.; PRASANNAN, S. Solidification theory for concrete creep I: formulation. **Journal of engineering mechanics**, v. 115, n. 8, p. 1691-1703, 1989

BAZANT, Z. P.; PRASANNAN, S. Solidification theory for concrete creep II: verification and application. **Journal of engineering mechanics**, v. 115, n. 8, p. 1691-1703, 1989.
BEHIN, Z.. **Erection analysis of cable-stayed bridges**. PhD thesis, Dept. of Civ. Engineer, University of Alberta, Edmonton, AB, Canadá, 1990.

BEHIN, Z.; MURRAY, D. W.. A substructure-frontal technique for cantilever erection analysis of cable-stayed bridges. **Computer and Structures**, 42(3), 145–157, 1992.

BENINCÁ, M.E.. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. 2019. 206 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

CAMPOS FILHO, A.. **Fundamentos Da Análise De Estruturas De Concreto Pelo Método Dos Elementos Finitos**. Notas de aula do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

CARRILLO, L. **Erection analysis of cable-stayed bridges**. PhD thesis, Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad Politecnica de Madrid, Madrid, Spain, 2015.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R.. **Cálculo de Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2014. 408 p.

CIDADE, D.F. **Análise reológica computacional das etapas construtivas de ponte estaiada**. 204p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2017.

CHECA, J.F.. **Simulation of cantilever construction of cable-stayed bridges taking into account time dependent phenomena**. 2017. 101 f. Department of Civil And Architectural Engineering, Division Of Structural Engineering And Bridges, KTH Royal Institute Of Technology, Stockholm, 2017.

CHEN, W. F. & HAN, D. J. **Plasticity for structural engineers**. New York: Springer-Verlag. 606p. 1988.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Concrete under multiaxial states of stress – constitutive equations for practical design**. State-of-the-art report, Bulletin d'Information No 156, 1983.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Thomas Telford: London, 1993.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model code 2010**. Bulletin No 65, 2012.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model code 2010**. Bulletin No 66, 2012.

CORDEIRO, J.G.P.. **Aparelhos de Apoio em Pontes Vida Útil e Procedimentos de Substituição**. 2014. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2014.

DIAS, M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**, 2013. 177 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2013.

ERNST, H. J. **Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges**. Der Bauingenieur, v. 40. n. 2, p. 1718-1731. 1965.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2 – Design of concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Guidance for Good Bridge Design**. Bulletin 9, 2000.

FELIPPA, C.A.. **Introduction to Finite Element Methods**. 513 f. Center For Aerospace Structures, Aerospace Engineering Sciences, University Of Colorado, Boulder, 2001.

FERRAZ, M. A. C. **Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas**. 258p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto. 2001.

FONSECA, F.M.. **Análise De Pontes Construídas Em Balanços Sucessivos**. 109 f. - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

GAMBHIR M.L., BATCHELOR B.. A finite element for 3-D pre-stressed cablenets. **Int J Number Meth Engineering**. 1699 – 1718. 1977.

GARAMBONE, V. F. **Ponte do Saber**. Trabalho apresentado durante o V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2012.

GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C. T. **Cable supported bridges: concept and design**. 3^a ed., Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 2012.

GILBERT, R. I.; RANZI, G. **Time-dependent Behavior of Concrete Structures**. New York, USA: Spon Press, 2011.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2013.

GRANATA, M.F.; MARGIOTTA, P.; ARICI, M.; RECUPERO, A.. Construction stages of cable-stayed bridges with composite deck. **Bridge Structures**, [s.l.], v. 8, n. 34, p. 93-106, 2012. IOS Press. <http://dx.doi.org/10.3233/brs-120044>.

HANAI, J.B.. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2005.

HINTON, E. **Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells**. Swansea: Pineridge Press Limited, 550p. 1988.

KAROUMI, R.. Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges. **Computers & Structures**, [s.l.], v. 71, p. 397-412. 1999. Pergamon.

KIM, H.; WON, D.H.; KANG, Y.; KIM, S.. Structural stability of cable-stayed bridges during construction. **International Journal Of Steel Structures**, [s.l.], v. 17, n. 2, p. 443-469, jun. 2017. Springer Science and Business Media LLC.

KUPERMAN, S. C. Considerações sobre fluência de concretos. *Téchne. Revista de Tecnologia da Construção*, v. 125, p. 58-63, 2007.

