



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Diogo de Faro Cidade

**ANÁLISE REOLÓGICA COMPUTACIONAL DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS
DE PONTE ESTAIADA**



UFRJ

Diogo de Faro Cidade

ANÁLISE REOLÓGICA COMPUTACIONAL DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE
PONTE ESTAIADA

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing.

Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc.

Rio de Janeiro

2017

Cidade, Diogo de Faro

Análise reológica computacional das etapas construtivas de ponte estaiada / Diogo de Faro Cidade – 2017.

177.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2017.

Orientadores: Benjamin Ernani Diaz e Flávia Moll de Souza Júdice

1. Ponte estaiada, 2. Etapas construtivas, 3. Análise Reológica. I. Diaz, Benjamin Ernani e Júdice, Flávia Moll de Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ANÁLISE REOLÓGICA COMPUTACIONAL DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE
PONTE ESTAIADA

Diogo de Faro Cidade

Orientadores:

Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing.

Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing., UFRJ

Prof. Flávia Moll de Souza Júdice, D. Sc., UFRJ

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D. Sc., UFRJ

Prof. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc., UFF

Prof. Mauro Schulz, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro - 2017

Ao meu filho que chega ao mundo no ano de 2018.

Ao meu avô Paulo:

*Alguém de quem eu lembro dia e noite,
de quem eu sempre vou me recordar,
cuja presença transbordou meu coração de alegria,
alguém que eu amei e
sempre vou amar.*

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar à minha amada mãe, exemplo de caráter e dignidade. Ela foi a pessoa responsável por me fazer perceber e entender os valores morais da vida.

À minha esposa, Priscila Cidade, pelo amor e apoio dados incondicionalmente ao longo de toda a nossa jornada.

Ao professor e orientador Benjamin Ernani Diaz por toda a disponibilidade, paciência e, principalmente, pelos ensinamentos transmitidos desde a graduação. À professora Flávia Moll pelos importantes conselhos e incentivos.

Um agradecimento especial aos professores do Departamento de Estruturas, em especial ao professor Sérgio Hampshire. A todos eles eu deixo a mensagem: “Ensinar é um dom divino, poder ensinar é uma dádiva. Viver da educação é uma missão, acreditar nesse trabalho é um compromisso.”

RESUMO

CIDADE, Diogo de Faro. **Análise Reológica Computacional das Etapas Construtivas de Ponte Estaiada**. Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

O projeto de pontes estaiadas caracteriza-se por sua grande complexidade frente ao de pontes convencionais, seja pela magnitude dos carregamentos envolvidos, seja pela necessidade da consideração da não linearidade geométrica e dos efeitos da fluência e da retração ao longo do tempo, designados por efeitos reológicos. Esse trabalho estuda, por meio de modelagem computacional, a avaliação dos efeitos da fluência e da retração no processo de determinação dos esforços relativos às etapas construtivas de uma ponte estaiada. Partindo de uma revisão bibliográfica, apresenta aspectos gerais das pontes estaiadas no Brasil e no mundo, bem como descreve as prescrições normativas do código modelo FIB (2010) acerca dos efeitos reológicos em estruturas de concreto. Como aplicação, desenvolve o estudo de caso da Ponte do Saber, no Rio de Janeiro. Os resultados demonstram a importância da análise reológica e do uso de procedimentos computacionais específicos no projeto de pontes estaiadas. Evidencia que a análise sofisticada das etapas construtivas é factível e pode ser feita com base nas fases de construção e no conhecimento da fluência e da retração, empregando, para isso, recursos e programas comerciais.

Palavras-chave: Ponte estaiada; Etapas construtivas; Análise reológica.

ABSTRACT

CIDADE, Diogo de Faro. **Computational Time Dependent Analysis of the Staged Construction of a Cable Stayed Bridge**. Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

The design of cable-stayed bridges is characterized by its high complexity compared to common bridge projects, either by magnitude of involved loads, or by the necessary study of the non-linearity effects and of the time variations of the internal forces due to creep and shrinkage. The present work studies, by means of computational modeling, the evaluation of the effects of creep and shrinkage in the process of determining the efforts related to the staged construction of a cable-stayed bridge. Starting from a bibliographic review, it presents general aspects of the cable-stayed bridges in Brazil and in the world, as well as describes the normative prescriptions of the model code FIB (2010) about the time dependent effects in concrete structures. For this purpose, it carries out a study case of the *Ponte do Saber*, in Rio de Janeiro. The computed results demonstrate the importance of the time dependent analysis and the use of specific computational procedures in the design of cable-stayed bridges. It shows that the sophisticated analysis of the construction stages is feasible and can be done based on the construction stages and on the data of the concrete creep and shrinkage, applying, for it, resources and commercial analysis computer programs.

Keywords: Cable stayed bridge; Staged construction; Time dependent analysis.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 2. ASPECTOS GERAIS DE PONTES ESTAIADAS..... | 4 |
| 2.1. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO..... | 4 |
| 2.2. COMPOSIÇÃO DA ESTRUTURA..... | 19 |
| 2.2.1. ESTAIS | 20 |
| 2.2.2. PILONE..... | 32 |
| 2.2.3. TABULEIRO (VIGA DE RIGIDEZ)..... | 33 |
| 3. EFEITOS REOLÓGICOS..... | 37 |
| 3.1. REOLOGIA DO CONCRETO..... | 37 |
| 3.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO | 42 |
| 3.3. FLUÊNCIA DO CONCRETO | 43 |
| 3.3.1. CÁLCULO DA FLUÊNCIA PELO FIB 2010..... | 47 |
| 3.4. RETRAÇÃO DO CONCRETO..... | 57 |
| 3.4.1. CÁLCULO DA RETRAÇÃO PELO FIB 2010..... | 58 |
| 3.5. RELAXAÇÃO DO AÇO..... | 61 |
| 3.5.1. CÁLCULO DA RELAXAÇÃO PELO FIB 2010..... | 62 |
| 3.6. EXEMPLO DE AÇÃO DA DEFORMAÇÃO LENTA EM ESTRUTURA HIPERESTÁTICA..... | 65 |
| 3.6.1. APLICAÇÃO NUMÉRICA | 70 |
| 4. FORÇAS NOS ESTAIS E ETAPAS CONSTRUTIVAS..... | 77 |
| 4.1. ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE PONTES ESTAIADAS..... | 77 |
| 4.2. NÃO LINEARIDADE FÍSICA | 79 |
| 4.2.1. CONCRETO..... | 79 |
| 4.2.2. AÇO..... | 80 |
| 4.3. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA | 81 |
| 4.4. NÃO LINEARIDADE DOS ESTAIS | 86 |
| 4.5. FADIGA DOS ESTAIS..... | 94 |
| 4.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ESTAIS..... | 97 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 4.7. | DETERMINAÇÃO DA FORÇA NOS ESTAIS | 98 |
| 4.7.1. | DEFINIÇÃO DE PRÉ-ALONGAMENTO DOS ESTAIS | 99 |
| 4.7.2. | MÉTODO ITERATIVO..... | 100 |
| 4.7.3. | LOAD OPTIMIZER..... | 101 |
| 4.8. | ETAPAS CONSTRUTIVAS..... | 103 |
| 5. | ESTUDO DE CASO..... | 105 |
| 5.1. | A PONTE DO SABER..... | 105 |
| 5.2. | CARACTERÍSTICAS GERAIS DA PONTE DO SABER | 106 |
| 5.3. | ANÁLISE DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS..... | 112 |
| 5.4. | MODELAGEM COMPUTACIONAL..... | 114 |
| 5.4.1. | DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS | 116 |
| 5.4.2. | DEFINIÇÃO DOS PRÉ-ALONGAMENTOS INICIAIS..... | 118 |
| 5.4.3. | DESMONTAGEM (<i>BACKWARD ANALYSIS</i>)..... | 119 |
| 5.4.4. | MONTAGEM (<i>FORWARD ANALYSIS</i>)..... | 133 |
| 5.4.5. | ANÁLISE COMPLEMENTAR..... | 157 |
| 6. | CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 163 |
| 6.1. | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 165 |
| 7. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 166 |
| | ANEXO A – LISTA DAS PRINCIPAIS PONTES DO MUNDO..... | 170 |
| | ANEXO B – CÁLCULOS COMPLETARES DO ITEM 3.6 | 175 |
| | ANEXO C – ANEXO KK DA NORMA EN-1992-2 DE PONTES | 182 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2-1 – Ponte em bambu e cipó na Indonésia (SVENSSON, 2012). | 4 |
| Figura 2-2 – Ponte toda em madeira projetada por Löscher, 1784 (SVENSSON, 2012). 5 | |
| Figura 2-3 – Ponte Niagara Falls (https://www.niagarafallstourism.com/blog/the-worlds-first-railway-suspension-bridge-was-built-in-niagara-falls/). | 7 |
| Figura 2-4 – Ponte do Brooklyn (http://www.publicdomainpictures.net/view-image.php?image=167618&picture=brooklyn-bridge). | 7 |
| Figura 2-5 – Sistema típico de ponte proposto por Gisclard (TROITSKY, 1988). | 8 |
| Figura 2-6 – Ponte Lézardrieux (https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont_de_L%C3%A9zardrieux). | 9 |
| Figura 2-7 – Fluxo de forças no sistema moderno (Adaptado de SVENSSON, 2012). ... | 9 |
| Figura 2-8 - Ponte de Stromsund (SVENSSON, 2012). | 10 |
| Figura 2-9 – Ponte Theodor Heuss (SVENSSON, 2012). | 11 |
| Figura 2-10 – Ponte Kurt-Schumacher (SVENSSON, 2012). | 11 |
| Figura 2-11 – Ponte Friedrich Ebert (SVENSSON, 2012). | 12 |
| Figura 2-12 – Ponte Barrios de Luna (SVENSSON, 2012). | 12 |
| Figura 2-13 – Ponte Russa (http://rusbridge.net/). | 12 |
| Figura 2-14 – Comparação entre momentos fletores em pontes de três vãos (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 13 |
| Figura 2-15 – Ponte Brotonne (https://structurae.net/structures/brotonne-bridge). | 14 |
| Figura 2-16 – Desenvolvimento do vão principal de pontes estaiadas. | 15 |
| Figura 2-17 – Ponte do Porto de Alencastro (http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=373144). | 16 |
| Figura 2-18 – Ponte Octávio Frias de Oliveira (http://www.mobicidade.org/a-ponte-de-sao-paulo-que-aumenta-as-distancias/). | 16 |
| Figura 2-19 – Número de pontes estaiadas, ao longo do tempo, no Brasil e no mundo. | 18 |
| Figura 2-20 – Evolução do vão principal, no Brasil e no mundo. | 18 |

| | |
|---|----|
| Figura 2-21 – Principais elementos da ponte (Adaptado de WALTHER <i>et al.</i> , 1999).. | 19 |
| Figura 2-22 – Principais tipos de cabos modernos (Adaptado de SVENSSON, 2012). | 20 |
| Figura 2-23 – Cabo tipo <i>Locked coil</i> (Adaptado de SVENSSON, 2012). | 21 |
| Figura 2-24 – Cabo de fios paralelos (Adaptado de SVENSSON, 2012). | 21 |
| Figura 2-25 – Cordoalha de sete fios para estai (Adaptado de http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/185/radier-protendido-285959-1.aspx). | 22 |
| Figura 2-26 – Conjunto de cordoalhas de sete fios e tubo de PEAD (Adaptado de SVENSSON, 2012). | 23 |
| Figura 2-27 – Dispositivos especiais propostos por CAETANO (2007) (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 23 |
| Figura 2-28 – Sistemas de distribuição longitudinal dos estais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 25 |
| Figura 2-29 – Associação entre estabilidade e tipo de distribuição transversal (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 26 |
| Figura 2-30 – Sistema em plano central único (GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 27 |
| Figura 2-31 – Sistema com dois planos laterais (GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 27 |
| Figura 2-32 – Alternativas de distribuição transversal dos estais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 27 |
| Figura 2-33 – Sistemas de ancoragem (GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 28 |
| Figura 2-34 – Típica ancoragem ativa (Adaptado de TENSACCI AI). | 28 |
| Figura 2-35 – Ancoragem ativa e passiva (Adaptado da DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL). | 30 |
| Figura 2-36 – Esquema básico de uma ancoragem do tipo <i>saddle</i> (Adaptado de http://www.google.ch/patents/US7003835). | 31 |
| Figura 2-37 – Relação entre o peso relativo Q_{pl} / N_{pt} e a altura (h_{pl}) do pilone (GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 32 |
| Figura 2-38 – Tipos de pilones empregados em estaiamento com plano central único (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 33 |

| | |
|--|----|
| Figura 2-39 – Tipos de pilones empregados em estaiamento com dois planos laterais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012). | 33 |
| Figura 2-40 – Diferentes sistemas estruturais do tabuleiro frente às cargas laterais (GIMSING e GEORGAKIS, 2012)..... | 34 |
| Figura 2-41 – Absorção da carga excêntrica (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012)..... | 35 |
| Figura 2-42 – Custo da viga de rigidez (Adaptado de SVENSSON, 2012)..... | 36 |
| Figura 3-1 – Deformação instantânea x lenta (KUPERMAN, 2007)..... | 37 |
| Figura 3-2 – Parcelas da deformação do concreto sob carregamento constante (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011). | 39 |
| Figura 3-3 – Representação dos efeitos da fluência e da relaxação (HANAI, 2005)..... | 40 |
| Figura 3-4 – Aplicação do primeiro teorema de correspondência (ALMEIDA, 2017). .. | 40 |
| Figura 3-5 – Aplicação do segundo teorema de correspondência (ALMEIDA, 2017).. | 41 |
| Figura 3-6 – Relação entre a fluência e a razão tensão aplicada-resistente (KUPERMAN, 2007). | 43 |
| Figura 3-7 – Fluência em concretos carregados com diferentes idades. | 44 |
| Figura 3-8 – Fatores que influenciam a fluência (Adaptado de KUPERMAN, 2007)... | 45 |
| Figura 3-9 – Componentes da deformação por fluência para um concreto carregado e posteriormente descarregado (Adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2006). | 45 |
| Figura 3-10 – Curvas coeficiente de fluência e função de fluência sob tensão constante aplicada em t_0 (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011)..... | 48 |
| Figura 3-11 – Superposição de efeitos (elástica e por fluência) (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011)..... | 51 |
| Figura 3-12 – Tensão <i>versus</i> tempo (Adaptado de GHALI, FAVRE e ELBADRY, 2002)..... | 52 |
| Figura 3-13 – Parcelas reversível e irreversível da deformação por retração (Adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2006). | 58 |

| | |
|--|----|
| Figura 3-14 – Deformação irreversível em fios de cabos sujeitos à tensão constante por 1000 horas (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012)..... | 61 |
| Figura 3-15 –Aproximação nível 2 por <i>power lines</i> | 64 |
| Figura 3-16 – Aproximação nível 2 por <i>straight lines</i> | 64 |
| Figura 3-17 – Perdas por relaxação versus tempo (Adaptado de FIB, 2010)..... | 64 |
| Figura 3-18 – Pórtico em estudo..... | 65 |
| Figura 3-19 – Carregamentos atuantes. | 66 |
| Figura 3-20 – Funções X_g (a), X_v (b) e X_r (c) (Adaptado de DIAZ, 1965). | 69 |
| Figura 3-21 – Pórtico bi-rotulado e dados de entrada. | 70 |
| Figura 3-22 – Desenvolvimento da razão $\beta_E(t) = E_{ci}(t)/E_{ci}(28)$ ao longo do tempo..... | 72 |
| Figura 3-23 – Variação do coeficiente de fluência ϕ com o tempo..... | 72 |
| Figura 3-24 – Curva X/X_g versus ϕ | 73 |
| Figura 3-25 – Curva X/X_v versus ϕ | 74 |
| Figura 3-26 – Reações de apoio [kN] devidas ao carregamento “g”..... | 75 |
| Figura 3-27 – Reações de apoio [kN] devidas ao carregamento “v”..... | 75 |
| Figura 4-1 – Fluxograma genérico de um projeto de ponte estaiada (Adaptado de WALTHER <i>et al.</i> , 1999). | 78 |
| Figura 4-2 – Diagrama tensão-deformação para concreto comprimido (Adaptado da NBR 6118:2014). | 80 |
| Figura 4-3 – Diagramas tensão-deformação simplificados para aço (Adaptado da NBR 6118:2014)..... | 80 |
| Figura 4-4 – Variação do momento fletor com a consideração da não linearidade geométrica (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 82 |
| Figura 4-5 – Elemento de barra de pórtico espacial. | 83 |
| Figura 4-6 – Modelagem estrutural de ponte de seção transversal aberta..... | 85 |
| Figura 4-7 – Comportamento geométrico de um estai (Adaptado de PODOLNY e SCALZI, 1986)..... | 86 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4-8 – Catenária versus parábola (Adaptado de PODOLNY e SCALZI, 1986). . | 88 |
| Figura 4-9 – Curvas E_{i-T} versus σ para variados comprimentos c de projeção horizontal (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 90 |
| Figura 4-10 – Curvas E_{i-T}/E_s versus c para variados valores de tensão aplicada (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 91 |
| Figura 4-11 – σ/f_{ptk} versus ε (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 92 |
| Figura 4-12 – Relação entre força normal e deformação aplicada (ALMEIDA, 2017). 93 | |
| Figura 4-13 – Curvas de Wöhler para cabos de fios ou cordoalhas em paralelo. | 95 |
| Figura 4-14 – Tensão admissível nos estais versus fator η , para critérios de força e fadiga (Adaptado de WALTHER <i>et al.</i> , 1999). | 96 |
| Figura 4-15 – Representação esquemática da área de influência do par de estais A. | 97 |
| Figura 4-16 – Modelo simplificado de viga contínua para pré-dimensionamento dos estais (Adaptado de WALTHER <i>et al.</i> , 1999). | 98 |
| Figura 4-17 – Estai sob deformação imposta (Adaptado de ALMEIDA, 2017). | 100 |
| Figura 4-18 – Exemplo de aplicação do <i>Load Optimizer</i> | 102 |
| Figura 5-1 – Ponte do Saber (http://www.coppe.ufrj.br/pt-br/planeta-coppe-noticias/noticias/cidade-universitaria-ganha-ponte-do-saber). | 105 |
| Figura 5-2 – Esquema básico de componentes da Ponte do Saber. | 106 |
| Figura 5-3 – Fundações e estroncas (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 108 |
| Figura 5-4 – Seções e detalhes do pilone (Adaptado de GOMES, 2013). | 109 |
| Figura 5-5 – Seção transversal típica do tabuleiro (TOLEDO, 2014). | 110 |
| Figura 5-6 – Seção transversal enrijecida do tabuleiro (TOLEDO, 2014). | 110 |
| Figura 5-7 – Cabo longitudinal inferior (Adaptado de TOLEDO, 2014). | 111 |
| Figura 5-8 – Modelo, em perspectiva, da Ponte do Saber. | 114 |
| Figura 5-9 – Definição da seção transversal do tabuleiro pelo <i>section designer</i> | 115 |
| Figura 5-10 – Exemplo de entrada de dados de um estai no programa utilizado. | 115 |
| Figura 5-11 – Treliça de lançamento utilizada na Ponte do Saber. | 117 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5-12 – Dados de entrada do <i>Load Optimizer</i> | 118 |
| Figura 5-13 – <i>Load case</i> referente à desmontagem. | 120 |
| Figura 5-14 – Ponte do Saber no final da desmontagem. | 133 |
| Figura 5-15 – Consideração da reologia. | 134 |
| Figura 5-16 – Ciclo estimado da construção da Ponte do Saber. | 134 |
| Figura 5-17 – <i>Load case</i> referente à montagem. | 135 |
| Figura 5-18 – Diagramas de esforços normais [kN]. | 148 |
| Figura 5-19 – Diagrama de momentos fletores [kN.m]. | 150 |
| Figura 5-20 – Diagrama de esforços cortantes [kN]. | 152 |
| Figura 5-21 – Estrutura deformada [m]. | 154 |
| Figura 5-22 – Elevação dos pontos notáveis ao longo do tabuleiro. | 156 |
| Figura 5-23 – Forças normais nos estais. | 157 |
| Figura 5-24 – Esforços normais nos pontos notáveis. | 158 |
| Figura 5-25 – Momentos fletores nos pontos notáveis. | 159 |
| Figura 5-26 – Esforços cortantes nos pontos notáveis. | 160 |
| Figura 5-27 – Elevações dos pontos notáveis. | 161 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 3-1 – Coeficiente s (Adaptado de FIB, 2010)..... | 42 |
| Tabela 3-2 – Coeficiente de envelhecimento (Adaptado de BAZANT, 1972). | 54 |
| Tabela 3-3 – Coeficientes α_i (Adaptado de FIB, 2010)..... | 59 |
| Tabela 3-4 – Perdas máximas para fios/cordoalhas de baixa relaxação e barras (Adaptado de FIB, 2010)..... | 62 |
| Tabela 3-5 – Relação entre perdas por relaxação e tempo até 1000 horas (Adaptado de FIB, 2010)..... | 63 |
| Tabela 3-6 – Comparação entre os resultados da reação X no apoio “B” para $t=\infty$ | 75 |
| Tabela 4-1 – Equações de Wöhler (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012)... | 95 |
| Tabela 5-1 – Número de cordoalhas de cada estai (Adaptado de GOMES, 2013). | 111 |
| Tabela 5-2 – Forças de projeto x <i>Load Optimizer</i> | 119 |
| Tabela 5-3 – Destensionamentos aplicados nos estais T01, T02, T03 e T04..... | 120 |
| Tabela 5-4 – Forças iniciais a serem introduzidas durante a análise progressiva. | 133 |
| Tabela 5-5 – Comparação das forças normais nos estais. | 149 |
| Tabela 5-6 – Comparação dos esforços normais nos pontos notáveis. | 149 |
| Tabela 5-7 – Comparação dos momentos fletores nos pontos notáveis..... | 151 |
| Tabela 5-8 – Comparação dos esforços cortantes nos pontos notáveis..... | 153 |
| Tabela 5-9 – Comparação das elevações finais dos pontos notáveis. | 155 |
| Tabela 5-10 – Comparação entre as forças normais nos estais. | 157 |
| Tabela 5-11 – Comparação entre os esforços normais nos pontos notáveis. | 158 |
| Tabela 5-12 – Comparação entre os momentos fletores nos pontos notáveis..... | 159 |
| Tabela 5-13 – Comparação entre os esforços cortantes nos pontos notáveis..... | 160 |
| Tabela 5-14 – Comparação entre as elevações dos pontos notáveis. | 161 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|-----|
| Quadro 2-1 – Principais pontes estaiadas do Brasil. | 17 |
| Quadro 5-1 – Fases construtivas do tabuleiro da Ponte do Saber (GOMES, 2013)..... | 113 |
| Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua). | 121 |
| Quadro 5-3– Descrição das fases de montagem (Continua)..... | 136 |
| Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continua)..... | 170 |

1. INTRODUÇÃO

A ideia de suspender um vão de ponte por meio de cabos ou correntes que partem de uma torre de sustentação é bastante antiga. De acordo com SVENSSON (2012), o primeiro registro de ponte estaiada data do século XVIII. À época, entretanto, a falta de conhecimento de diversos fatores, tais como propriedades dos materiais utilizados e métodos de cálculo, associado a acidentes como o da passarela de Dryburgh Abbey, em 1817, na Escócia, e o da ponte sobre o rio Saale, em 1824, na Alemanha, resultaram em um abandono parcial desse tipo de estrutura por quase um século.