LAZZARI, P. M. **Simulação Numérica das Etapas Construtivas de Pontes Estaiadas através do Método dos Elementos Finitos**. 2016. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LEONHARDT, F; ZELLNER, W. **Comparative investigations between suspension bridges and cable-stayed bridges for spans exceeding 600 m**. The International Association for Bridge and Structural Engineering, 32(1):127–165, 1972.

LOREDO-SOUZA, A.M.; ROCHA, M.M.. **Estudo em Túnel de Vento da Ponte sobre o Rio Negro**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 5., 2012, Rio de Janeiro.

MARTINELLI, M. **Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do Método dos Elementos Finitos**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, CPGEC, 168 p., 2003.

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo. 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete Microstructure, Properties and Materials**. 3. ed. EUA: The McGraw - Hill, 2006.

NAVARRO, R. F.. Modelos Viscoelásticos Aplicáveis a Materiais Reais: uma revisão. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 12, n. 1, p. 1-20, 03 ago. 2017.

OTTOSEN, N. S. **A failure criterion for concrete**. Journal of Engineerign Mechanics Division, ASCE, v. 103, n.4, p.527-535, 1977.

OZDEMIR, H. A finite element approach for cable problems. **Int J Solids Structures**. 427-437. 1979.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.

PODOLNY, W.; SCALZI, J.B.. **Construction and Design of Cable-Stayed Bridges**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1986. 336 p.

PUROHIT, K.H.; BAGE, A.A. Construction Stage Analysis of Cable Stayed Bridge by Cantilever method of Construction: Nagpur cable stayed bridge. **International Journal Of Innovative Research In Science, Engineering And Technology**, v. 6, n. 7, p. 13487-13496, jul. 2017.

PRATES JÚNIOR, N. P. **Um modelo elasto-viscoplástico para análise de peças de concreto estrutural, submetidas a estados planos de tensão, através do método dos elementos finitos**. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1992, 131p. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil.

QUEVEDO, F. P. M., SCHMITZ, R. J., MORSCH, I. B., CAMPOS FILHO, A., & BERNAUD, D.. Customization of a software of finite elements to analysis of concrete structures: long-term effects. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 11, n. 4, p. 696-718, Aug. 2018.

QUEVEDO, F.P.M. **Comportamento a Longo Prazo de Túneis Profundos Revestidos com Concreto**: modelo em elementos finitos. 210 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

REDDY, P., GHABOUSSI, J., HAWKINS, N.M.. Simulation of Construction of Cable-Stayed Bridges. **Journal Of Bridge Engineering**. Vol.4, No.4 , p. 249-257. November, 1999.

ROSS, A. D. Creep of Concrete under variable stresses. **Journal of the American Concrete Institute**. Detroit, v. 29, n. 9. P. 739-758. 1958.

SÁLES, J.J, MUNAIAR NETO, J., MALITE, M., DIAS, A.A.. **Sistemas Estruturais**. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. 218 p.

SCHMITZ, R.J.. **Estrutura mista aço-concreto**: análise de ponte composta por vigas de alma cheia. 2017. 214 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SILVA, A.A.. **Estudo das Fases Construtivas do Vão Principal de uma Ponte Estaiada**. 217 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

SORIANO, H.L., LIMA, S.S.. **MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EM ANÁLISE DE ESTRUTURAS**. UFRJ-Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1998.

STUCCHI, F.R. **Pontes e Grandes Estruturas**. Notas de aula da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

SVENSSON, H.. **Cable-Stayed Bridges: 40 years of experience worldwide**. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2012. 454 p

TANG, M.. Cable-Stayed Bridges. In: CHEN, W.; DUAN, L.. **Bridge Engineering Handbook**. Boca Raton: CRC Press, 2000. Cap. 19. VEJRUM, Tina; NIELSEN, Lars Lundorf. Cable-Stayed Bridges. In: CHEN, Wai-fah; DUAN, Lian. **Bridge Engineering Handbook**: superstructure design. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2014. Cap. 10. p. 399-435.

TOLEDO, R. L. S. **Dimensionamento de Vigas de Rigidez de Concreto de Pontes Estaiadas**. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2014.

TROITSKY, M. S. Conceptual Bridge Design. In: CHEN, Wai-fah; DUAN, Lian. **Bridge Engineering Handbook**. CRC Press LLC, 2000. Cap. 1.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOÏA P, **Cable stayed bridges**. 2nd ed., London: Thomas Telford Ltd, 1999.

WANG, P.; TANG, T.; ZHENG, H.. Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. **Computers & Structures**, [s.l.], v. 82, n. 4-5, p. 329-346, fev. 2004. Elsevier BV.

WANG, P.; HUNG-TA, L.; TANG, T.. Study on nonlinear analysis of a highly redundant cable-stayed bridge. **Computers & Structures**, [s.l.], v. 80, p. 165-182. 2002. Pergamon

APÊNDICE A – VALIDAÇÃO DO MODELO VISCOELÁSTICO

Em seu trabalho, Schmitz (2017) expõe uma comparação da evolução das deformações devido ao fenômeno de fluência no concreto entre os modelos propostos conforme CEB-MC90 e *fib2010*, ambos inseridos pela autora na sub-rotina USERMAT, considerando a teoria de solidificação de Bazant e Prasannan (1989), em relação aos ensaios experimentais feitos por Ross (1958). A Tabela A.1 apresenta os dados inseridos no script APDL para as simulações numéricas realizadas pela autora no ANSYS, segundo as informações presentes no trabalho de Ross (1958).

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Resistência característica à compressão	fck	3,8 kN/cm ²
Coefficiente dependente do tipo de cimento	s	0,20
Coefficiente de Poisson	v	0,15
Umidade relativa do ambiente	RH	93 %
Espessura fictícia	hf	3,939 cm
Idade do concreto no final da cura	ts	7 dias
Coefficiente dependente do tipo de cimento	β_{sc}	8
Temperatura considerada	temp	17 °C
Coefficiente dependente do tipo de cura do cimento	α	1

Tabela A.1 – Dados para o concreto nas simulações numéricas dos ensaios realizados por Ross. (adaptado de QUEVEDO, 2017)

A Figura A.1 mostra os resultados das evoluções das deformações no concreto, sob diferentes históricos de tensões aplicadas, nas análises numéricas realizadas por Schmitz (2017), em relação aos resultados experimentais dos ensaios desenvolvidos por Ross (1958).