O projeto de pontes suportadas por cabos voltou a ganhar força na segunda metade do século XIX, muito em função da criação dos cabos de fios de aço paralelos desenvolvidos pelo engenheiro John Roebling. Durante esse período, o que se viu foi o desenvolvimento de um modelo híbrido de ponte, que se caracteriza por uma junção de solução pênsil e estaiada. Contudo, foi no século XX, com os estudos de Leinekugel Lecocq, que identificou o princípio do subsistema triangular estável de forças, e de Franz Dischinger, que estudou a importância dos estais na rigidez e na estabilidade da estrutura, que a construção de pontes exclusivamente estaiadas passou a ter relevante crescimento até os dias atuais.

Comum em quase todo o mundo, o uso de estruturas estaiadas apresenta-se como uma alternativa arquitetônica, uma vez que consegue aliar funcionalidade e beleza. Em contrapartida, o crescimento progressivo dos vãos, que variam desde 150 m a 1000 m de extensão, e as arquiteturas cada vez mais arrojadas e complexas, estruturalmente, trazem consigo uma série de desafios, tanto para o projetista quanto para o construtor.

Pela ótica do construtor, as maiores dificuldades relacionam-se ao processo construtivo a ser empregado que, cada vez mais sofisticado, impossibilita o uso de sistemas convencionais com o escoramento direto da estrutura.

Do ponto de vista da análise estrutural, a complexidade do projeto se dá pela necessidade de uma análise que leve em consideração, simultaneamente, as não linearidades da estrutura e dos materiais que a compõem, bem como as etapas de construção, os efeitos reológicos, as forças iniciais nos estais a serem aplicadas durante suas instalações (ou até mesmo em retensionamentos), as contra-flechas para obtenção do greide final da superestrutura e, em função de todas essas variáveis, os esforços reais de dimensionamento.

Somente com procedimentos numéricos computacionais, cada vez mais refinados, pode-se realizar as análises extremamente sofisticadas das pontes estaiadas. Se bem empregados, os computadores e *softwares* modernos, associados aos artifícios de modelagem, podem levar à solução de inúmeros problemas da engenharia, como, por exemplo, a consideração da fluência e da retração ao longo das etapas construtivas.

A importância capital dos computadores e dos programas de análise estrutural no estudo de pontes estaiadas evidencia-se no comentário feito pelo engenheiro Catão Francisco Ribeiro, responsável pelo projeto estrutural de mais de 20 pontes estaiadas:

“A engenharia sempre soube que a ponte estaiada poderia ser feita, mas não era possível realizar os cálculos para executá-las. Com o surgimento dos computadores modernos, aliados aos *softwares*, tornou-se viável fazer qualquer tipo de ponte.” (RIBEIRO, 2016).

Frente aos inúmeros obstáculos (de análise) inerentes aos projetos das pontes estaiadas, este trabalho visa contribuir com a avaliação dos efeitos reológicos de fluência e de retração no processo de determinação dos esforços relativos às etapas construtivas de uma ponte estaiada. Para isso, desenvolveu-se a análise computacional da Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro, RJ, com o auxílio de um programa computacional comercial. Com a técnica da desmontagem (*backward analysis*) e da montagem (*forward analysis*), são comparados os esforços e deslocamentos de pontos notáveis, nas seguintes condições:

- i. Início da desmontagem teórica da viga de rigidez, sem reologia;
- ii. Final da montagem da viga de rigidez, sem reologia;
- iii. Final da montagem da viga de rigidez, com reologia.

A presente dissertação encontra-se dividida em capítulos, tal como descrito a seguir.

O Capítulo 2 apresenta um breve histórico sobre as pontes estaiadas no Brasil e no mundo, e descreve seus principais componentes (estai, pilone e viga de rigidez) e respectivas características relevantes.

No Capítulo 3, apresentam-se a base teórica e as formulações preconizadas pelo código modelo FIB (2010) para avaliação dos estudos reológicos em estruturas de concreto. Para fim da comparação das análises numérica (hipótese de Boltzman) e computacional, desenvolveu-se a aplicação numérica proposta por LEONHARDT (1962)

e adaptada por DIAZ (1965), levando-se em conta a variação do módulo de elasticidade do concreto com o tempo.

O Capítulo 4 aborda conceitos da análise não linear de estruturas, apresentando efeitos e formulações das não linearidades geométrica e física, e o particular comportamento não linear dos cabos. Além disso, são apresentadas metodologias de pré-dimensionamento dos estais e de determinação de suas forças iniciais, como também evidencia a importância do estudo minucioso das etapas construtivas.

O Capítulo 5 apresenta, detalhadamente, o estudo de caso da Ponte do Saber. Os resultados obtidos da análise e da retroanálise, com a consideração da reologia, são comparados entre si.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões obtidas com o estudo de caso e sugere temas para continuidade de novas pesquisas.

2. ASPECTOS GERAIS DE PONTES ESTAIADAS

Apresenta-se, a seguir, um breve histórico das pontes estaiadas, bem como aspectos relevantes a seus componentes estruturais.

2.1. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

A ideia de se projetar estruturas suportadas por cabos não é propriamente uma novidade, visto que as primeiras civilizações já lançavam mão da técnica nas suas construções. Os egípcios demonstraram isso na construção de suas embarcações, onde as vigas tinham suporte em cordas presas ao mastro principal. Outro registro antigo da história trata de pontes suspensas por cabos, cuja estrutura era composta por materiais naturais, sendo a viga construída com bambus e os tirantes de cipó (TROITSKY, 1988), como mostrado na Figura 2-1.

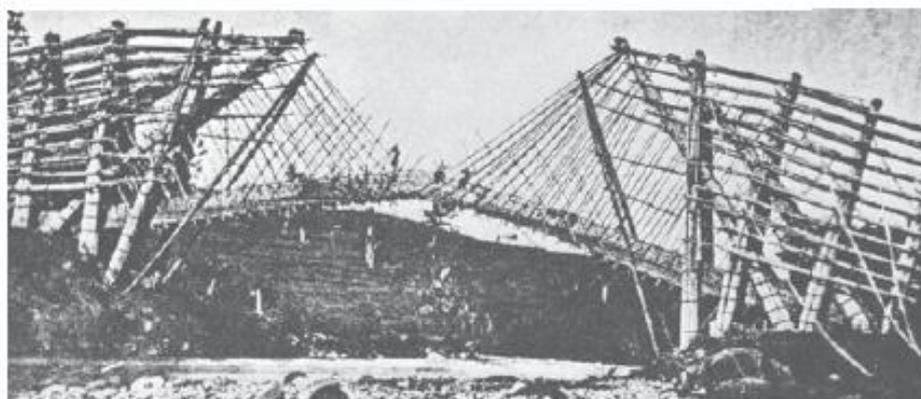


Figura 2-1 – Ponte em bambu e cipó na Indonésia (SVENSSON, 2012).

Essas estruturas funcionaram como um prenúncio para as modernas pontes estaiadas, haja vista que os construtores da época utilizavam-se de conceitos bem semelhantes – como o de suspensão do tabuleiro por meio de cabos inclinados partindo de um mastro principal – aos dos dias atuais. Os materiais utilizados, o conhecimento da força nos cabos, as formas de ancoragem e o fluxo de cargas são fatores que diferenciam aquelas pontes, designadas, por SVENSSON (2012), de precursoras das pontes estaiadas atuais. Nas estruturas antigas destaca-se o fluxo inadequado de forças, seja por ancorarem a componente horizontal dos estais traseiros no encontro ou no pilar extremo, ou por conectar, no centro do vão principal, o estai dianteiro de cada mastro.

O primeiro registro de ponte estaiada (SVENSSON, 2012) propriamente dita se deu em 1784, tendo sido o carpinteiro alemão Immanuel Löscher o responsável pelo projeto. Com 44,3 m, o vão principal era suportado por três estais ligados à torre principal

que, por sua vez, era contida pelos estais de retaguarda, sendo todos os componentes da estrutura em madeira, como mostrado na Figura 2-2.

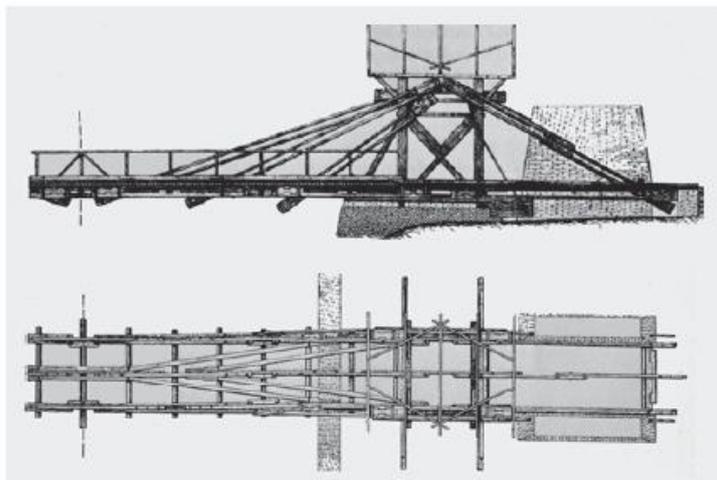


Figura 2-2 – Ponte toda em madeira projetada por Löscher, 1784 (SVENSSON, 2012).

Em 1787, o engenheiro francês Poyet propôs uma ponte com 50 m de vão principal, suportada por barras de ferro que partiam de duas grandes torres. O arranjo das barras seria similar a uma distribuição em leque, tal como hoje se faz. Entretanto, as autoridades francesas não permitiram que a construção fosse realizada.

O conceito só voltou a ser usado em 1817, quando os ferreiros britânicos James Redpath e John Brown projetaram a passarela Kings Meadow. Com sistema em leque, a passarela era suportada por fios de ferro de 8 mm (dianteiros) e de 16 mm (traseiros), ambos ajustáveis por parafusos. Em 1922 ocorreu o colapso parcial da estrutura, e a recuperação se deu com a adição de 16 estais.

Segundo SVENSSON (2012), o fato de construções entrarem em colapso marcou um parcial abandono das pontes estaiadas. O primeiro caso ocorreu em Dryburgh Abbey (Escócia). Projetada por John e William Smith e construída em 1817, a passarela tinha 79,3 m de vão principal, largura de 1,22 m e distribuição de estais semelhantes à de Kings Meadow (leque). Naquela ocasião, constatou-se que a passarela, quando submetida a cargas de pedestres ou de vento, apresentava grandes vibrações. Apenas seis meses após sua construção, um dos estais da passarela rompeu depois de um grande vendaval, fazendo com que a estrutura entrasse em colapso. O segundo acidente foi o da ponte sobre o rio Saale, em Nienburgh, na Alemanha. Projetada por Gottfried Bandhauer em 1824, a ponte com 82 m de comprimento e 7,6 m de largura entrou em ruína em 1825. O motivo da falha nunca foi divulgado, mas segundo WALTHER *et al.* (1999), a literatura aponta para um excesso de sobrecarga, que associado à grande deformabilidade teria gerado

momentos de segunda ordem para os quais a estrutura não havia sido projetada. Ambos os acidentes mostraram a falta de conhecimento na época, principalmente quanto aos problemas de aeroestabilidade sob a ação de vento, levando a efeitos de vibração e de ressonância do tabuleiro e dos estais.

Na França, o matemático e engenheiro Henri Navier publicou o artigo *Memoires sur les ponts suspendus*. Nesse estudo, Navier comparou a quantidade requerida de aço para a construção das torres e dos cabos em um sistema em leque ou em harpa. A conclusão foi que, para um mesmo vão e altura de torre, ambos os sistemas apresentavam basicamente o mesmo custo. Além disso, e tão importante quanto, concluiu também que a análise das pontes estaiadas, com o seu alto grau de hiperestaticidade, não podia ser efetuada com os métodos de análise da época, o que já não acontecia para as pontes pênséis. Essas conclusões, associadas aos acidentes ocorridos, levaram o engenheiro a preferir as pontes estaiadas em relação às pontes pênséis.

Certo progresso continuou a ocorrer na Inglaterra com o engenheiro Thomas Motley com a construção da ponte Twerton, em 1837. O projeto carregava ideias inovadoras, tal como, o fato de a ponte ser rodoviária e ferroviária, simultaneamente. Entretanto, em função dos cabos de aço serem mais econômicos para pontes suspensas, novamente o avanço das pontes estaiadas foi adiado.

A evolução das pontes estaiadas começou a tomar novo rumo com o engenheiro alemão John Roebling. As tradicionais correntes de ferro começaram a ser substituídas pelos cabos de fios de aço paralelos, desenvolvidos por ele próprio. Além disso, Roebling percebeu que o trabalho conjunto entre cabos parabólicos e estais inclinados poderia, além de proporcionar um ótimo suporte à ponte, prover a tão desejada rigidez e estabilidade contra deformações devidas às cargas móveis e às cargas de ventos.

Em 1851, Roebling desenvolveu seu primeiro grande projeto, a Ponte de Niagara Falls, nos Estados Unidos, mostrada na Figura 2-3. Com 251,5 m de vão, a estrutura seria tanto ferroviária (parte superior do tabuleiro) quanto rodoviária (parte inferior do tabuleiro). Roebling atingiu seu objetivo nessa ponte de duas maneiras. A primeira, associando o conceito de ponte estaiada (estais inclinados) ao de ponte suspensa (cabos parabólicos). A segunda, lançando mão de uma rígida treliça de madeira de 6 m de altura. Um teste mostrou que, sob a ação dos vagões carregados, a deflexão máxima não excedeu 25 cm, ou 1/1000 do vão, o que mostrou a eficiência do conjunto de ideias desenvolvidas pelo engenheiro (WALTHER *et al.*, 1999).



Figura 2-3 – Ponte Niagara Falls (<https://www.niagarafallstourism.com/blog/the-worlds-first-railway-suspension-bridge-was-built-in-niagara-falls/>).

O ápice da engenharia veio com a construção da Ponte do Brooklyn (Nova Iorque), ilustrada na Figura 2-4. Com o início do projeto em 1865 e o término da construção em 1883, a ponte apresentava vão central de 486 m e comprimento total de 1059,9 m. Baseando-se nos mesmos princípios da ponte de Niagara Falls e utilizando estais protendidos, que aumentavam consideravelmente a rigidez da estrutura e contribuíam para a estabilidade aerodinâmica, Roebling concebeu uma estrutura altamente hiperestática em uma época em que não se tinha conhecimento de métodos de cálculo para o dimensionamento. Para isso, baseou-se na sua experiência e, principalmente, na sua exímia intuição sobre o comportamento de pontes suportadas por cabos. De acordo com GIMSING e GEORGAKIS (2012), a eficiência dos estais propostos por Roebling são evidenciadas no seguinte comentário do engenheiro:

“The supporting power of the stays alone will be 15000 tons; ample to hold up the floor. If the cables were removed, the bridge would sink in the center but would not fall.” (John Roebling)



Figura 2-4 – Ponte do Brooklyn (<http://www.publicdomainpictures.net/view-image.php?image=167618&picture=brooklyn-bridge>).

Até metade do século XX, as pontes exclusivamente estaiadas foram pouco utilizadas, consequência do sucesso do modelo híbrido desenvolvido por Roebling, que associava solução pênsil à estaiada.

Destaca-se também, na construção de pontes estaiadas, o engenheiro francês Ferdinand Arnodin, que desenvolveu cabos com fios em hélice e utilizou estais inclinados na sustentação dos quartos extremos dos vãos e cabos suspensos na metade central do vão. Como exemplos de estruturas projetadas pelo engenheiro, citam-se: a Ponte de Saint Ilpize (1879 – França); a Ponte sobre o rio Saone (1888 – França); a Ponte sobre o rio Rhône (1888 – França); a Ponte Bonhomme, sobre o rio Blavet (1904 – França).

Em 1899, o engenheiro francês Albert Gisclard propôs um novo sistema formado, basicamente, por cabos quase horizontais e cabos inclinados, como mostrado na Figura 2-5. Geometricamente, o sistema proposto formava uma treliça estável. Nesse modelo, o cabo principal de retaguarda ancora-se no solo e os estais transferem suas componentes horizontais, por tração, para o cabo adicional de pequena inclinação.

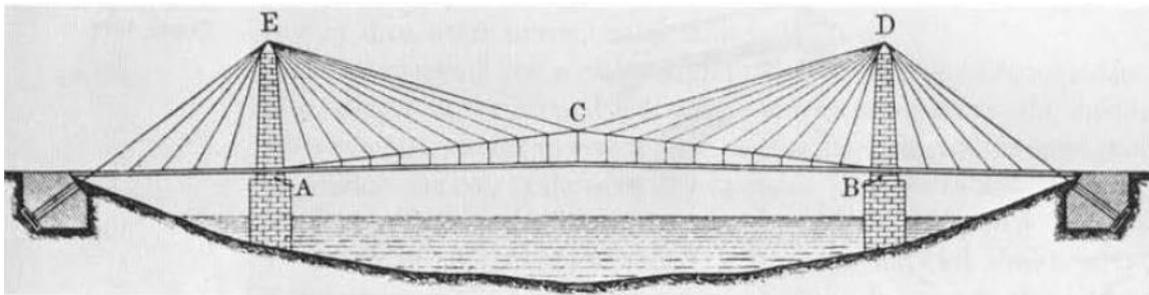


Figura 2-5 – Sistema típico de ponte proposto por Gisclard (TROITSKY, 1988).

O modelo de Gisclard evoluiu com Leinekugel Lecocq, que passou a ancorar os estais no próprio tabuleiro, transferindo as forças horizontais para a viga de rigidez. Como exemplo de projeto desse engenheiro, cita-se a Ponte Lézardrieux, construída em 1925, na França, e que cruza o rio Trieaux (Figura 2-6). A ancoragem de estais na viga de rigidez foi de importância capital para o sucesso no projeto das pontes estaiadas, sendo reconhecida a Ponte Lézardrieux como pioneira nessa solução estrutural.



Figura 2-6 – Ponte Lézardrieux

(https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont_de_L%C3%A9zardrieux).

A Figura 2-7 mostra, esquematicamente, o sistema estrutural proposto por Lecocq e utilizado, até os dias atuais, nas pontes modernas. Nesse modelo, os estais trabalham à tração (tirantes) e a torre e a viga funcionam sob compressão.

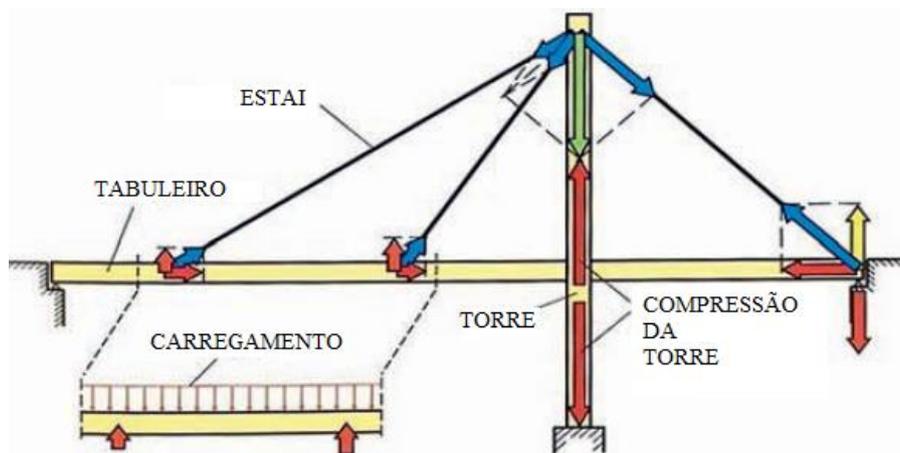


Figura 2-7 – Fluxo de forças no sistema moderno (Adaptado de SVENSSON, 2012).

Em 1938, o engenheiro alemão Franz Dischinger reconheceu, ao projetar uma ponte ferroviária sobre o rio Elbe, próximo à Hamburgo, que pontes suspensas eram muito flexíveis para esse tipo de carga. Seguindo a linha de pensamento de Roebling, Dischinger adicionou estais inclinados pré-tensionados nos dois lados do vão principal, dando rigidez e melhorando a estabilidade aerodinâmica da estrutura. Ao desenvolver fórmulas que calculassem a perda de rigidez da estrutura em função da deformação dos cabos, Dischinger mostrou a importância dos estais no controle dos deslocamentos e a necessidade de se utilizar fios de aço de alta resistência sob elevada tensão, assim como de se calibrar, de forma precisa, as forças neles instaladas.

O sucesso das ideias de Franz Dischinger, que de acordo com WALTHER *et al.* (1999) deram velocidade e economia às construções, somado à necessidade de reconstrução da Europa após a Segunda Grande Guerra Mundial, fez com que os projetistas retomassem com força total a concepção de pontes exclusivamente estaiadas.

Ainda que atuando apenas como consultor da empresa alemã Demag, a contribuição de Dischinger ficou marcada com a Ponte Stromsund, na Suécia (Figura 2-8). Aberta ao tráfego em 1956, a estrutura, basicamente em aço, é composta por dois vãos laterais de 75 m, um vão central de 186 m e estais em forma de leque. Mesmo tendo apenas dois pares de estais partindo de cada mastro, a ponte é considerada como a primeira ponte estaiada moderna (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).



Figura 2-8 - Ponte de Stromsund (SVENSSON, 2012).

Outra ponte considerada pioneira, no que se define como pontes modernas, é a de Donzère-Mondragon. Vencendo um vão de 81m, a ponte, com sua estrutura mista de aço e concreto, foi construída em 1952. O projeto foi do engenheiro francês Albert Caquot.

Fritz Leonhardt deixou sua contribuição, além de tantas outras para engenharia, ao provar que evitar fenômenos de oscilação com formas aerodinâmicas era muito mais vantajoso do que tentar controlá-los à custa de uma seção com elevada rigidez. Isso fez com que, a partir de 1952, a importância de uma seção transversal esbelta, porém eficiente, fosse vista com outros olhos.

A primeira geração de pontes estaiadas do pós-guerra, construídas basicamente em aço, foi marcada pela utilização de uma pequena quantidade de estais responsáveis por sustentar um tabuleiro rígido e pesado. Poucos estais, que trabalhavam como apoios elásticos onde antes existiam pilares, significava, além de elevados esforços de flexão na superestrutura, grandes tensões nas zonas de ancoragem dos cabos, demandando, muitas

vezes, reforço localizado. Como marca desse período, citam-se as Pontes Stromsund (Figura 2-8) e Theodor Heuss (Figura 2-9).



Figura 2-9 – Ponte Theodor Heuss (SVENSSON, 2012).

Marcada pela utilização de múltiplos estais, a segunda geração só se tornou realidade graças ao avanço dos computadores, que viabilizou a solução de estruturas altamente hiperestáticas e complexas. Ainda que em “suspensão parcial”, já que nas proximidades da torre não havia estais de sustentação do tabuleiro, o grande número de cabos trouxe consigo uma redução da seção transversal da superestrutura, tornando-a mais leve, flexível e com a possibilidade de ser executada em concreto armado ou protendido.

A utilização do concreto como material de construção teve seu início com as pontes híbridas, que passaram a utilizá-lo nos vãos laterais (mais curtos), mantendo a seção transversal de aço no vão principal. Para ilustrar essa geração, citam-se as Pontes Kurt-Schumacher (Figura 2-10) e Friedrich Ebert (Figura 2-11).



Figura 2-10 – Ponte Kurt-Schumacher (SVENSSON, 2012).

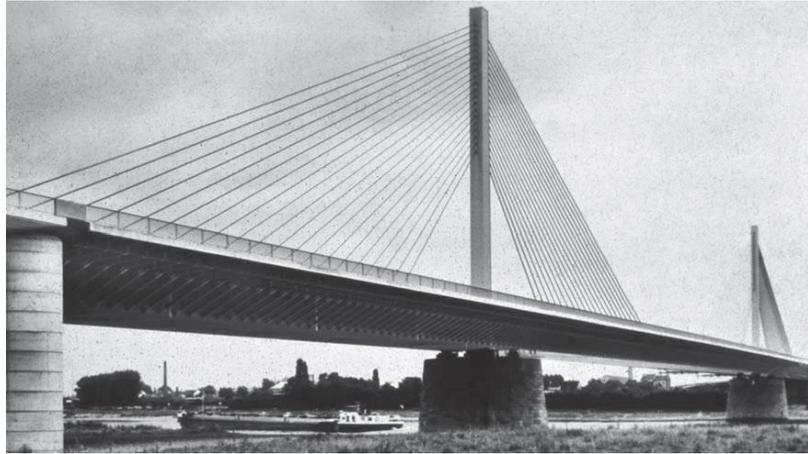


Figura 2-11 – Ponte Friedrich Ebert (SVENSSON, 2012).

A terceira geração, considerada como a geração moderna das pontes estaiadas, consolidou o concreto como material (junto ao aço), empregando-o tanto na superestrutura como no mastro. Além disso, a terceira geração trouxe o conceito de “suspensão total”, onde os múltiplos estais (pouco espaçados) dão apoio (elástico) ao tabuleiro ao longo de toda sua extensão, inclusive próximo ao pilone. Como exemplos, citam-se as Pontes Barrios de Luna (Figura 2-12) e Ponte Russa (Figura 2-13).

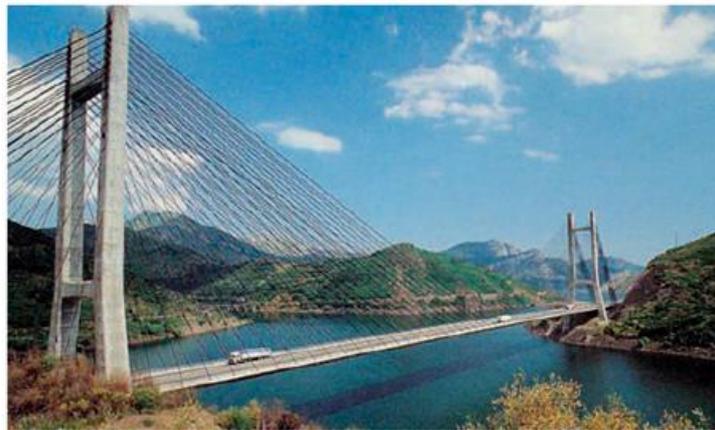


Figura 2-12 – Ponte Barrios de Luna (SVENSSON, 2012).



Figura 2-13 – Ponte Russa (<http://rusbridge.net/>).

As últimas gerações das pontes estaiadas tornaram a configuração da primeira geração obsoleta. Nas pontes modernas, seguiu-se o princípio do subsistema triangular de forças identificado por Lecocq (Figura 2-7). Além disso, a adoção de múltiplos estais (pouco espaçados) promoveu a redução da altura da seção transversal da viga de rigidez, cujas dimensões passam a ser definidas pelo controle da estabilidade aerodinâmica e pelos limites das deformações longitudinais.

A Figura 2-14 ilustra, esquematicamente, a comparação entre os diagramas de momentos fletores de um sistema estrutural constituído de três vãos contínuos, que trabalha fundamentalmente à flexão, e outro representado pela ponte estaiada de três vãos contínuos com apoios elásticos (sistema de estais), indicando a redução substancial dos esforços solicitantes na viga de rigidez desse último.

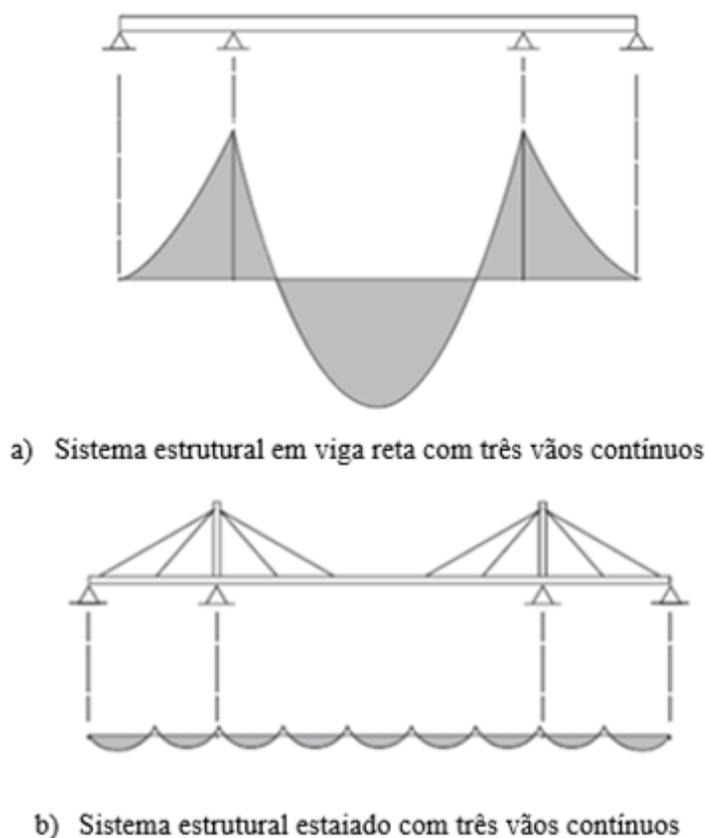


Figura 2-14 – Comparação entre momentos fletores em pontes de três vãos (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Outra ponte importante, que também merece destaque, é a Ponte Brotonne, ilustrada na Figura 2-15. Projetada pelo engenheiro francês Jean Müller e construída, na França, no período de 1974 a 1977, a Ponte Brotonne ficou marcada por ser a primeira a apresentar, de forma completa, as características modernas das pontes estaiadas construídas em concreto protendido.

A Ponte Brotonne, com 1280 m de extensão, apresenta três vãos estaiados, sendo o vão principal com 320 m de comprimento e os laterais com 202 m e 213,5 m. Os pilões, em concreto, possuem altura de 72,2 m.

Os estais utilizados eram compostos por cordoalhas de sete fios dispostas paralelamente. Para dar proteção contra a corrosão, os cabos foram inseridos dentro de um tubo anticorrosivo, que posteriormente foi preenchido com nata de cimento.

Com seção celular pré-fabricada em concreto, largura de 19,20 m e altura de 3,80m, a superestrutura foi executada pelo método dos balanços sucessivos, sendo protendida em diversas direções (SVENSSON, 2012). Tirantes diagonais ficaram responsáveis por transferir as componentes verticais dos estais para as paredes da seção transversal. Por apresentar cabos em um plano único de estais com distribuição do tipo semi-leque, a seção ficou responsável por absorver os momentos provenientes da atuação excêntrica da carga móvel. A fim de aumentar a resistência à fadiga, a ancoragem dos estais foi reforçada com o preenchimento do tubo de aço que parte das cunhas de ancoragem empregando epóxi (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

A ponte Brotonne serviu de modelo para as demais pontes estaiadas projetadas em concreto. Foi a partir da construção dessa pioneira e importante obra, que se estabeleceu o *know-how* de construção de pontes estaiadas de concreto, tal como se conhece nos dias atuais.



Figura 2-15 – Ponte Brotonne (<https://structurae.net/structures/brotonne-bridge>).

O que se viu durante os anos subsequentes foi uma evolução praticamente exponencial no uso das pontes estaiadas. Foram vários os motivos que proporcionaram tal crescimento tão acentuado, podendo-se destacar, além do grande apelo arquitetônico

suscitado por esse tipo de obra, o desenvolvimento dos materiais, dos métodos construtivos, dos sistemas de ancoragem e dos métodos de dimensionamento.

A Figura 2-16 apresenta a evolução do vão principal das pontes estaiadas a partir dos anos 50. Essa figura foi elaborada a partir do Quadro A-1 do ANEXO A, que resume as principais pontes estaiadas executadas no mundo após a Segunda Grande Guerra. A figura evidencia o domínio do aço em pontes estaiadas com vão principal muito extenso.

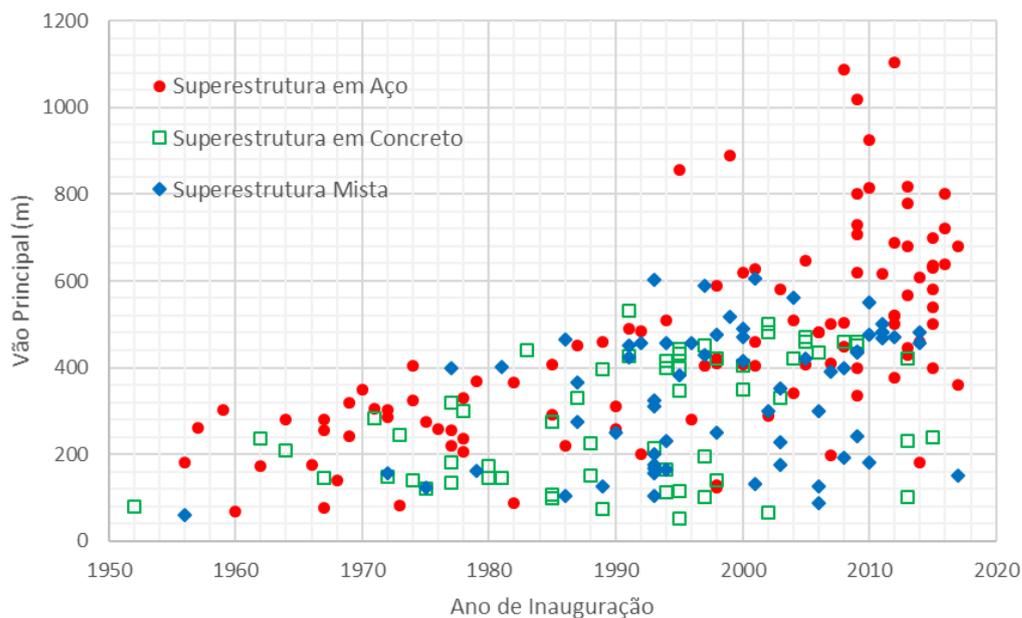


Figura 2-16 – Desenvolvimento do vão principal de pontes estaiadas.

Segundo TORNERI (2002), algumas das vantagens obtidas com a evolução dos projetos das pontes estaiadas são:

- Simplificação na transmissão dos esforços, tanto entre estais e torre, como entre estais e vigas, decorrente da redução das forças concentradas nas ancoragens e da diminuição da flexão entre os pontos de suspensão;
- Possibilidade de substituição dos estais, em caso de deterioração, sem a interrupção da utilização da estrutura, apenas pela redistribuição dos esforços entre estais;
- Facilidades construtivas pela associação do método dos balanços sucessivos com a utilização de estais;
- Redução considerável do peso próprio da superestrutura em função de sua esbeltez.

O desenvolvimento das pontes estaiadas no Brasil ainda é muito recente. Concluída no ano de 1999, a Ponte Engenheiro Jamil Sabino, que cruza o rio Pinheiros, na cidade de São Paulo, foi projetada pela Enescil Engenharia para suportar a Estação do Metrô de Santo Amaro, tendo sido a primeira ponte estaiada executada no Brasil. Entretanto, a primeira ponte estaiada projetada no Brasil foi a Ponte de Porto Alencastro, na divisa entre Minas Gerais e Mato Grosso do Sul. Seu projeto teve início no ano de 1994 pela Noronha Engenharia, porém, sua inauguração só ocorreu no ano de 2003.

Ainda que sem nenhum projeto de grande destaque em relação ao vão principal, visto que o recorde atual é de 350 m na Ponte do Porto de Alencastro (Figura 2-17), ressalta-se como obra icônica no Brasil a Ponte Octávio Frias de Oliveira, construída em São Paulo e projetada pela Enescil Engenharia, por se tratar da primeira ponte estaiada no mundo com dois tabuleiros em curva sustentados por um único mastro (Figura 2-18).



Figura 2-17 – Ponte do Porto de Alencastro

(<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=373144>).



Figura 2-18 – Ponte Octávio Frias de Oliveira

(<http://www.mobicidade.org/a-ponte-de-sao-paulo-que-aumenta-as-distancias/>).

O Quadro 2-1 resume as principais pontes estaiadas já executadas no Brasil.

Quadro 2-1 – Principais pontes estaiadas do Brasil.

| | NOME | LOCAL | INAUGURAÇÃO | VÃO PRINCIPAL (m) |
|------|---|----------------------|-------------|-------------------|
| 1 - | Viaduto Mário Covas | SP | 2002 | 85 |
| 2 - | Ponte Engenheiro Jamil Sabino - Estação de Metrô Santo Amaro | SP | 2002 | 122 |
| 3 - | Ponte Governador Almir Gabriel | PA | 2002 | 320 |
| 4 - | Ponte Sérgio Motta | MT | 2002 | 175 |
| 5 - | Ponte do Porto de Alencastro | MS / MG | 2003 | 350 |
| 6 - | Ponte Wilson Pinheiro - Ponte Brasil / Bolívia | AC (Bolívia) | 2004 | 77 |
| 7 - | Ponte Irineu Bomhausen | SC | 2004 | 90 |
| 8 - | Ponte da Integração Brasil / Peru | AC (Peru) | 2005 | 110 |
| 9 - | Terceira Ponte de Rio Branco | AC | 2006 | 90 |
| 10 - | Ponte Construtor João Alves (Aracaju-Barra dos Coqueiros) | SE | 2006 | 200 |
| 11 - | Ponte Rio das Ostras | RJ | 2007 | 66 |
| 12 - | Ponte Newton Navarro | RN | 2007 | 212 |
| 13 - | Viaduto Elpídio de Almeida | PB | 2008 | 80 |
| 14 - | Ponte Octavio Frias de Oliveira | SP | 2008 | 150 |
| 15 - | Ponte Dom Afonso Gregory - Ponte de Imperatriz | MA / TO | 2009 | 140 |
| 16 - | Ponte Carlos Lindenberg - Ponte da Passagem | ES | 2009 | 85 |
| 17 - | Viaduto Estaiado Cidade de Guarulhos | SP | 2010 | 96 |
| 18 - | Ponte Mestre João Isidoro França | PI | 2010 | 160 |
| 19 - | Alça de Acesso ao Viaduto dos Trabalhadores | SP | 2010 | - |
| 20 - | Viaduto Estaiado Dom Luciano Mendes de Almeida ou Padre Adelino | SP | 2011 | 61 |
| 21 - | Ponte Rio Negro | AM | 2011 | 200 |
| 22 - | Ponte Governador Orestes Quércia - Ponte Estaiadinha | SP | 2011 | 153 |
| 23 - | Ponte Vale do Juruá | AC | 2011 | 115 |
| 24 - | Ponte sobre o Rio Paraná | SP / MS | 2012 | 200 |
| 25 - | Ponte do Saber | RJ | 2012 | 179 |
| 26 - | Ponte Cardeal Dom Eugênio de Araújo Sales (BRT) | RJ | 2013 | 131 |
| 27 - | Ponte Akira Hashimoto - Ponte de Barueri | SP | 2013 | - |
| 28 - | Ponte Prefeito Pereira Passos | RJ | 2014 | 200 |
| 29 - | Viaduto Estaiado Avenida Comendador Franco ou Francisco H. dos Santos | PR | 2014 | 129 |
| 30 - | Ponte Anita Garibaldi - Ponte de Laguna | SC | 2015 | 200 |
| 31 - | Ponte Estaiada do Metrô da Barra da Tijuca | RJ | 2016 | - |
| 32 - | Ponte sobre o Rio Oiapoque | AP (Guiana Francesa) | 2017 | 245 |
| 33 - | Ponte sobre o Rio Atibaia | SP | - | 25 |

A Figura 2-19 e a Figura 2-20 comparam o número de pontes estaiadas e a evolução dos vãos principais dessas pontes, no Brasil e no mundo. Evidencia-se, com essas figuras, que o ritmo de crescimento das pontes estaiadas no Brasil ainda é lento e que a ordem de grandeza dos vãos principais fica muito longe do que se faz, em média, no mundo.

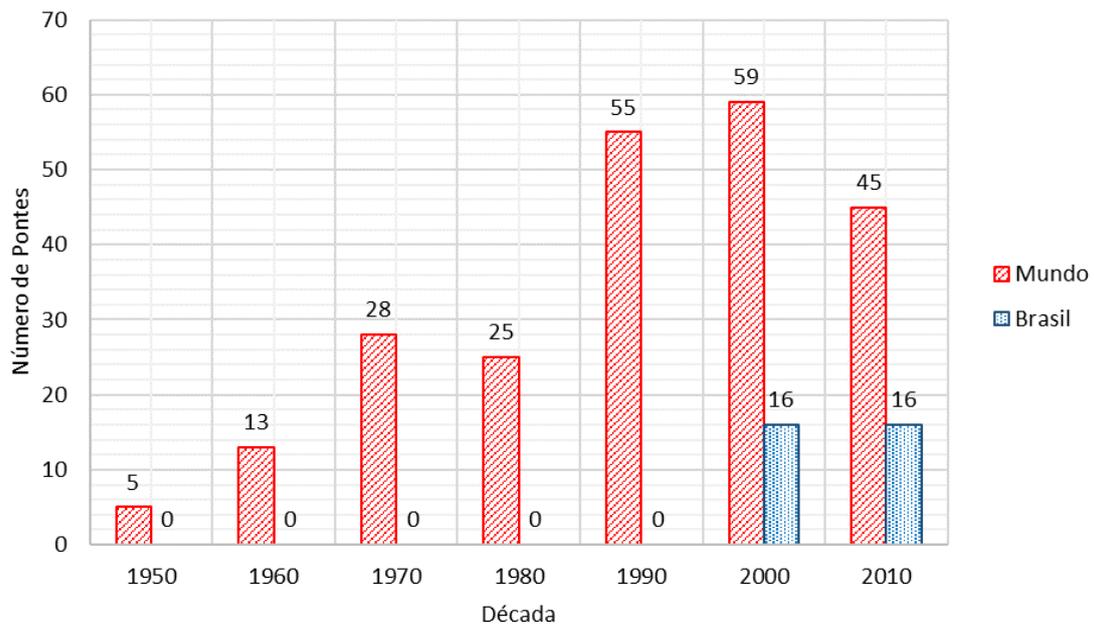


Figura 2-19 – Número de pontes estaiadas, ao longo do tempo, no Brasil e no mundo.