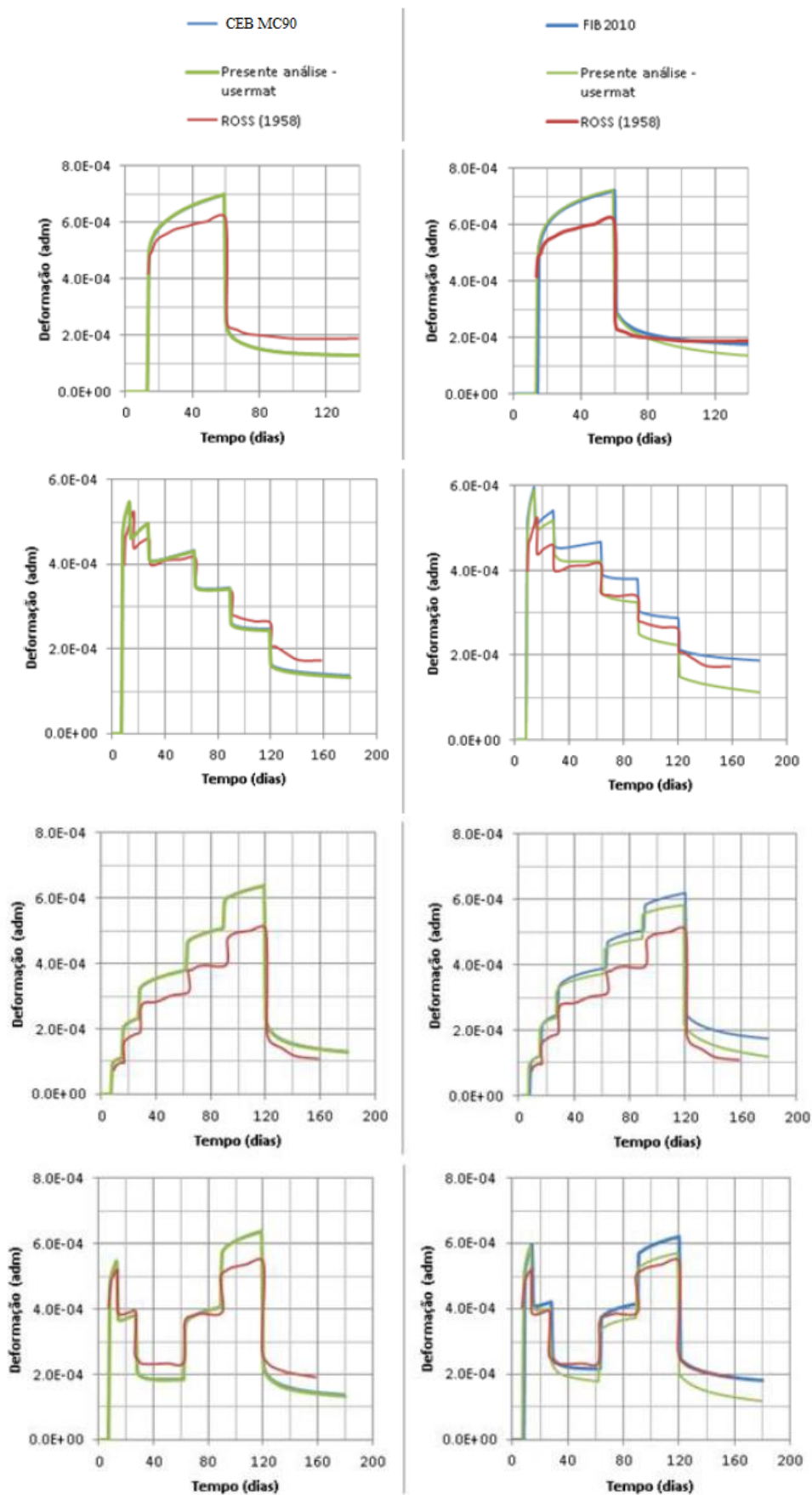


Figura A.1 – Resultados das deformações devido à fluência através de análises numéricas em comparação aos resultados experimentais de Ross. (SCHMITZ, 2017)

Através dos resultados pode-se perceber uma boa correlação entre o modelo reológico programado na sub-rotina USERMAT em relação ao modelo CEB-MC90. Na Figura A.1 é notório a diferença entre os valores de deformações no concreto dos resultados experimentais feitos por Ross (1958), em relação ao modelo numérico implementando. Entretanto, conforme Fanourakis e Ballim (apud QUEVEDO, 2017), esta diferença está contida na margem do coeficiente de variação esperado para o modelo CEB-MC90, sendo de aproximadamente 36,2%.

APÊNDICE B – DETALHAMENTO DE ARMADURAS DA PONTE DO SABER

A modelagem dos elementos finitos de reforço para as armaduras passivas, nas regiões do pilone e tabuleiro de entorno, foi realizada segundo os dados disponibilizados através dos detalhamentos no projeto estrutural, sob responsabilidade de VGarambone (2012). A Figura A.2 apresenta a distribuição das armaduras principais para as paredes de concreto do pilone.