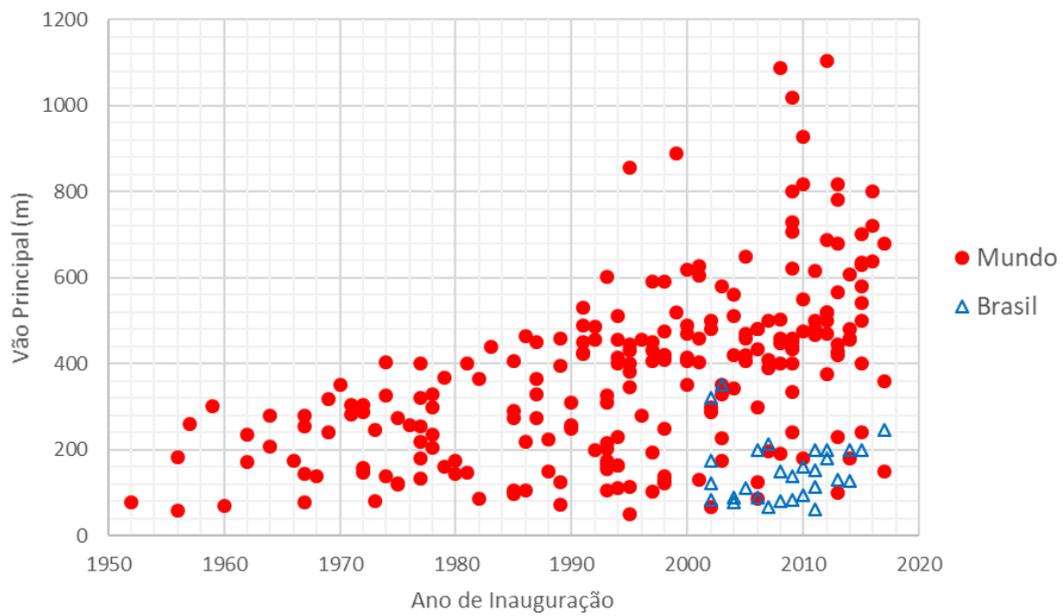


Figura 2-20 – Evolução do vão principal, no Brasil e no mundo.

2.2. COMPOSIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura de uma ponte estaiada divide-se, basicamente, em quatro partes: estais, pilone, também denominado torre ou mastro, tabuleiro e fundações. Todos esses componentes são solicitados, predominantemente, por forças axiais, sendo pilone e tabuleiro à compressão e cabos à tração. A versatilidade desse sistema estrutural proporciona grande variedade de configurações geométricas, que podem atingir alto grau de economia quando bem avaliados os seguintes parâmetros: proporção entre vãos, altura do pilone, quantidade e inclinação dos cabos, tipo de superestrutura, material dos elementos, vinculações e métodos construtivos (PODOLNY e SCALZI, 1986).

Os estais podem ser de variados tipos e com diversas formas de distribuição longitudinal e transversal. Suas propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, tensão limite de proporcionalidade, resistência última e alongamento de ruptura) e demais características, tais como relaxação, fadiga e proteção contra corrosão precisam ser bem definidas no projeto estrutural, como também o seu sistema de ancoragem e seu comportamento estrutural, quando elemento de estaiamento da ponte.

Já o pilone pode apresentar configurações distintas, entre elas: diamante, portal, “A” etc.

Com relação ao material, as pontes podem ser em concreto, em aço ou numa combinação dos dois. De maneira geral, tanto os pilones, como os tabuleiros dos vãos de aproximação e os pequenos vãos centrais, são em concreto e o tabuleiro de pontes com grandes vãos, em aço. Há, também, as superestruturas híbridas, tipicamente formadas por perfis I ligados, longitudinal e transversalmente, a uma laje de concreto.

A Figura 2-21 ilustra os principais elementos constituintes das pontes estaiadas.

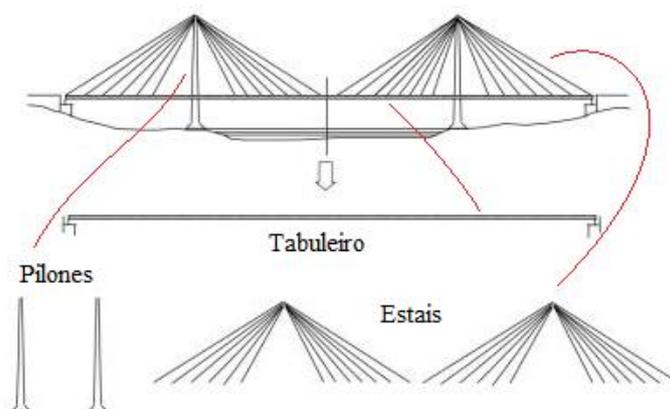


Figura 2-21 – Principais elementos da ponte (Adaptado de WALTHER *et al.*, 1999).

2.2.1. ESTAIS

Segundo SVENSSON (2012), os principais tipos de cabos utilizados atualmente nos projetos são: cabos do tipo *Locked coil*; cabos de fios paralelos e cabos de cordoalhas paralelas (Figura 2-22).



a) Cabos do tipo *Locked coil* b) Cabos de fios paralelos c) Cabos de cordoalhas paralelas

Figura 2-22 – Principais tipos de cabos modernos (Adaptado de SVENSSON, 2012).

Os cabos formados por barras paralelas foram utilizados no passado, mas caíram em desuso. Uma desvantagem apresentada por GOMES (2013) para esse tipo de cabo é que ele apresenta emendas mecânicas, o que faz com que sua resistência à fadiga seja reduzida. Cabos formados por materiais como fibra de carbono e de vidro vêm se desenvolvendo de forma lenta, porque mesmo apresentando baixa sensibilidade à corrosão, têm custo extremamente alto se comparados aos fios de aço.

Os cabos do tipo *Locked coil* (Figura 2-23), não empregados no Brasil, são formados por um conjunto interno de fios de aço (diâmetro de 5 mm) dispostos paralelamente e associados a camadas externas de fios com seção “z”. A proteção contra corrosão é feita com o uso de fios galvanizados e com o preenchimento dos vazios com inibidor de corrosão, além de pintura da face externa do cabo. Quando tensionados, os fios em formato de “z” são pressionados uns contra os outros. Isso garante a proteção da superfície do cabo contra a entrada de água e favorece a ancoragem do cabo pela presença de uma superfície externa de contato contínua, tal como uma bobina fechada ou *Locked coil* (SVENSSON, 2012). No catálogo da fabricante BRIDON BEKAERT, os diâmetros dos cabos do tipo *Locked coil* variam de 20 mm a 180 mm e apresentam módulo de elasticidade de 165 ± 10 GPa.

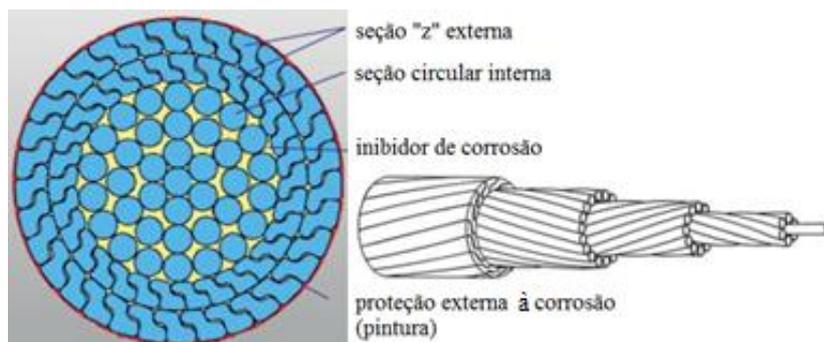


Figura 2-23 – Cabo tipo *Locked coil* (Adaptado de SVENSSON, 2012).

Também não utilizados no Brasil, os cabos formados por fios circulares de aço em paralelo (Figura 2-24) foram desenvolvidos a fim de se obter cabos com rigidez elevada e resistência à fadiga maior do que o do tipo *Locked coil*. O agrupamento de fios retos com diâmetro de 7 mm recebe um tubo externo de polietileno que tem, em sua composição, 2% de fuligem finamente dispersa para garantir a durabilidade contra raios ultravioletas. Para ocupar os vazios deixados pela forma final do conjunto de fios, o tubo é preenchido com nata de cimento. Esse procedimento, embora proteja contra a corrosão, aumenta significativamente o peso específico aparente do cabo. Para a ponte de Helgeland, na Noruega, em função das condições climáticas, a nata de cimento foi substituída por cera de petróleo, o que se mostrou bastante eficaz. De acordo com WALTHER *et al.* (1999), o módulo de elasticidade para este tipo de cabo é de 205 GPa e o número de fios varia, normalmente, entre 50 e 350.

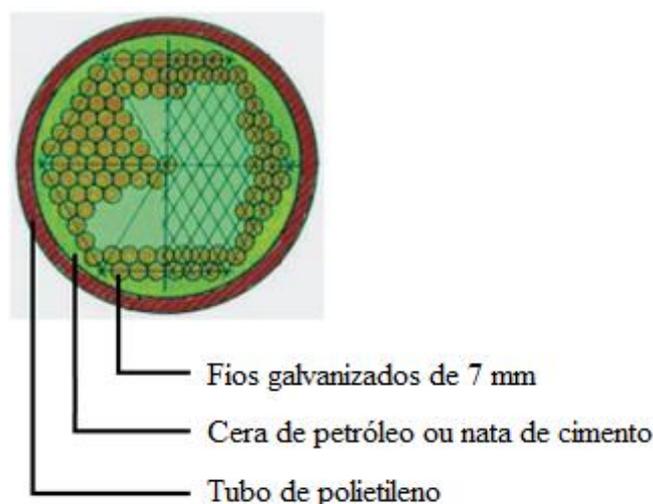


Figura 2-24 – Cabo de fios paralelos (Adaptado de SVENSSON, 2012).

Atualmente, o que se emprega em larga escala, no Brasil e no mundo, são os cabos formados por cordoalhas de 7 fios ($\Phi = 5$ mm) com diâmetro nominal de 15,7 mm, denominadas cordoalhas para estais.

O processo de fabricação de cada cordoalha para estai consiste basicamente de tratamentos térmicos do aço com alívio de tensões e estabilização, de forma a se obter aços de relaxação baixa (RB). As cordoalhas para estais são constituídas de fios galvanizados e encordoados (em forma de hélice) em torno de um fio central, e recebem três camadas de cera de petróleo seguida da extrusão de tubo de polietileno de alta densidade (PEAD), para proteção contra raios ultravioletas (Figura 2-25). O catálogo da TENSACCIAI mostra a disponibilidade de peças especiais de ancoragem para estais com número de cordoalhas variando entre 2 e 169, sendo o módulo de elasticidade, para o aço ASTM A416 *Grade 270*, de 195 GPa.

As especificações das cordoalhas para estais, no Brasil, são obtidas no catálogo da ARCELOR MITTAL (2015), sendo produzidas com diâmetro nominal de 15,7 mm e módulo de elasticidade de 195 GPa, nas categorias 177 ($f_{ptk} = 1770$ MPa) e 190 ($f_{ptk} = 1900$ MPa).

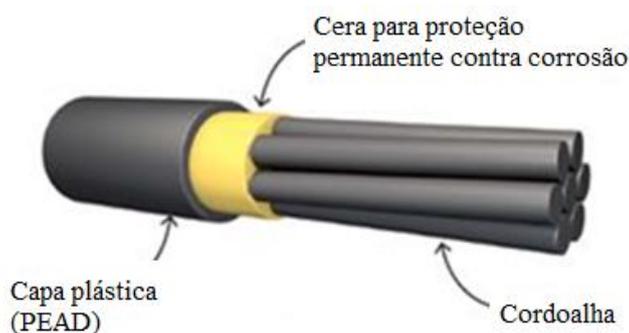


Figura 2-25 – Cordoalha de sete fios para estai (Adaptado de

<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/185/radier-protendido-285959-1.aspx>).

Entre as vantagens desse tipo de cabo para estais, podem-se citar: menor peso para transporte; protensão independente das cordoalhas, que simplifica o tipo de macaco hidráulico para tensionamento; possibilidade de troca isolada das cordoalhas, que elimina a necessidade de substituição de todo o conjunto.

As cordoalhas de um estai, após serem agrupadas em paralelo ao longo de todo o comprimento do cabo, são recobertas por um novo tubo de PEAD (Figura 2-26) para proteção contra vandalismo.

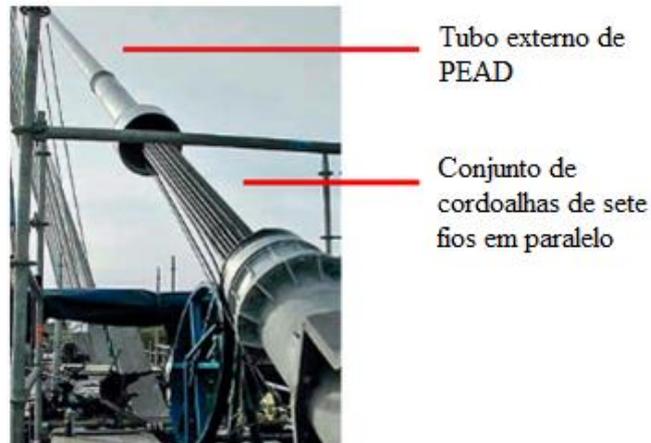


Figura 2-26 – Conjunto de cordoalhas de sete fios e tubo de PEAD (Adaptado de SVENSSON, 2012).

O efeito deletério das vibrações dos tubos PEAD de revestimento externo dos cabos provocado pela ação do vento e da chuva foi estudado detalhadamente por CAETANO (2007). Como alternativa de atenuação desses efeitos, o autor recomenda duas estratégias, são elas: utilização de seção aerodinâmica para os cabos e/ou amortecimento da ação com substituição da superfície lisa do tubo por dispositivos especiais (Figura 2-27), como protuberâncias no seu perímetro, covas em sua extensão ou fios helicoidais ao longo do seu comprimento.

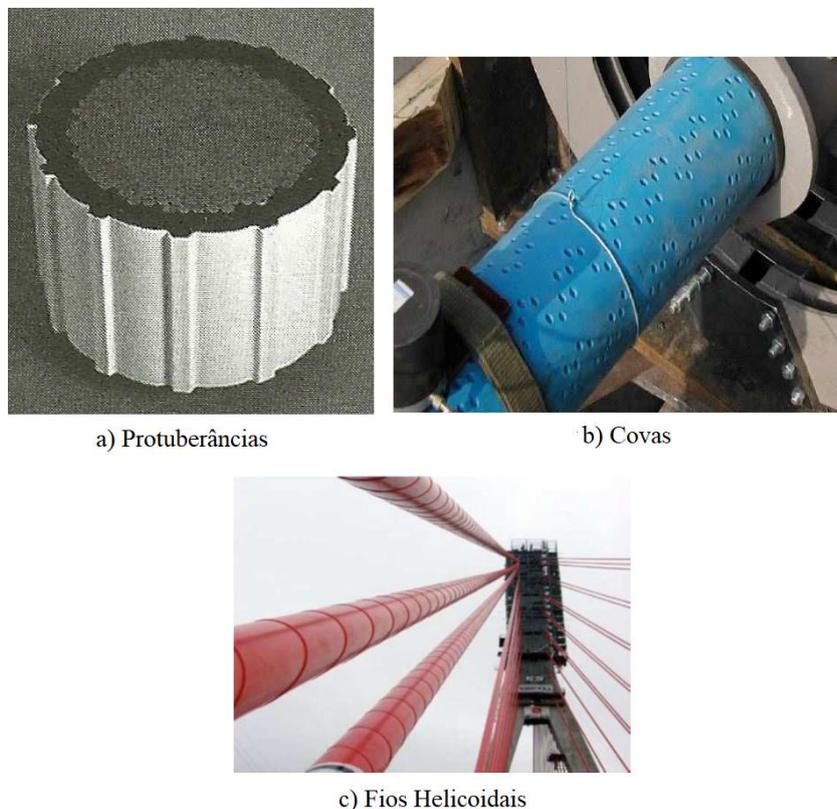


Figura 2-27 – Dispositivos especiais propostos por CAETANO (2007) (Adaptado de TOLEDO, 2014).

2.2.1.1. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL

A literatura técnica mostra três tipos principais de distribuição longitudinal dos estais: leque, harpa e semi-leque (ou semi-harpa, segundo WALTHER *et al.* (1999)), tal como mostra a Figura 2-28. Os arranjos se diferem, não só pela estética, mas também por questões técnicas, já que tal escolha influencia no comportamento estrutural da ponte.

O sistema em leque, caracterizado por estais que irradiam do topo do pilone, traz algumas vantagens, entre elas: estais mais inclinados em relação à horizontal, que permite melhor explorá-los; e introdução de uma menor componente horizontal no tabuleiro. Em contrapartida, essa concentração de cabos resulta em dificuldades construtivas, uma vez que as ancoragens demandam grande espaço físico para instalação.

O sistema em harpa traz dois grandes atrativos: a distribuição homogênea dos estais, proporcionada por cabos que correm paralelamente entre si, ou seja, com a mesma inclinação; e a oferta de espaço físico para ancoragem dos cabos, já que os mesmos são dispostos ao longo de toda a altura do pilone. Um dos prejuízos é que os estais abandonam a configuração ideal treliçada, perdendo rigidez e eficiência.

Tentando combinar o que há de melhor nos dois arranjos supracitados, o sistema em semi-leque foi concebido como solução intermediária. Se razões econômicas assumirem maior grau de importância frente à arquitetura, esse sistema se aproxima da distribuição em leque, proporcionando, porém, maior espaço físico para a ancoragem dos cabos (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Segundo GIMSING e GEORGAKIS (2012), normalmente os cabos dos estais são igualmente espaçados ao longo da superestrutura. Todavia, quando a relação entre vãos (lateral e principal) é menor que 0,5, o número de estais partindo do vão central supera o do vão lateral. Como consequência, o cabo de ré que parte do topo do pilone para o pilar de ancoragem, que era único, passa a ser formado por um conjunto de cabos individuais pouco espaçados, como mostra a Figura 2-28 (c).

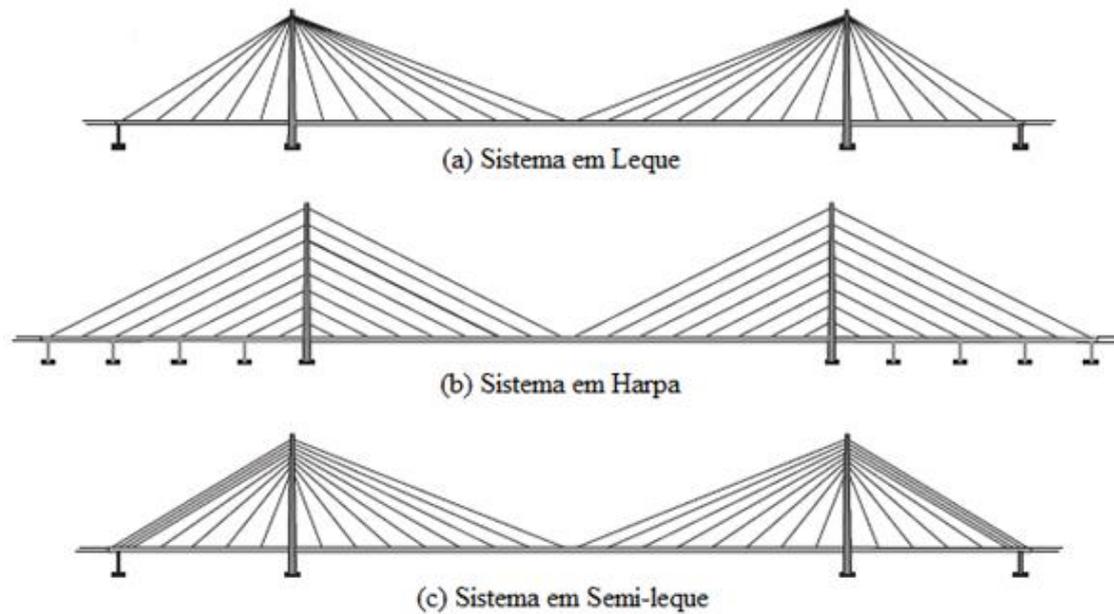


Figura 2-28 – Sistemas de distribuição longitudinal dos estais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

GIMSING e GEORGAKIS (2012) ainda destacam que, na distribuição em leque, qualquer subsistema triangular ABCD se mostra estável de primeira ordem, ou seja, em função da concentração dos estais no topo do pilone, a componente horizontal de qualquer cabo é transferida para o estai de ancoragem e o equilíbrio é atingido sem a necessidade de deslocamentos (Figura 2-29 (a) e (c)). Isso já não acontece na distribuição em harpa, pois a estabilidade ocorre apenas no subsistema $A_0BC_0D_0$, sendo os demais considerados instáveis (Figura 2-29 (b) e (d)). Dessa forma, a distribuição em harpa, embora mais simples do ponto de vista executivo, só apresenta todos os subsistemas na condição de estabilidade se pilares intermediários forem dispostos sob cada ponto de ancoragem dos estais nos vãos laterais, como ilustrado na Figura 2-28 (b).

Ressalta-se, porém, que instabilidade do sistema de cabos não significa que todo o conjunto da ponte seja instável, haja vista que tabuleiro e pilone, com suas rigidezes à flexão, são capazes de compensar tal deficiência por meio de deslocamentos. Entretanto, pontes com sistema de cabos estável, quando comparadas com as de sistema instável, apresentam vantagens no tocante à rigidez e à capacidade de carga (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

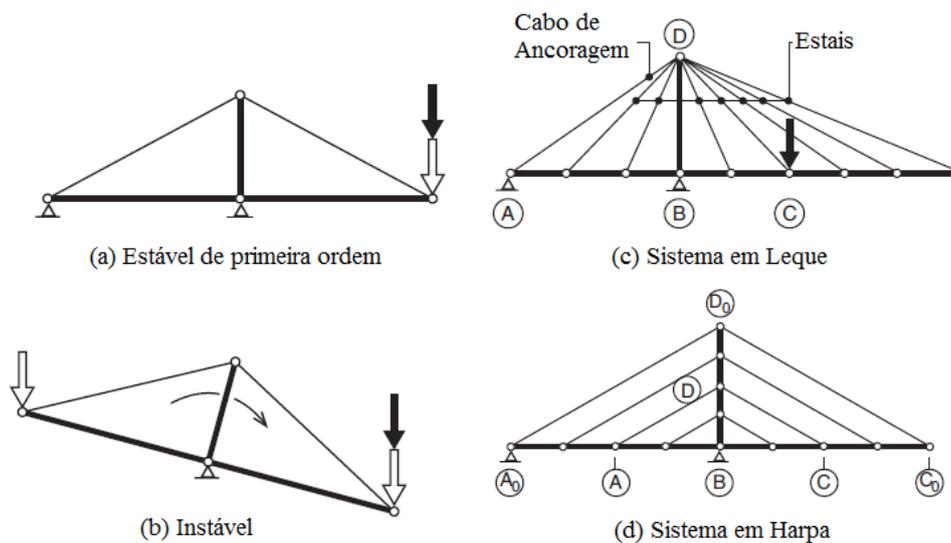


Figura 2-29 – Associação entre estabilidade e tipo de distribuição transversal (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

2.2.1.2. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL

A distribuição transversal dos estais apresenta um variado número de possibilidades de arranjos. Assim como na distribuição longitudinal, faz-se aqui necessária uma escolha que leve em conta não só a questão arquitetônica, mas também as consequências estruturais do arranjo adotado.

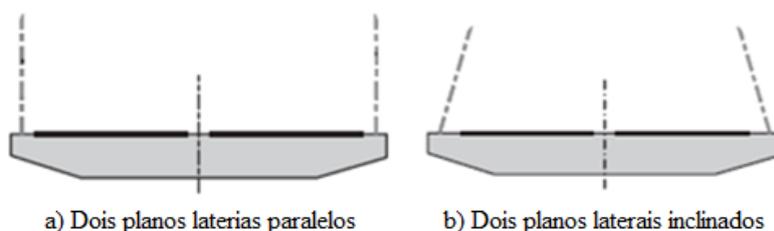
São três as formas básicas de distribuição: plano central único; dois planos laterais paralelos; dois planos laterais inclinados.

Embora tenha boa aceitação entre arquitetos, já que não apresenta cruzamento entre cabos, o sistema em plano central único (Figura 2-30) muitas vezes é preterido por projetistas por exigir elevada rigidez à torção do tabuleiro, que fica responsável por absorver as solicitações de torção provenientes de carregamentos assimétricos. WALTHER *et al.* (1999) cita vantagens do uso de plano único central de estais, tais como: redução do número de ancoragens e atenuação do efeito da fadiga pela elevada rigidez à torção do tabuleiro.

A configuração em dois planos laterais (Figura 2-31), sejam eles inclinados ou não, proporciona ao sistema uma melhor distribuição dos esforços de torção, visto que parte da solicitação é absorvida pelo tabuleiro e parte é absorvida pelos cabos via princípio do braço de alavanca.



Figura 2-30 – Sistema em plano central único (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

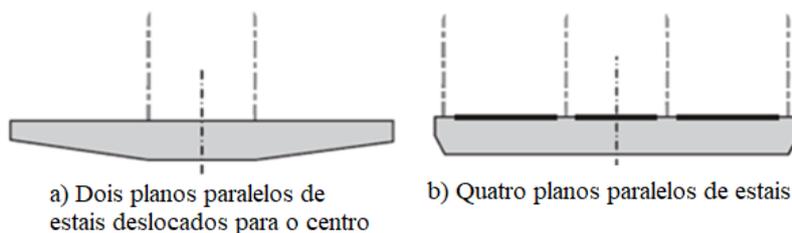


a) Dois planos laterais paralelos

b) Dois planos laterais inclinados

Figura 2-31 – Sistema com dois planos laterais (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

A distribuição em dois planos de estais faz com que o tabuleiro, quando muito largo ou sujeito a elevadas cargas de tráfego (linhas de trem, por exemplo) próximo ao seu eixo central, seja submetido a elevados momentos fletores transversais à seção. Soluções alternativas, ilustradas na Figura 2-32, mostram planos de estais que se afastam dos bordos, como também a inclusão de outros planos de estais.



a) Dois planos paralelos de estais deslocados para o centro

b) Quatro planos paralelos de estais

Figura 2-32 – Alternativas de distribuição transversal dos estais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

2.2.1.3. SISTEMAS DE ANCORAGEM

Há duas formas de ancorar as forças do sistema de cabos nos apoios extremos. Na primeira, denominada de autoancoragem, a extremidade inferior do estai é ancorada diretamente na superestrutura, de modo que a componente horizontal é transferida como força de compressão para o tabuleiro e a componente vertical é absorvida por pilares de ancoragem nos vãos laterais. Na segunda, os estais são fixados diretamente nos blocos de ancoragem, que transmitem para o solo as componentes horizontal e vertical de forças. Os projetos modernos de ponte estaiada, geralmente, empregam a autoancoragem, sendo os blocos de ancoragem mais utilizados em pontes pênséis. Ambos os sistemas são ilustrados na Figura 2-33.

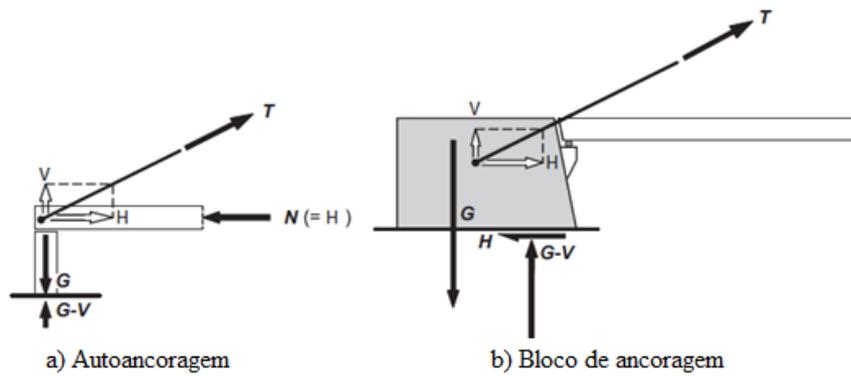


Figura 2-33 – Sistemas de ancoragem (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

O sistema de ancoragem é ponto capital no projeto de pontes estaiadas, uma vez que é responsável por transferir os esforços dos estais para a estrutura, seja na ligação estai-tabuleiro, estai-pilone ou estai-bloco de ancoragem. As duas principais formas de ancoragem são denominadas: ativa (regulável) (Figura 2-34) e passiva (fixa), ficando à cargo do projetista decidir qual a mais adequada.

A ancoragem regulável leva esse nome por permitir que os cabos sejam tensionados quantas vezes forem necessárias. Em função da utilização de macacos hidráulicos, a ancoragem regulável requer mais espaço físico livre ao seu redor. Esse tipo de ancoragem é empregado, geralmente, nos estais que se ancoram na superestrutura ou nos blocos. Já a ancoragem fixa não permite tensionamento do estai ou ajuste de comprimento, sendo normalmente utilizada como ancoragem do estai no pilone.

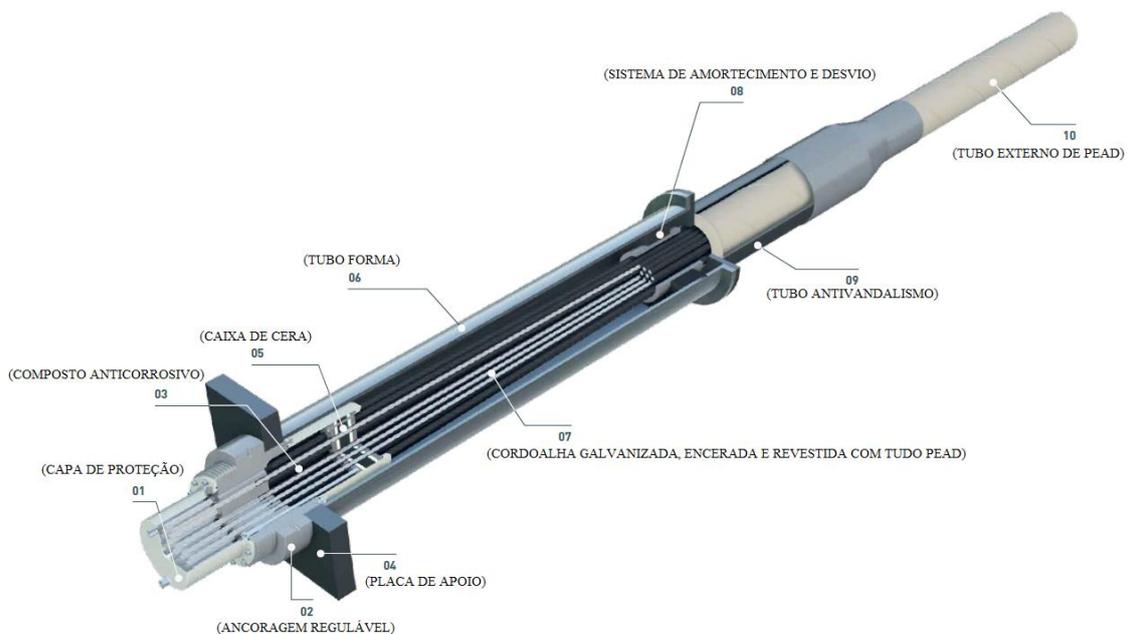


Figura 2-34 – Típica ancoragem ativa (Adaptado de TENSACCIAI).

Os principais componentes de uma ancoragem ativa são mostrados na Figura 2-34, distinguindo-se da ancoragem da passiva pela presença do elemento de ancoragem regulável. De maneira simplificada, a função de cada parte é (TOLEDO, 2014):

- Desviador: responsável pela abertura do feixe de cordoalhas antes da chegada na furação da ancoragem, garantindo que as mesmas cheguem alinhadas a esses furos;
- Amortecedor: composto por um elastômero, é responsável por centralizar o feixe de cordoalhas dentro do tubo e proteger a ancoragem de esforços transversais e de efeitos de flexão locais, além de servir também de desviador;
- Placas de apoio: tem como função transferir os esforços da ancoragem para a estrutura;
- Cunhas tripartidas: fazem a fixação das cordoalhas junto às suas respectivas furações no bloco. Nessa região, a capa de PEAD de cada monocordoalha é retirada, permitindo o contato da cordoalha nua com a cunha;
- Capa de proteção: fecha o sistema de ancoragem, protegendo contra corrosão a ponta do feixe de cordoalhas após o tensionamento. Antes da instalação da capa, essa região é preenchida com cera de petróleo.
- Tubo antivandalismo: confere proteção aos cabos, na parte em que eles se encontram mais vulneráveis (ao final do tubo forma).

Os projetistas devem prever, além da troca de cordoalhas (tantas quantas forem necessárias), sob quais circunstâncias de carregamento isso deve acontecer. Outra questão que merece atenção diz respeito à fadiga das ancoragens. O projeto estrutural não deve apresentar desvios nas regiões próximas às ancoragens, de modo a não gerar pontos com elevada concentração de tensões.

É possível fazer o monitoramento das forças atuantes nos estais, tanto durante, quanto após o tensionamento dos cabos. Algumas empresas disponibilizam dispositivos de ancoragem para cordoalhas com células de carga acopladas, porém, seu elevado custo faz com que, na maioria das obras no Brasil, seja instalado apenas um desses mecanismos por cabo, tomando-se como referência o valor dessa medição para as demais cordoalhas que o compõem.

A quantidade de cordoalhas que cada ancoragem suporta varia de acordo com o fabricante. O catálogo da empresa italiana TENSACCIAI apresenta padrões que variam

entre 2 e 169. Já o da DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL, ilustrado na Figura 2-35, apresenta números entre 4 e 127.

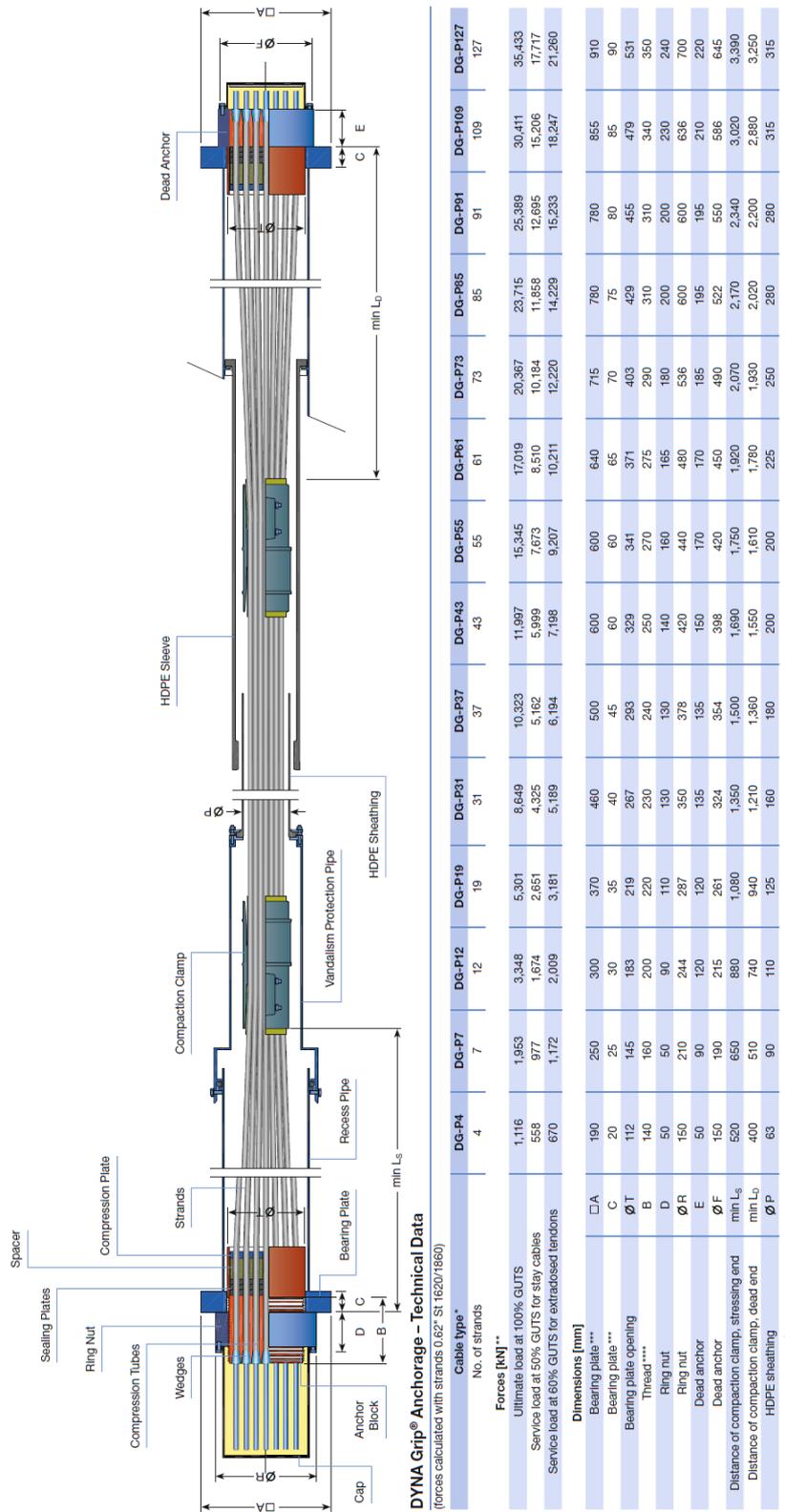


Figura 2-35 – Ancoragem ativa e passiva (Adaptado da DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL).

Utilizada como ancoragem para inflexão do cabo na torre, a ancoragem denominada de sela (*saddle*) é empregada quando se deseja que os cabos passem diretamente (de forma contínua) pelos pilones, tendo as suas extremidades ancoradas no tabuleiro, como ilustrado na Figura 2-36. Esse tipo de ancoragem é bastante utilizado quando os pilones são muito delgados, dificultando o emprego de ancoragem ativa ou passiva (já que ambas demandam regiões robustas por representarem zonas de concentração de tensão). Segundo a empresa TENSACCIAI, esse tipo de ancoragem deve ser melhor estudado e aperfeiçoado. Hoje, cada cabo é desviado individualmente em um furo específico, o que confere durabilidade e proteção contra corrosão, além da possibilidade da substituição individual das cordoalhas e garantia de resistência à fadiga idêntica à de uma ancoragem padrão.

No Brasil, esse tipo de ancoragem foi utilizado na construção do Viaduto Padre Adelino, em São Paulo. A empresa BIT Engenharia, responsável pelo projeto, empregando o sistema de ancoragem tipo sela, garantiu o uso de um mastro de apenas 43 m de altura, que corresponde a uma redução de cerca de 75% da altura de um pilone comumente utilizado nas soluções estaiadas convencionais.

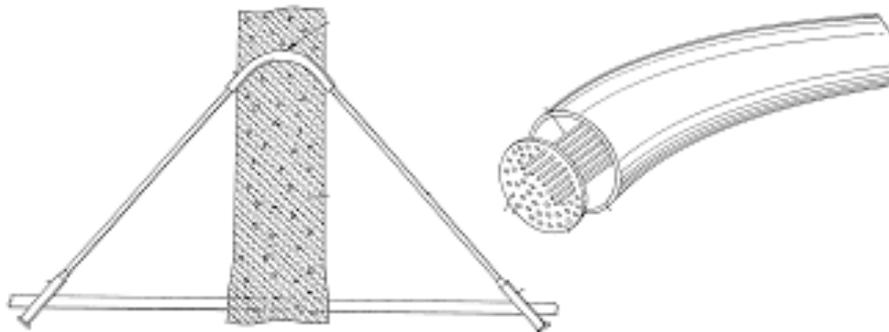


Figura 2-36 – Esquema básico de uma ancoragem do tipo *saddle* (Adaptado de <http://www.google.ch/patents/US7003835>).

Outros tipos de ancoragem, menos usuais, encontram-se disponíveis nos catálogos da TENSACCIAI e da DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL.

2.2.2. PILONE

Os pilones, também denominados mastros ou torres, são responsáveis por transmitir às fundações as cargas provenientes do sistema de estaiamento. Constituídos normalmente por seções celulares e solicitados fundamentalmente à compressão (eventualmente ocorre flexão da seção transversal), os pilones, em sua maioria, são executados em concreto. Isso decorre do fato desse material apresentar melhor desempenho frente às solicitações de natureza axial. SVENSSON (2012) alerta para a possibilidade de pilones mais leves em aço, caso condições extremamente desfavoráveis de fundação demandem torres muito altas.

GIMSING e GEORGAKIS (2012) apresentam, como ilustrado na Figura 2-37, a relação entre a altura do mastro (h_{pl}) e a razão entre o seu peso total (Q_{pl}) e a força vertical atuante no seu topo (N_{pt}). Cada curva corresponde a uma razão f_{pl} / γ_{pl} (em metros), onde f_{pl} representa a tensão normal resistente à compressão da seção transversal do pilone e γ_{pl} determina o peso específico do material da torre.

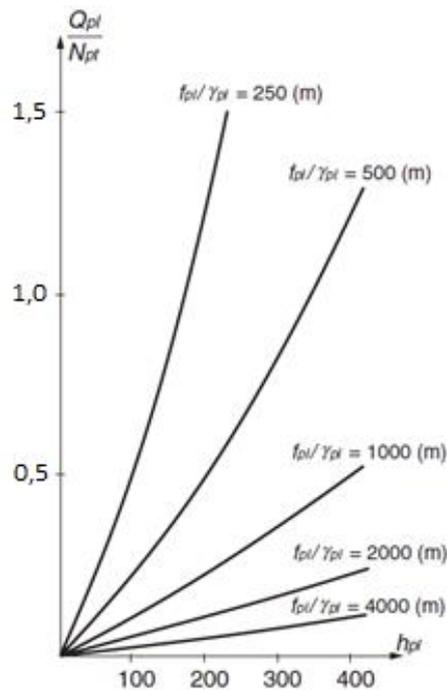


Figura 2-37 – Relação entre o peso relativo Q_{pl} / N_{pt} e a altura (h_{pl}) do pilone (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Com base na Figura 2-37, o autor constatou que pilões de aço apresentam a razão f_{pl} / γ_{pl} na faixa entre 1000 m e 2000 m, ou seja, ainda que se trate de um mastro com grande altura, seu peso é muito menor que a força vertical em seu topo. Já para pilões

de concreto, a razão f_{pl} / γ_{pl} fica entre 250m e 500m, tal que o crescimento do peso da torre com o aumento da altura se torna muito mais acentuado.

A forma geométrica dos pilones varia de acordo com a necessidade do projetista. Os formatos que se destacam ao longo do desenvolvimento histórico encontram-se ilustrados na Figura 2-38 e na Figura 2-39.

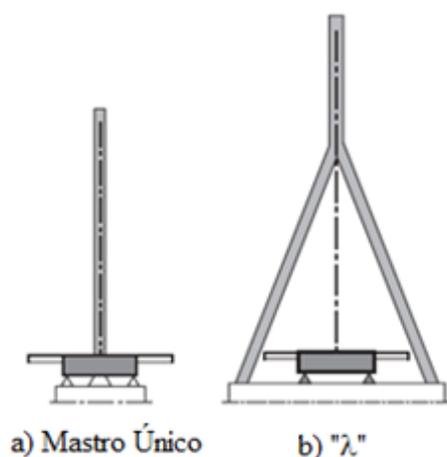


Figura 2-38 – Tipos de pilões empregados em estaiamento com plano central único (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

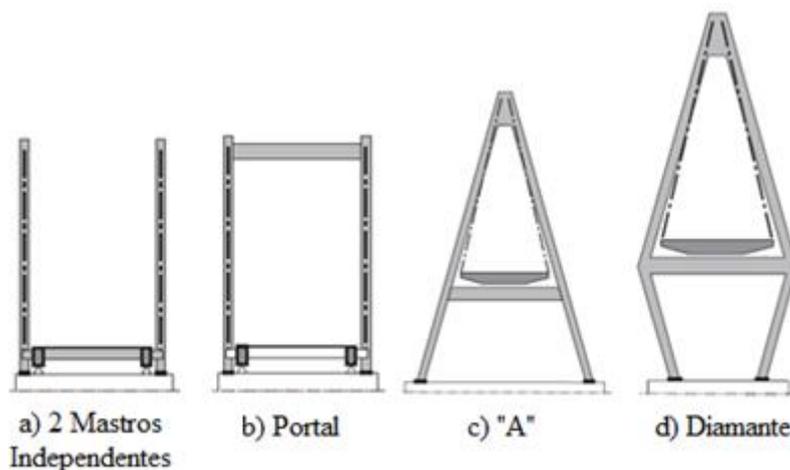


Figura 2-39 – Tipos de pilões empregados em estaiamento com dois planos laterais (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

2.2.3. TABULEIRO (VIGA DE RIGIDEZ)

A superestrutura de uma ponte estaiada, designada por tabuleiro ou viga de rigidez, é responsável, juntamente com o sistema de cabos, por transferir as cargas aplicadas sobre ela para os pilares. Além disso, a viga de rigidez deve suportar a componente horizontal do sistema de estais e, no caso de estais em plano central único, deve ser capaz de resistir aos elevados esforços de torção.