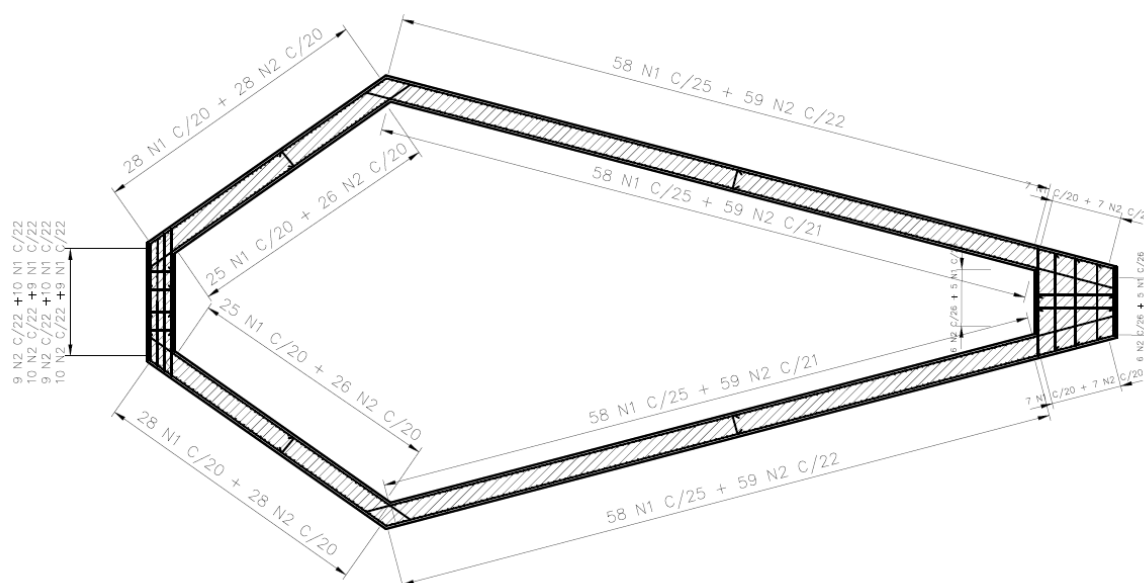


Figura A.2 – Projeto de detalhamento de armaduras longitudinais das paredes do pilone da Ponte do Saber (adaptado de VGARAMBONE, 2012).

As armaduras indicadas pelas legendas N1 e N2 na Figura A.2 são compostas por barras de aço do tipo CA-50 de 25 mm de diâmetro.

A Figura A.3 apresenta o detalhamento de armaduras para as lajes maciças projetadas no interior do pilone, para a ligação monolítica desta estrutura com o tabuleiro da ponte.

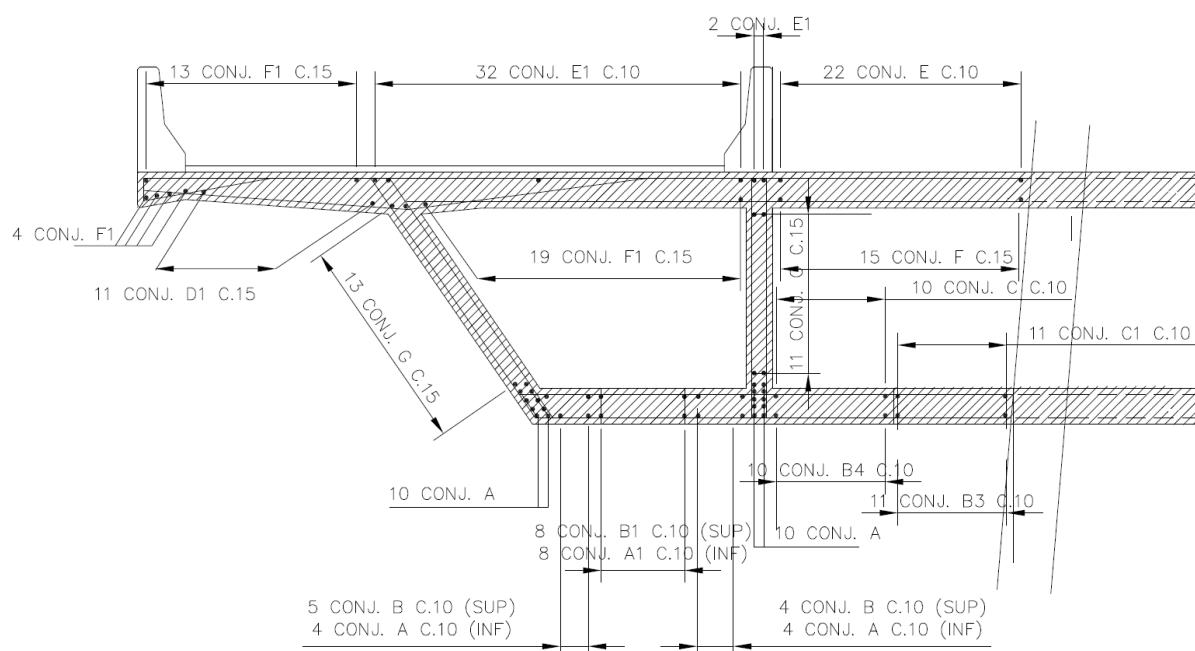


Figura A.5 – Projeto de detalhamento de armaduras do tabuleiro, em corte, na região do entorno do pilone da Ponte do Saber (adaptado de VGARAMBONE, 2012).

Os conjuntos de armaduras apresentados na Figura A.4 são compostos por barras de aço CA-50 de 20 e 16 mm de diâmetro. E os conjuntos de armadura apresentados na Figura A.5 são formados por barras de aço CA-50 de 16, 12.50 e 10 mm.