Nas vigas de concreto, a compressão axial imposta pela componente horizontal dos cabos pode ser benéfica, já que ajuda a atenuar as tensões de tração provenientes dos momentos fletores. Por outro lado, em vigas de aço, elevados esforços axiais podem representar adição significativa de enrijecedores para combater a flambagem.

A rigidez à flexão do tabuleiro, na direção vertical, deve ser capaz de transportar a carga aplicada entre dois pontos de ancoragem dos cabos, de auxiliar o sistema de cabos na transferência das cargas de forma global e de distribuir as forças concentradas.

Já a rigidez à flexão na direção transversal do tabuleiro é solicitada quando a estrutura é submetida à ação de vento ou terremoto, por exemplo. Tais ações induzem a momentos fletores em torno do eixo vertical. Segundo GIMSING e GEORGAKIS (2012), em geral, para transmissão de forças laterais é aconselhável que o tabuleiro seja contínuo, de modo que o momento fletor no vão principal possa ser minimizado com a distribuição do mesmo entre os vãos laterais e os pilones, como ilustrado na Figura 2-40 (c).

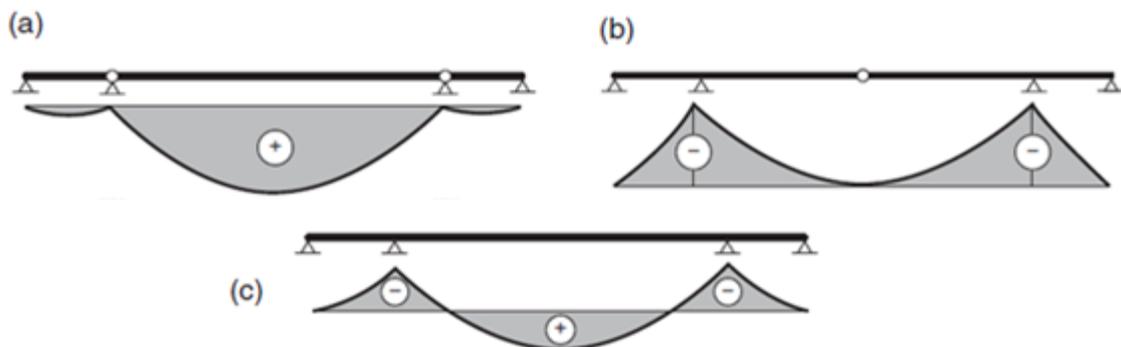


Figura 2-40 – Diferentes sistemas estruturais do tabuleiro frente às cargas laterais (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

A Figura 2-41 ilustra a transmissão da força excêntrica “P” em diferentes sistemas de distribuição transversal dos cabos e rigidez à torção do tabuleiro.

Com relação à rigidez à torção, GIMSING e GEORGAKIS (2012) destacam a importância do tabuleiro nos sistemas de distribuição de estais com plano central único. Nesta configuração, a viga de rigidez é responsável por absorver todas as solicitações de torção provenientes dos carregamentos assimétricos (Figura 2-41 (a)).

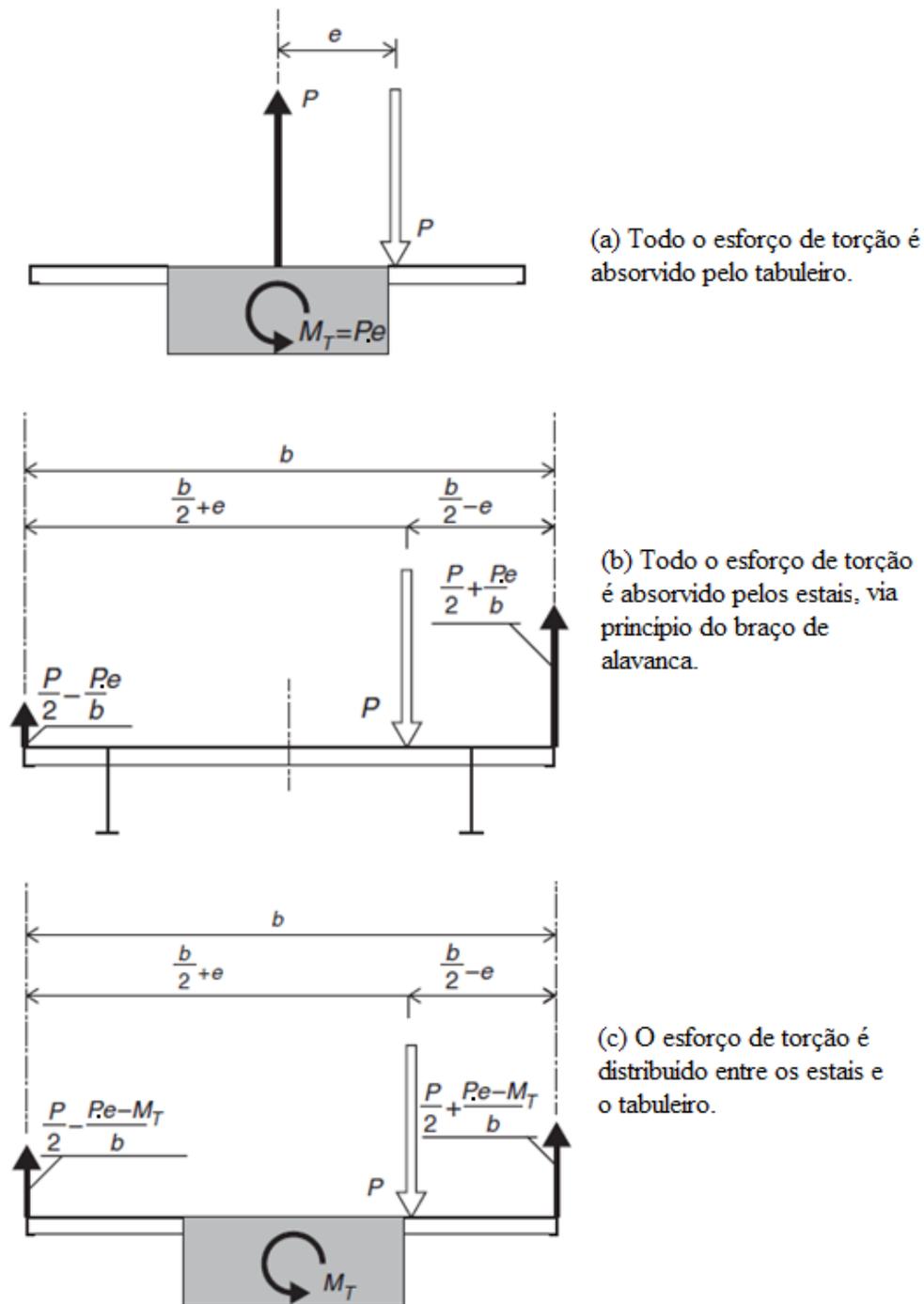


Figura 2-41 – Absorção da carga excêntrica (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Com relação ao material, os tabuleiros podem ser em concreto, em aço ou mistos (vigas metálicas e laje em concreto). De acordo com SVENSSON (2012), lajes ortotrópicas podem custar até quatro vezes mais que uma laje em concreto com 25 cm de espessura, como mostrado na Figura 2-42. Nota-se que, para vãos de até 400 m, a superestrutura em concreto se mostra mais econômica, e entre 400 m e 1000 m, o tabuleiro misto torna-se mais vantajoso.

A Figura 2-42 ilustra o custo da viga de rigidez por m^2 de tabuleiro em função do comprimento do vão e de seu material constituinte.

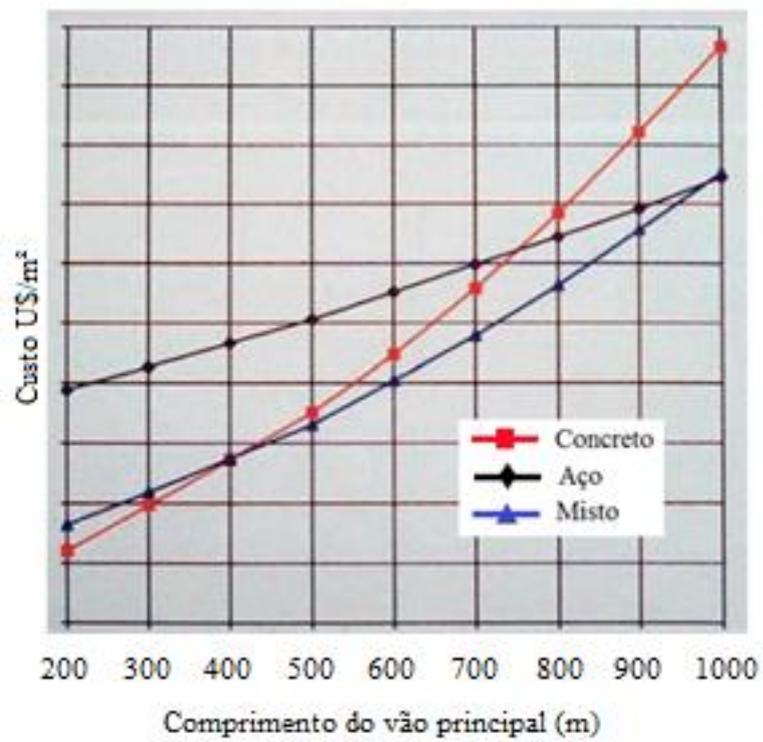


Figura 2-42 – Custo da viga de rigidez (Adaptado de SVENSSON, 2012).

3. EFEITOS REOLÓGICOS

Esse capítulo apresenta os conceitos fundamentais do fenômeno da reologia em estruturas de concreto. São apresentadas as equações de deformação que governam a fluência e a retração do concreto, bem como a relaxação do aço segundo as prescrições do Código Modelo FIB (2010).

3.1. REOLOGIA DO CONCRETO

A palavra reologia, derivada do vocabulário grego, é o ramo da ciência que estuda a deformação e o fluxo de matéria.

Os efeitos reológicos podem atuar tanto na redistribuição dos esforços quanto na amplificação das deformações e deslocamentos da estrutura, fazendo com que elementos submetidos a carregamentos de longa duração apresentem, além da deformação elástica inicial (também designada imediata ou instantânea), uma outra parcela de deformações, sendo essa dependente do tempo e conhecida como deformação lenta, conforme ilustrado na Figura 3-1.

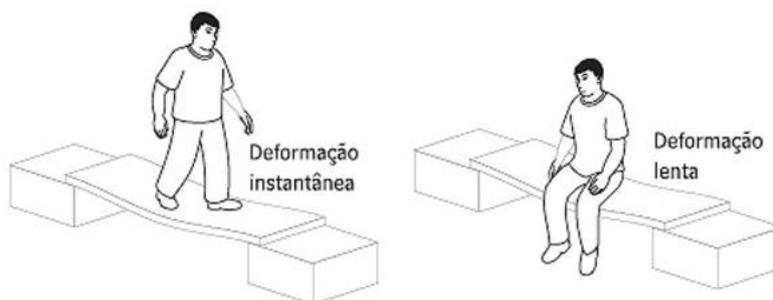


Figura 3-1 – Deformação instantânea x lenta (KUPERMAN, 2007).

Em estruturas de concreto (armado ou protendido), onde a reologia é intrínseca aos materiais, a deformação total no instante t é dada por quatro parcelas: imediata, por fluência, por retração e por variação de temperatura. Ainda que não seja totalmente correto, GILBERT e RANZI (2011) destacam que, para efeito de simplificação, as parcelas podem ser consideradas independentes, sendo calculadas separadamente e somadas, de forma a se obter a deformação total.

Para um elemento de concreto, uniaxialmente carregado com uma tensão constante $\sigma_c(t_0)$ no instante t_0 , a deformação total é dada por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.1)$$

onde:

$\varepsilon_c(t)$ é a deformação final total no tempo t ;

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ é a deformação inicial elástica (imediate) no instante t_0 de carregamento;

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ é a deformação por fluência no tempo $t > t_0$;

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ é a deformação por retração;

$\varepsilon_{cT}(t)$ é a deformação por variação de temperatura.

Na Eq. (3.1), t indica a idade do concreto no momento de análise, t_0 a idade no instante em que a carga é aplicada e t_s a idade no início da secagem da água existente no interior da estrutura e que não reagiu com o cimento, isto é, no início da retração.

O FIB (2010) apresenta um agrupamento das parcelas da deformação total baseando-se na dependência parcial do carregamento atuante, tal como descrito na Eq. (3.2). Nela, a componente imediata $\varepsilon_{ci}(t_0)$ e a componente por fluência $\varepsilon_{cc}(t_0)$ são admitidas dependentes por de estarem associadas ao estado de tensões do concreto, ao contrário das parcelas de retração $\varepsilon_{cs}(t_0)$ e variação de temperatura $\varepsilon_{cT}(t_0)$, assumidas independentes. Assim, tem-se:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) + \varepsilon_{cn}(t, t_s) \quad (3.2)$$

onde:

$\varepsilon_{c\sigma}(t)$ é a deformação dependente do carregamento, dada por $\varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$;

$\varepsilon_{cn}(t)$ é a deformação independente do carregamento, dada por $\varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{cT}(t)$.

A Figura 3-2 ilustra as curvas deformação versus tempo e tensão versus tempo de um elemento estrutural submetido à tensão uniforme e temperatura constante. Nota-se, nessas figuras, a influência de cada uma das parcelas de deformação na deformação total.

O tempo t se inicia quando da concretagem da peça. A diferenciação entre t_0 e t_s se dá porque é comum que o processo de retração se inicie anteriormente ao carregamento da estrutura, ou seja, antecipadamente ao início da fluência, como ilustrado na Figura 3-2.

GILBERT e RANZI (2011) descrevem que, quando somadas, fluência e retração podem levar a deformações finais da ordem de cinco vezes a deformação elástica imediata, o que ratifica a importância de se considerar tais efeitos no projeto de pontes estaiadas.

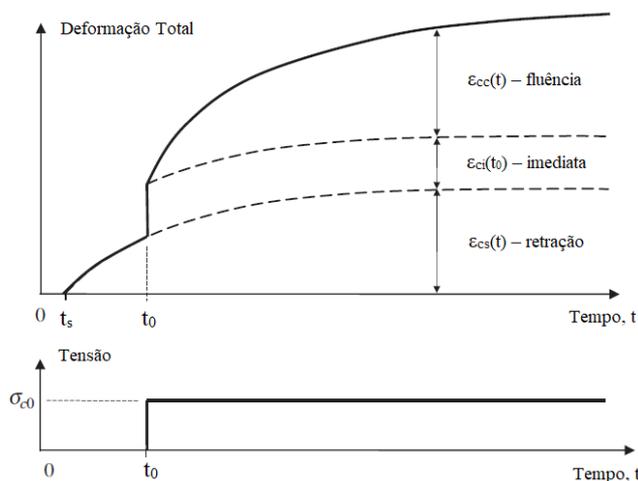


Figura 3-2 – Parcelas da deformação do concreto sob carregamento constante (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).

Para uma análise rigorosa, é fundamental o conhecimento das seguintes informações: idade do elemento de concreto; características tecnológicas (tipo de cimento, fator água-cimento e dimensão do agregado); umidade relativa do ar; temperatura do ambiente e instante de aplicação e magnitude das cargas atuantes.

Outro efeito reológico, comum às estruturas protendidas, é a relaxação. De caráter semelhante à deformação lenta, a relaxação, muitas vezes, se confunde com a fluência.

De acordo com SCHULZ (1993), fluência pura é a resposta de um material submetido a uma tensão permanente, enquanto relaxação pura é a resposta a uma deformação imposta mantida constante. Mesmo tecnicamente diferentes, com o auxílio do princípio da superposição (tratado no item 3.3.1.3), fluência e relaxação podem ser vistas como dois aspectos do mesmo fenômeno.

Alternativamente, pode-se entender a relaxação como a resposta de como deve variar no tempo a tensão aplicada em um processo de fluência sob tensão variável a fim de que a deformação permaneça constante e igual a um valor inicial.

A Figura 3-3 ilustra os efeitos da fluência pura e da relaxação pura.

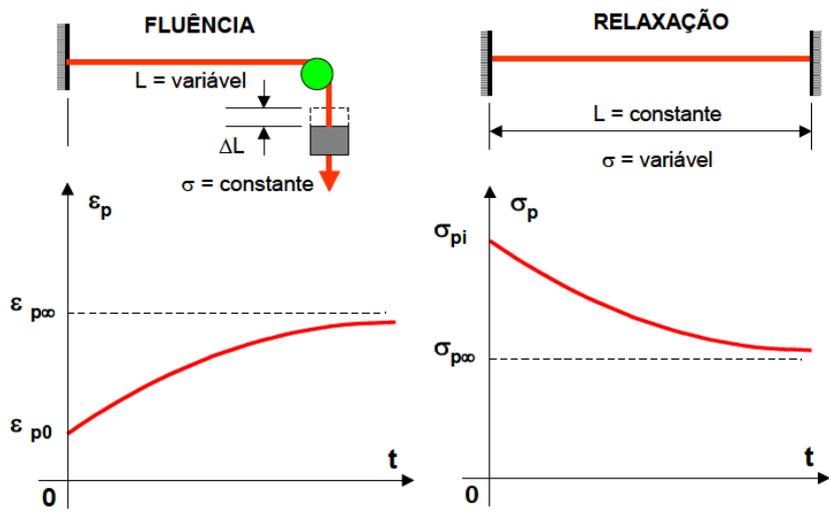


Figura 3-3 – Representação dos efeitos da fluência e da relaxação (HANAI, 2005).

Ainda segundo SCHULZ (1993), estruturas homogêneas com fluência linear e sem alteração das condições de contorno ao longo de sua história, satisfazem as condições necessárias ao primeiro e segundo teorema de correspondência.

O primeiro teorema define que os esforços internos oriundos das cargas não são modificados pela fluência, ao contrário das deformações e deslocamentos, que se amplificam. Assim, uma estrutura hiperestática submetida apenas a carregamentos pode ter seus esforços solicitantes calculados como se fosse elástica e linear.

A Figura 3-4 ilustra a ação da fluência em um pórtico submetido apenas ao seu peso próprio e que representa o primeiro teorema de correspondência.

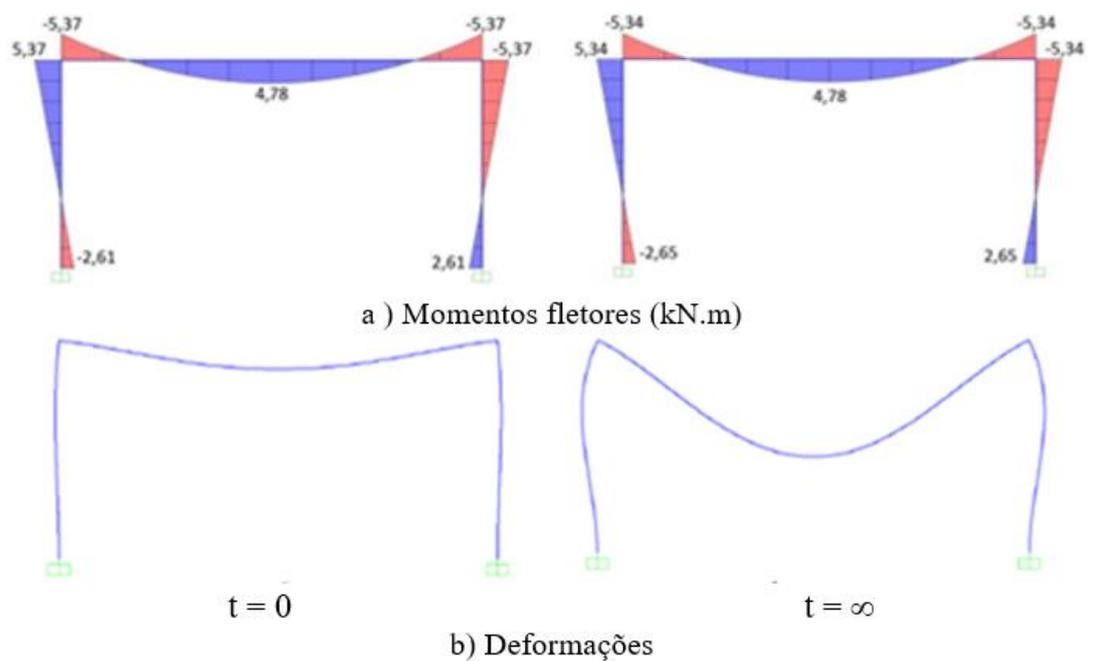


Figura 3-4 – Aplicação do primeiro teorema de correspondência (ALMEIDA, 2017).

O segundo teorema prevê que deformações e deslocamentos oriundos de deformações impostas não são alterados pela relaxação, entretanto, esforços internos e reações decrescem segundo essas leis. Dessa forma, em estruturas hiperestáticas submetidas somente a deslocamentos impostos nos apoios, a deformada não sofre alteração ao longo do tempo.

A Figura 3-5 ilustra a ação da relaxação em um pórtico submetido a um deslocamento horizontal em um dos apoios e que representa o segundo teorema de correspondência.

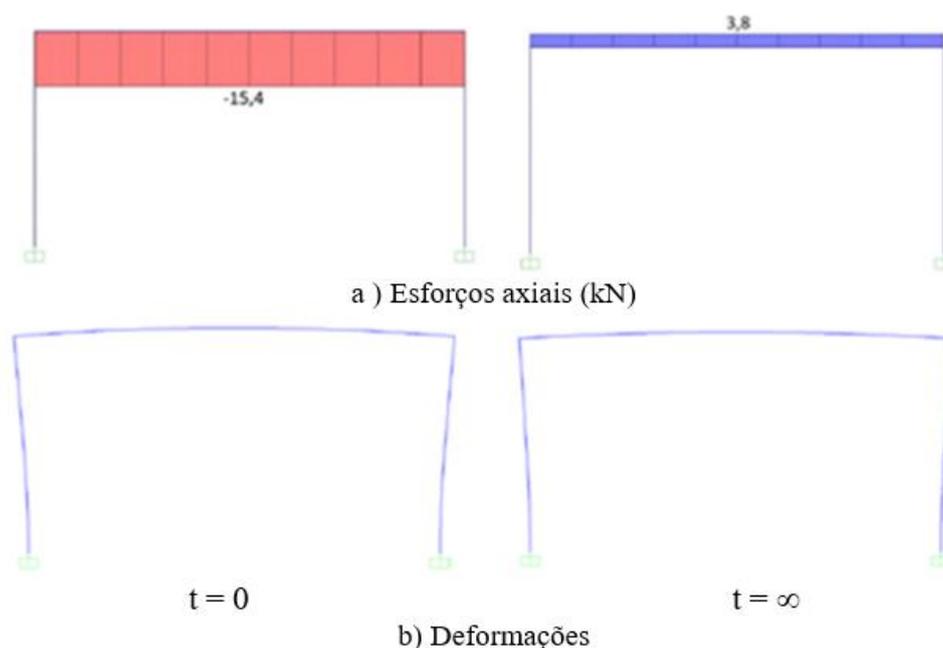


Figura 3-5 – Aplicação do segundo teorema de correspondência (ALMEIDA, 2017).

Nos estais das pontes estaiadas, suas forças se mantêm dentro de certos limites, não configurando propriamente variações graduais de tensão, como prevê a definição de relaxação. Assim, pode-se afirmar que a relaxação do aço nos estais equivale à fluência do concreto em termos de efeito reológico, porém com intensidade substancialmente menor. Nessas pontes, por conseguinte, designa-se convenientemente tal fenômeno como fluência dos estais, e não exatamente relaxação.

A NBR 6118 (2014) apresenta (em seu Anexo A) prescrições de caráter informativo sobre o efeito da retração e da fluência no concreto estrutural. As considerações de retração e de fluência da atual norma são baseadas no CEB-FIP (1978). As recomendações normativas mais modernas encontram-se preconizadas no FIB (2010) e, por esse motivo, são aqui apresentadas e servem de subsídios para a análise reológica desenvolvida nesse trabalho.

3.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

De acordo com o FIB (2010), o módulo de elasticidade do concreto em idades diferentes de 28 dias pode ser estimado por:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad (3.3)$$

sendo:

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \quad (3.4)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (3.5)$$

onde:

$E_{ci}(t)$ é o módulo de elasticidade tangente, na idade t (em dias), em MPa;

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente aos 28 dias, em MPa;

$\beta_E(t)$ é o coeficiente dependente da idade t (em dias) do concreto;

$\beta_{cc}(t)$ é a função que descreve o desenvolvimento da resistência do concreto com o tempo;

t é a idade do concreto, em dias, ajustada em função da temperatura durante a cura, de acordo com a Eq. (3.22);

s é o coeficiente dependente do tipo de cimento e da classe de resistência à compressão do cimento;

O coeficiente s é dado na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Coeficiente s (Adaptado de FIB, 2010).

| f_{cm} [MPa] | Classe de Resistência do Cimento | s |
|----------------|----------------------------------|------|
| ≤ 60 | 32.5 N | 0,38 |
| | 32.5 R, 42.5 N | 0,25 |
| | 42.5 R, 52.5 N, 52.5 R | 0,20 |
| > 60 | Todas as Classes | 0,20 |

3.3. FLUÊNCIA DO CONCRETO

MEHTA e MONTEIRO (2006) definem a fluência como o fenômeno no qual ocorre um aumento gradual da deformação de um elemento de concreto, quando este está submetido a um estado de tensões constante ao longo do tempo. A taxa de aumento da deformação é alta nos períodos imediatamente subsequentes à aplicação da carga, diminuindo consideravelmente com o passar do tempo. Segundo esses autores, 50% do efeito total acontece nos dois ou três primeiros meses, e 90% em até dois ou três anos, contados a partir do momento em que a carga é aplicada. Isso explica a importância, muitas vezes negligenciada, de se considerar esse efeito na análise das fases construtivas.

São variados os fatores capazes de influenciar a magnitude e a taxa de desenvolvimento da fluência. Em geral, eles estão associados às propriedades do concreto, às condições ambientais e às condições de carga. Normalmente, para misturas iguais de concreto e mesmo tipo de agregado, a fluência é proporcional à tensão aplicada (cresce, a uma taxa decrescente, com o aumento do carregamento) e inversamente proporcional à resistência do concreto na época da aplicação da carga (decrece com o aumento de resistência). De acordo com KUPERMAN (2007), inúmeros resultados experimentais deixam claro que, para tensões atuantes de até 40% da resistente, existe uma relação linear entre a fluência e a razão tensão aplicada-resistente (do mesmo modo que a prescrição do FIB (2010)), exceto para concretos carregados com pouquíssima idade: um a três dias. O autor também relata que, para razões superiores a 0,40, o concreto passa a ter intensa microfissuração interna, fazendo com que o comportamento da fluência se altere significativamente, como mostrado na Figura 3-6.

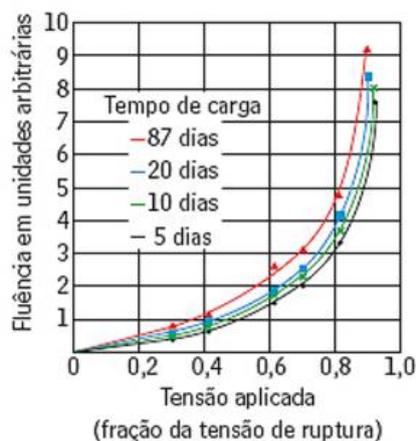
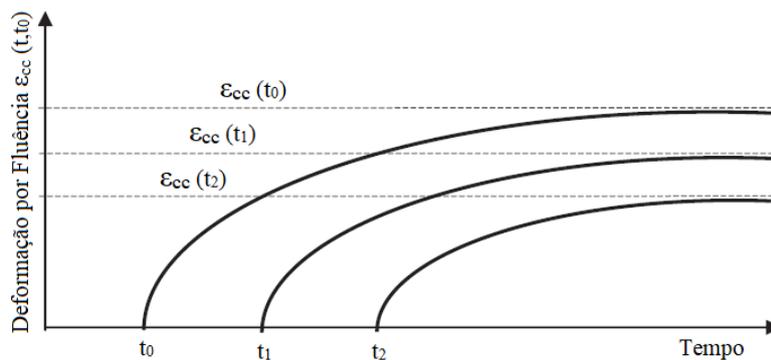
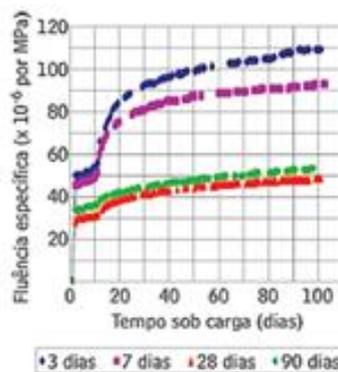


Figura 3-6 – Relação entre a fluência e a razão tensão aplicada-resistente (KUPERMAN, 2007).

Quando se leva em conta o histórico de carregamento, a fluência é basicamente influenciada pela magnitude e pela duração da carga, bem como pela idade do concreto quando esta carga é aplicada pela primeira vez (Figura 3-7). KUPERMAN (2007) relata que, com base em experimentos realizados pelo laboratório de Furnas, a diferença entre os valores da deformação por fluência em concretos carregados com 3 e 28 dias pode chegar a 80%. Os resultados da pesquisa também comprovaram que, em caso de concretos carregados com pelo menos 28 dias de idade, os valores de fluência não são significativamente alterados quando comparados aos dos concretos carregados aos 90, 180 ou 365 dias de idade, por exemplo.



a) Teórico (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).



b) Experimental (KUPERMAN, 2007).

Figura 3-7 – Fluência em concretos carregados com diferentes idades.

Com relação à mistura que forma o compósito, aspectos como a resistência do agregado, o fator água-cimento e a umidade relativa do ar são capazes de minimizar ou majorar a intensidade do fenômeno (Figura 3-8).

Quanto às condições ambientais, nota-se que umidades relativas mais altas e temperaturas mais baixas proporcionam redução do efeito da fluência. GILBERT e RANZI (2011) citam que, em elementos sujeitos a temperaturas de 40°C, a fluência chega

a ser 25% maior do que naqueles submetidos a temperaturas na faixa de 20°C. Além disso, peças de concreto com elevada razão entre área (superfície) e volume, tal como lajes, tornam-se mais vulneráveis, pois apresentam grande área exposta à secagem e, portanto, suscetível à perda de água para o ambiente.

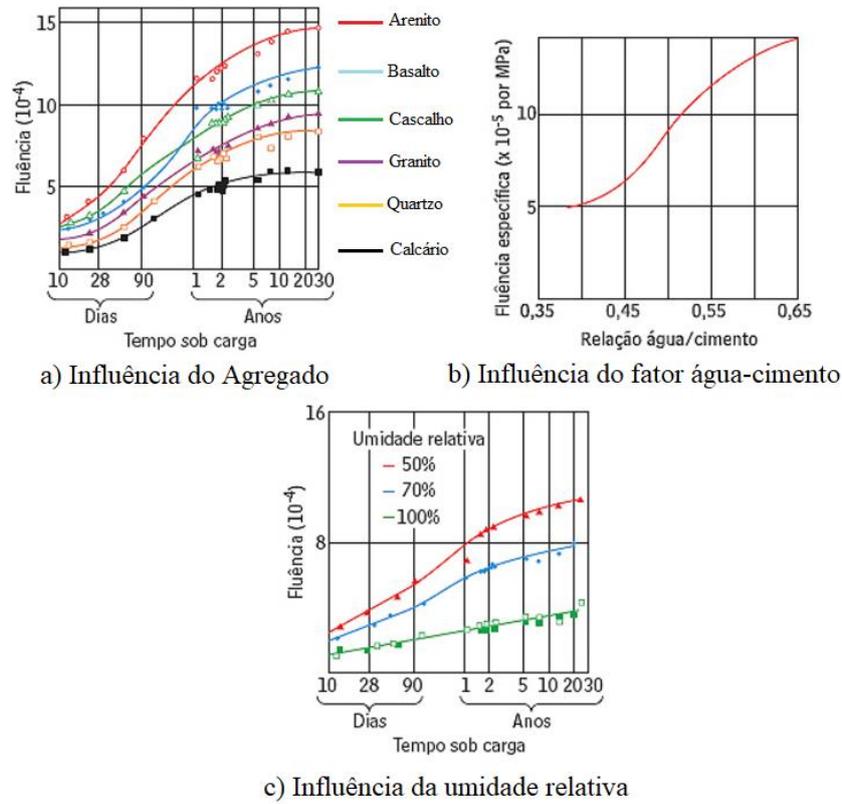


Figura 3-8 – Fatores que influenciam a fluência (Adaptado de KUPERMAN, 2007).

A fluência pode ser subdividida em componentes que, somados, retratam esse efeito de forma completa, tal como ilustrado na Figura 3-9.

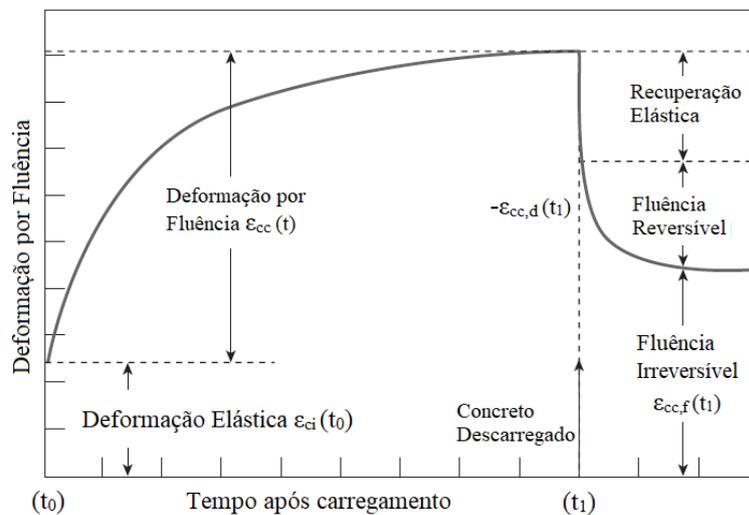


Figura 3-9 – Componentes da deformação por fluência para um concreto carregado e posteriormente descarregado (Adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2006).

Da Figura 3-9, tem-se:

- $\varepsilon_{cc,d}(t)$ é a parte reversível da deformação por fluência, a que a literatura se refere, geralmente, como *delayed elastic strain*. Essa “elasticidade atrasada” é causada, segundo GILBERT e RANZI (2011), por “agregados elásticos” agindo na pasta de cimento, depois que a tensão aplicada é removida. Em elementos descarregados após um longo período sob ação da carga, a parte reversível da fluência fica na ordem de 40% a 50% da deformação elástica inicial, o que representa em torno de 10% a 20% da deformação total por fluência;
- $\varepsilon_{cc,f}(t)$ é a parte irreversível e majoritária da deformação, subdividida geralmente em duas partes: uma denominada *rapid initial flow*, $\varepsilon_{cc,fi}(t)$, que ocorre nas primeiras 24 horas após a aplicação da carga, e outra que se desenvolve gradualmente com o passar do tempo. A parcela inicial, $\varepsilon_{cc,fi}(t)$, é altamente dependente da idade do concreto e do seu grau de hidratação, de tal modo que, quanto mais cedo a estrutura entra em carga, maior será essa parcela. A idade do concreto é representada pelo tempo (em dias), desde o início da sua cura. A segunda parcela, dependente da umidade relativa do ar e que ocorre após o primeiro dia sob carregamento, é decomposta em duas partes: fluência básica (*basic*) e fluência por secagem (*drying*). A fluência básica, $\varepsilon_{cc,fb}(t)$, ocorre quando o elemento está em equilíbrio hídrico com o ambiente, sendo dependente de fatores como: composição (tipo, tamanho e quantidade de agregado, resistência do concreto etc.) e idade do concreto no instante em que o elemento entra em carga. Por outro lado, a fluência por secagem, $\varepsilon_{cc,fd}(t)$, desenvolve-se quando o concreto perde água para o ambiente externo, sendo dependente de propriedades da mistura como, por exemplo, fator água-cimento e geometria da peça.

GILBERT e RANZI (2011) destacam o fato de a subdivisão da parcela irreversível $\varepsilon_{cc,f}(t)$ não ser muito usual, mantendo-se nas investigações do campo teórico. Entretanto, separar em parcela reversível e irreversível os componentes da fluência torna-se apropriado e necessário, caso a estrutura esteja submetida a um histórico de tensões variando no tempo. Sendo assim, conhecer a maneira com que as tensões variam mostra-se fundamental para desmembrar a fluência em parcelas.

3.3.1. CÁLCULO DA FLUÊNCIA PELO FIB 2010

De acordo com o código modelo FIB (2010), desde que o campo de tensões atuantes respeite o limite $|\sigma_c| \leq 0,4 f_{cm}(t_0)$, a relação entre fluência e tensão pode ser admitida como linear. Para tensões mais elevadas, na faixa de $0,4 f_{cm}(t_0) \leq |\sigma_c| \leq 0,6 f_{cm}(t_0)$, a não linearidade da fluência deve ser levada em consideração.

3.3.1.1. EQUAÇÃO BÁSICA

A equação fundamental para determinação da deformação total de fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.6)$$

onde:

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ é a deformação total por fluência;

$\sigma_c(t_0)$ é a tensão constante aplicada no instante t_0 , em MPa;

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência;

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente aos 28 dias, em MPa;

t é a idade do concreto no instante t , em dias;

t_0 é a idade do concreto no momento em que o carregamento é aplicado, em dias, e ajustada de acordo com as Eq. (3.21) e (3.22).

A parcela da deformação total dependente do carregamento, $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$, é obtida por:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \quad (3.7)$$

onde:

$E_{ci}(t_0)$ é o módulo de elasticidade tangente no instante t_0 de aplicação do carregamento, em MPa;

$J(t, t_0)$ é a função de fluência, que representa a deformação total dependente do carregamento por unidade de tensão.

A Figura 3-10 ilustra as curvas coeficiente de fluência versus tempo e função de fluência versus tempo sob tensão constante aplicada no tempo t_0 .

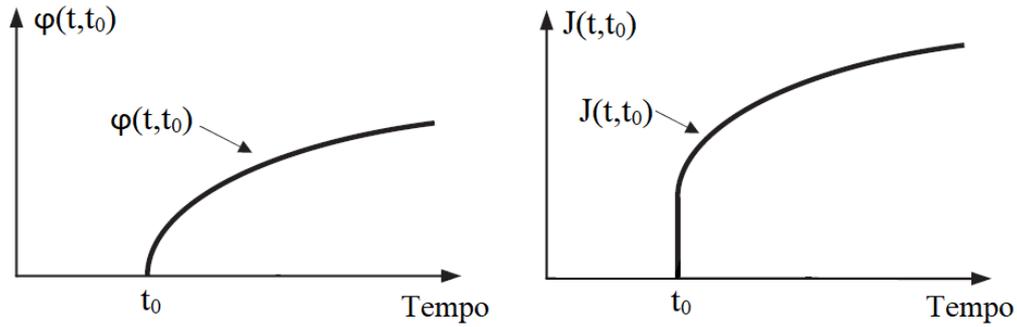


Figura 3-10 – Curvas coeficiente de fluência e função de fluência sob tensão constante aplicada em t_0 (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).

3.3.1.2. COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

Para tensões em serviço $|\sigma_c| \leq 0,4 f_{cm}(t_0)$, pode-se admitir a linearidade entre tensão e fluência, tal que o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ pode ser obtido por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (3.8)$$

onde:

$\varphi_{bc}(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência básica;

$\varphi_{dc}(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência por secagem.

Para níveis de tensão atuante entre $0,4 f_{cm}(t_0)$ e $0,6 f_{cm}(t_0)$, deve-se considerar o coeficiente de fluência não linear, $\varphi_\sigma(t, t_0)$, dado por:

$$\varphi_\sigma(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \exp[1,5 \cdot (k_\sigma - 0,4)] \quad (3.9)$$

onde:

k_σ é a razão entre tensão atuante e resistente, dada por $|\sigma_c|/f_{cm}(t_0)$.

O cálculo do coeficiente de fluência básica, $\varphi_{bc}(t, t_0)$, é feito por:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (3.10)$$

com:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (3.11)$$

onde:

f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto aos 28 dias, em MPa.

A função de desenvolvimento da fluência básica com o tempo é descrita por:

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] \quad (3.12)$$

onde:

$t_{0,adj}$ é a idade do concreto, em dias, no instante em que o carregamento é aplicado, ajustada de acordo com o tipo de cimento e temperatura de cura (pelas Eq. (3.21) e (3.22)).

O cálculo do coeficiente de fluência por secagem, $\varphi_{dc}(t, t_0)$, é feito por:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (3.13)$$

sendo:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (3.14)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (3.15)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (3.16)$$

A função de desenvolvimento da fluência por secagem com o tempo é descrita por:

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (3.17)$$

com:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (3.18)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad (3.19)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (3.20)$$

onde:

RH é a umidade relativa do ar, em %;

h é a espessura fictícia da peça, dado por $2A_c/u$, em mm;

A_c é a área da seção transversal, em mm²;

u é o perímetro da peça em contato com a atmosfera, em mm;

O ajuste da idade do concreto no instante em que o carregamento é aplicado, em função do tipo de cimento e da temperatura de cura, é feito a partir das seguintes equações:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \text{ dias} \quad (3.21)$$

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (3.22)$$

onde:

$t_{0,T}$ é a idade do concreto no instante do carregamento, em dias, ajustada, de acordo com a Eq. (3.22), em função da temperatura de cura;

α é o coeficiente dependente do tipo de cimento, tal que:

$\alpha = -1$, para classe de resistência 32,5 N;

$\alpha = 0$, para classe de resistência 32,5 R e 42,5 N;

$\alpha = 1$, para classe de resistência 42,5 R, 52,5 N e 52,5 R.

Δt_i é o número de dias em que prevalece a temperatura T ;

$T(\Delta t_i)$ é a temperatura média durante o período Δt_i , em °C.

3.3.1.3. PRINCÍPIO DE SUPERPOSIÇÃO

SCHULZ (1993) expõe que, pelo princípio da superposição de Boltzmann, é possível determinar a resposta do concreto quando o mesmo é submetido a um carregamento variável com o tempo, quer seja tensão ou deformação imposta. Dessa forma, cada variação (finita ou infinitesimal) do carregamento tem como consequência um processo de superposição das deformações causadas ao longo do tempo pelos incrementos de tensão anteriormente dados, tal como exemplificado na Figura 3-11. Segundo esse princípio, o concreto mantém a memória de todos os incrementos de tensão que já ocorreram no passado.

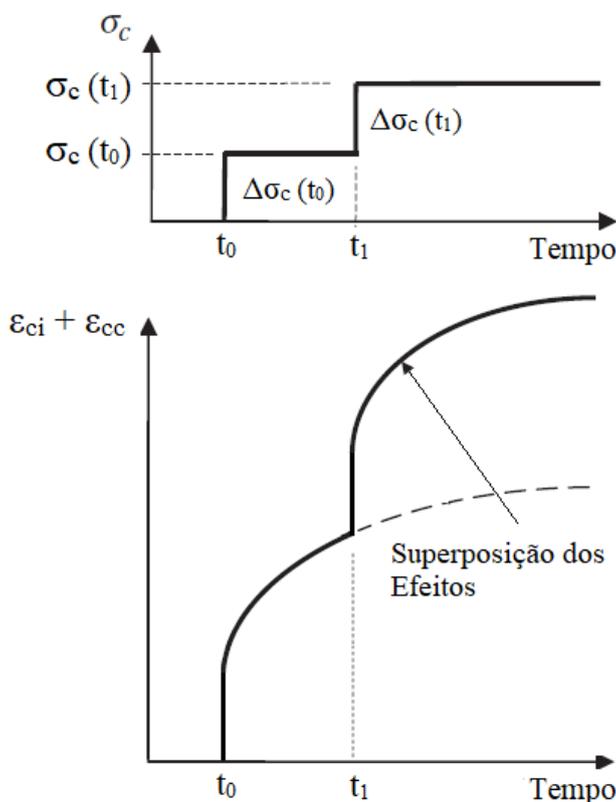


Figura 3-11 – Superposição de efeitos (elástica e por fluência) (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).

A Eq. (3.23) descreve matematicamente a superposição dos efeitos, tal que:

$$\varepsilon_{ci}(t_o) + \varepsilon_{cc}(t, t_o) = \Delta\sigma_c(t_o) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_o)} + \frac{\varphi(t, t_o)}{E_{ci}} \right] + \Delta\sigma_c(t_1) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_1)} + \frac{\varphi(t, t_1)}{E_{ci}} \right] \quad (3.23)$$

Reescrevendo a Eq. (3.23) com “n” passos no tempo, chega-se a:

$$\varepsilon_{ci}(t_o) + \varepsilon_{cc}(t, t_o) = \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_c(t_i) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_{ci}} \right] \quad (3.24)$$

Considerando a curva tensão *versus* tempo ilustrada na Figura 3-12, tem-se uma tensão inicial $\sigma_c(t_o)$ seguida de uma variação gradual de tensão $\Delta\sigma_c(t)$. Sabendo que essa variação gradual se dá por meio de incrementos (ou decrementos) infinitesimais de tensão $d\sigma_c(t)$, chega-se à Eq. (3.25), conhecida como equação de Volterra. Nessa equação, notam-se duas particularidades: a deformação devida ao incremento de tensão, antes dada por somatório, como na Eq. (3.24), foi substituída por uma integral; e a variável de tempo que define o tempo dos diferentes acréscimos infinitesimais de tensão é designada por τ .

$$\varepsilon_{ci}(t_o) + \varepsilon_{cc}(t, t_o) = \sigma_c(t_o) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_o)} + \frac{\varphi(t, t_o)}{E_{ci}} \right] + \int_{\tau_0}^{\tau_n} \left[\frac{1}{E_{ci}(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_{ci}} \right] \cdot d\sigma_c(\tau) \quad (3.25)$$

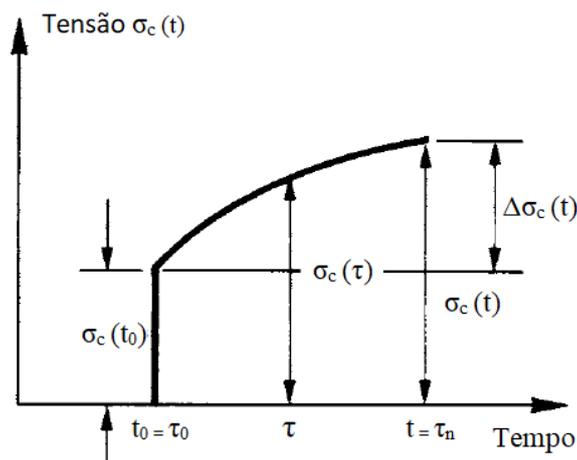


Figura 3-12 – Tensão *versus* tempo (Adaptado de GHALI, FAVRE e ELBADRY, 2002).

A integral da Eq. (3.25) representa a deformação imediata somada à deformação por fluência causada por um incremento de tensão no concreto de magnitude $\Delta\sigma_c$ que, por sua vez, é introduzido gradualmente no período de tempo compreendido entre t_0 e t .

Um aumento de tensão aplicado gradativamente (Figura 3-12), quando comparado à uma tensão de mesma magnitude aplicada na idade t_0 e sustentada durante o período $(t - t_0)$, resulta em um efeito de fluência de menor intensidade, devido ao envelhecimento do concreto, tal como descrito na literatura técnica.

A integral presente na Eq. (3.25) torna complexa sua aplicação. A solução requer transformações e o uso de métodos numéricos, ou ainda a consideração de um tipo

especial de função de fluência que não representa a realidade, como, por exemplo $\frac{d\varphi}{dt} =$ constante (SILVA, 2003). Para tornar o cálculo algebricamente mais simples, algumas referências bibliográficas apresentam o método simplificado baseado no coeficiente de envelhecimento “ χ ” (*Ageing Coefficient*), denominado Método Trost-Bazant.

O Método Trost-Bazant baseia-se na hipótese de que a fluência causada pela variação total de tensão ($\Delta\sigma$), ocorrida em certo intervalo de tempo, é igual à deformação provocada por uma variação de tensão inferior ($\chi \cdot \Delta\sigma$) aplicada no instante inicial t_0 .

Segundo SILVA (2003), a utilização do coeficiente de envelhecimento “ χ ”, adimensional e inferior a 1, simplifica a consideração do histórico de tensões, permitindo a solução dos problemas mediante equações lineares.

GHALI, FAVRE e ELBADRY (2002) apresentam a expressão para determinação do coeficiente de envelhecimento, dada por:

$$\chi(t, t_0) = \frac{E_{ci}(t_0)}{\varphi(t, t_0)} \cdot \frac{1}{\Delta\sigma_c(t)} \cdot \int_{t_0}^t \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_{ci}} \right] d\tau - \frac{1}{\varphi(t, t_0)} \quad (3.26)$$

SILVA (2003) expõe que, na determinação do coeficiente de envelhecimento, as expressões para cálculo do módulo de elasticidade e do coeficiente de fluência são conhecidas, restando como incógnita apenas a função de variação de tensão. Segundo esse autor, BAZANT (1972) fez uso da função relaxação normalizada para simular a variação de tensão, obtendo uma fórmula fechada (explícita) para o coeficiente de envelhecimento (com uma margem de erro pequena), viabilizando seu uso em casos práticos.

A Tabela 3-2 mostra, para duas leis de fluência diferentes, com e sem a consideração da variação do módulo de elasticidade do concreto, valores apresentados por BAZANT (1972) para a determinação do coeficiente “ χ ”. Todo o procedimento realizado para construir a Tabela 3-2 pode ser encontrado no próprio artigo ou, de forma simplificada e didática, em AMARAL (2011).

Tabela 3-2 – Coeficiente de envelhecimento (Adaptado de BAZANT, 1972).

| Lei de Fluência | $t - t_0$ [dias] | $\varphi(\infty, 7)$ | Módulo de Elasticidade E Variável | | | | Módulo de Elasticidade E constante | | | | $\frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi_u(t, t_0)}$ |
|-------------------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------------------------------------|--------|--------|--------|---|
| | | | t_0 [dias] | | | | t_0 [dias] | | | | |
| | | | 10^1 | 10^2 | 10^3 | 10^4 | 10^1 | 10^2 | 10^3 | 10^4 | |
| Equações (7) e (9) | 10^1 | 0,5 | 0,525 | 0,804 | 0,811 | 0,809 | 0,798 | 0,811 | 0,811 | 0,809 | 0,273 |
| | | 1,5 | 0,720 | 0,826 | 0,825 | 0,820 | 0,820 | 0,829 | 0,825 | 0,820 | |
| | | 2,5 | 0,774 | 0,842 | 0,837 | 0,830 | 0,839 | 0,844 | 0,837 | 0,830 | |
| | | 3,5 | 0,806 | 0,856 | 0,848 | 0,839 | 0,855 | 0,857 | 0,848 | 0,839 | |
| | 10^2 | 0,5 | 0,505 | 0,888 | 0,916 | 0,915 | 0,848 | 0,905 | 0,916 | 0,915 | 0,608 |
| | | 1,5 | 0,739 | 0,919 | 0,932 | 0,928 | 0,878 | 0,926 | 0,932 | 0,928 | |
| | | 2,5 | 0,804 | 0,935 | 0,943 | 0,938 | 0,899 | 0,939 | 0,943 | 0,938 | |
| | | 3,5 | 0,839 | 0,946 | 0,951 | 0,946 | 0,914 | 0,949 | 0,951 | 0,946 | |
| | 10^3 | 0,5 | 0,511 | 0,912 | 0,973 | 0,981 | 0,846 | 0,937 | 0,974 | 0,981 | 0,857 |
| | | 1,5 | 0,732 | 0,943 | 0,981 | 0,985 | 0,878 | 0,953 | 0,981 | 0,985 | |
| | | 2,5 | 0,795 | 0,956 | 0,985 | 0,988 | 0,899 | 0,963 | 0,985 | 0,988 | |
| | | 3,5 | 0,830 | 0,964 | 0,987 | 0,990 | 0,914 | 0,969 | 0,987 | 0,990 | |
| | 10^4 | 0,5 | 0,501 | 0,899 | 0,976 | 0,994 | 0,828 | 0,927 | 0,977 | 0,994 | 0,954 |
| | | 1,5 | 0,717 | 0,934 | 0,983 | 0,995 | 0,863 | 0,945 | 0,983 | 0,995 | |
| | | 2,5 | 0,781 | 0,949 | 0,986 | 0,996 | 0,887 | 0,956 | 0,987 | 0,996 | |
| | | 3,5 | 0,818 | 0,958 | 0,989 | 0,997 | 0,903 | 0,963 | 0,989 | 0,997 | |
| Equações (8) e (9) | 10^1 | 0,5 | 0,522 | 0,815 | 0,822 | 0,821 | 0,809 | 0,823 | 0,822 | 0,821 | 0,269 |
| | | 1,5 | 0,727 | 0,838 | 0,836 | 0,832 | 0,831 | 0,840 | 0,836 | 0,832 | |
| | | 2,5 | 0,783 | 0,854 | 0,849 | 0,842 | 0,850 | 0,855 | 0,849 | 0,842 | |
| | | 3,5 | 0,815 | 0,867 | 0,860 | 0,851 | 0,865 | 0,868 | 0,860 | 0,851 | |
| | 10^2 | 0,5 | 0,493 | 0,901 | 0,929 | 0,929 | 0,864 | 0,919 | 0,930 | 0,929 | 0,518 |
| | | 1,5 | 0,742 | 0,938 | 0,941 | 0,939 | 0,889 | 0,935 | 0,941 | 0,939 | |
| | | 2,5 | 0,807 | 0,941 | 0,950 | 0,947 | 0,906 | 0,945 | 0,950 | 0,947 | |
| | | 3,5 | 0,842 | 0,950 | 0,956 | 0,952 | 0,919 | 0,953 | 0,956 | 0,952 | |
| | 10^3 | 0,5 | 0,461 | 0,887 | 0,956 | 0,965 | 0,826 | 0,917 | 0,957 | 0,965 | 0,775 |
| | | 1,5 | 0,702 | 0,924 | 0,966 | 0,972 | 0,859 | 0,935 | 0,966 | 0,972 | |
| | | 2,5 | 0,770 | 0,940 | 0,972 | 0,976 | 0,882 | 0,947 | 0,973 | 0,976 | |
| | | 3,5 | 0,808 | 0,950 | 0,977 | 0,980 | 0,898 | 0,955 | 0,977 | 0,980 | |
| | 10^4 | 0,5 | 0,434 | 0,838 | 0,940 | 0,972 | 0,767 | 0,873 | 0,942 | 0,972 | 1,034 |
| | | 1,5 | 0,657 | 0,887 | 0,955 | 0,979 | 0,811 | 0,901 | 0,956 | 0,979 | |
| | | 2,5 | 0,727 | 0,909 | 0,964 | 0,983 | 0,841 | 0,919 | 0,964 | 0,983 | |
| | | 3,5 | 0,768 | 0,924 | 0,970 | 0,985 | 0,863 | 0,932 | 0,970 | 0,985 | |
| $\varphi_u(t_0)/\varphi_u(7)$ | | | 0,960 | 0,731 | 0,558 | 0,425 | 0,960 | 0,731 | 0,558 | 0,425 | |
| $E(t_0)/E(28)$ | | | 0,895 | 1,060 | 1,083 | 1,089 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | |

De acordo o FIB (2010), o coeficiente de envelhecimento varia relativamente pouco com a idade t_0 , mantendo-se no intervalo entre 0,6 e 0,9. Para valores típicos de t_0 e outros parâmetros de influência, e situações usuais de longa duração, pode-se adotar, com boa aproximação, o valor de $\chi = 0,80$, tal como recomendado no item 7.6.5.2.3 desse código modelo.

O item 7.2.4.10 da FIB (2010) apresenta uma formulação algébrica aproximada (*Age-Adjusted Effective Modulus Method* ou *AAEM Method*) que permite substituir a variação gradual de tensão por um único acréscimo em t_0 a partir da introdução do coeficiente de envelhecimento “ χ ”, dada por:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) / E_{c,ef}(t, t_0) + \Delta\sigma_c(t) / E_{c,adj}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (3.27)$$

sendo:

$$E_{c,ef}(t, t_0) = E_{ci}(t_0) / \left[1 + \left[\frac{E_{ci}(t_0)}{E_{ci}} \right] \cdot \varphi(t, t_0) \right] \quad (3.28)$$

$$E_{c,adj}(t, t_0) = E_{ci}(t_0) / \left[1 + \chi(t, t_0) \cdot \left[\frac{E_{ci}(t_0)}{E_{ci}} \right] \cdot \varphi(t, t_0) \right] \quad (3.29)$$

onde:

$E_{c,ef}(t, t_0)$ é o módulo de elasticidade efetivo;

$E_{c,adj}(t, t_0)$ é o módulo de elasticidade efetivo ajustado com a idade do concreto;

χ é coeficiente de envelhecimento do concreto.

Substituindo-se (3.28) e (3.29) em (3.27), chega-se a:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] + \Delta\sigma_c(t) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\chi \cdot \varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (3.30)$$

A determinação dos efeitos da fluência pode se tornar extremamente complexa em vista dos inúmeros métodos aproximados investigados na literatura. O item 7.2.4 da norma FIB (2010) apresenta um resumo detalhado destas diversas formas de investigação.

O ANEXO C desta dissertação apresenta o Anexo KK da norma europeia de pontes EN 1992-2 (2005). Este anexo trata dos efeitos estruturais induzidos pelo comportamento diferido do concreto. Na prática de projeto de pontes, os diagramas finais para o dimensionamento são determinados para duas situações de projeto: as condições iniciais (aproximadamente $t=0$) e as condições finais ($t=\infty$). Os diagramas dos esforços para $t=\infty$ são obtidos por interpolação entre os diagramas iniciais – determinados depois de todas as etapas da construção, para aproximadamente $t=0$ – e os diagramas obtidos para uma análise em que a estrutura é descimbrada, hipoteticamente, de uma só vez.

Alguns programas computacionais modernos permitem considerar os efeitos da fluência nas fases de construção, confirmando assim, a tendência moderna de solucionar os problemas complexos da engenharia de estruturas por meio de procedimentos numéricos capazes de avaliar, de forma definitiva, questões consideradas de difícil resolução.

As aplicações práticas realizadas no Capítulo 5 desta dissertação foram desenvolvidas com o uso de programa comercial e não empregam as expressões simplificadoras tratadas anteriormente, em vista da enorme complexidade das tarefas necessárias à determinação dos efeitos reológicos na montagem das pontes estaiadas.

3.4. RETRAÇÃO DO CONCRETO

Retração do concreto é a deformação dependente do tempo, que ocorre independentemente da ação de carregamentos, tendo início logo após a concretagem da peça. A caracterização numérica da retração baseia-se em elementos sem restrições à deslocamentos e submetidos à temperatura constante.

É possível fazer a segmentação da retração em componentes, entretanto, essa subdivisão restringe-se ao campo teórico, não sendo necessária caso o objetivo seja a análise estrutural. A título de entendimento do fenômeno, essa separação acontece da seguinte forma: plástica, química, térmica e por secagem (GILBERT e RANZI, 2011).

A retração plástica ocorre quando o concreto encontra-se bem úmido e viscoso. Alguns concretos de alta resistência são propensos a sofrerem retração plástica, o que pode gerar fissuras significativas durante o processo de pega. Visando evitá-las, é importante que medidas sejam tomadas durante a construção a fim de frear a rápida evaporação da água. Nesse estágio, a ligação entre o concreto e a armadura ainda não se desenvolveu, sendo o aço incapaz de contribuir no controle da fissuração.

A retração por secagem ocorre com o concreto já endurecido. Consiste na redução do volume da peça pela perda de água durante o processo de secagem, crescendo com o tempo a uma taxa que decresce gradualmente. A magnitude e a taxa de desenvolvimento dependem de fatores que interferem na secagem do concreto, tais como: umidade relativa do ar, características da mistura (tipo e razão entre a quantidade de agregado fino e gráudo, fator água-cimento, tipo e quantidade de aglomerante etc.), além da forma e tamanho da peça. Esse tipo de retração é menor em concretos de alta resistência, em função da menor quantidade de água livre após a hidratação do cimento.

A retração química, frequentemente chamada de autógena, ocorre no concreto endurecido, logo nos primeiros dias ou semanas após a concretagem. É menos dependente das condições do ambiente e dimensões do elemento, se comparada à retração por secagem, sendo resultado das reações químicas que consomem água dentro da pasta de cimento. A retração química está diretamente ligada ao grau de hidratação do aglomerante da mistura e é verificada em peças que não estejam sujeitas à perda de umidade.

A retração térmica decorre da dissipação do calor de hidratação que acontece gradualmente durante o processo de cura do concreto, ocorrendo nas primeiras horas ou dias após o lançamento.

As retrações química e térmica, por não estarem associadas ao processo de secagem e se desenvolverem no concreto endurecido, muitas vezes são consideradas como partes de uma única retração chamada de endógena e, ao contrário da retração por secagem, atingem maiores proporções em concretos de alta resistência. A retração endógena independe das condições ambientais, sendo intensificada com o aumento da quantidade de cimento e redução do fator água-cimento.

Analogamente à deformação por fluência, a retração também possui parcela reversível e irreversível, sendo, nesse caso, associada à ciclos de secagem e molhagem da peça. A partir da Figura 3-13, é possível verificar que parte da deformação por retração pode ser revertida. Isso acontece à medida que, em meio ao processo de secagem, parte da umidade perdida é reestabelecida através de molhagem, permitindo associar à parcela reversível, a retração por secagem, e à irreversível, as parcelas plástica, química e térmica.

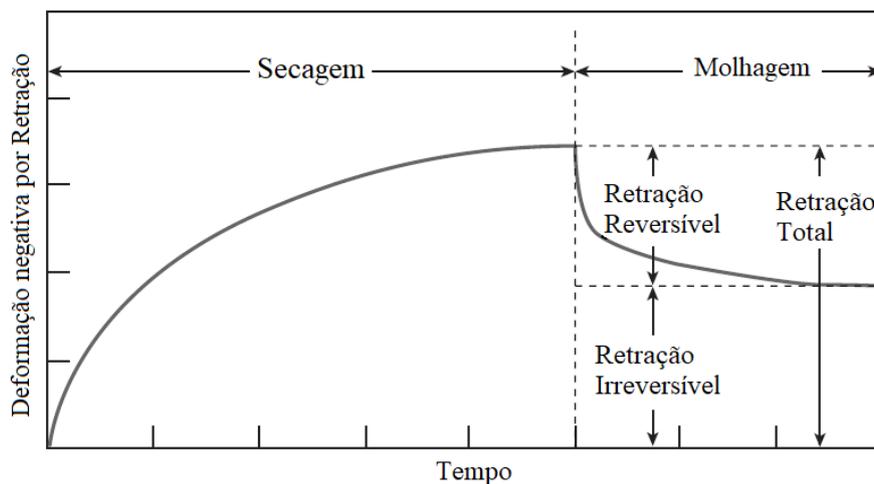


Figura 3-13 – Parcelas reversível e irreversível da deformação por retração (Adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2006).

3.4.1. CÁLCULO DA RETRAÇÃO PELO FIB 2010

Assim como apresentado no item 3.4, a divisão da retração em variadas parcelas acaba sendo definida apenas a título de conhecimento, sendo suprimida na ocasião do cálculo. Para este caso, o código desmembra o efeito em apenas duas partes: a básica $\varepsilon_{cbs}(t)$, que ocorre ainda que nenhuma umidade seja perdida para o ambiente externo (equivalente a anteriormente descrita como endógena), e a por secagem $\varepsilon_{cbs}(t, t_s)$, tal como descrito na Eq. (3.31).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cbs}(t, t_s) \quad (3.31)$$

onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ é a deformação total por retração;

$\varepsilon_{cbs}(t)$ é a parcela básica da retração;

$\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ é a parcela por secagem da retração;

t é a idade do concreto, em dias;

t_s é a idade do concreto no início da secagem, em dias;

$(t - t_s)$ é a duração da secagem, em dias.

A componente básica da retração, que ocorre mesmo que não seja possível perda de umidade, é dada por:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (3.32)$$

com:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (3.33)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (3.34)$$

onde:

$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ é o coeficiente fictício de retração básica;

$\beta_{bs}(t)$ é a função de desenvolvimento da retração básica no tempo;

f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto aos 28 dias, em MPa;

α_{bs} é o coeficiente dependente do tipo de cimento, de acordo com a Tabela 3-3.

Tabela 3-3 – Coeficientes α_i (Adaptado de FIB, 2010).

| Classe de Resistência do Cimento | α_{bs} | α_{ds1} | α_{ds2} |
|----------------------------------|---------------|----------------|----------------|
| 32.5 N | 800 | 3 | 0,013 |
| 32.5 R, 42.5 N | 700 | 4 | 0,012 |
| 42.5 R, 52.5 N, 52.5 R | 600 | 6 | 0,012 |

A componente da retração por secagem, que ocorre apenas caso haja perda de umidade, é dada por:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (3.35)$$

com:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (3.36)$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & \text{se } 40 \leq RH \leq 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{se } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad (3.37)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5} \quad (3.38)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (3.39)$$

onde:

$\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$ é o coeficiente fictício de retração por secagem;

$\beta_{RH}(RH)$ é o coeficiente dependente da umidade relativa do ar;

$\beta_{ds}(t-t_s)$ é a função de desenvolvimento da retração por secagem no tempo;

α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes dependentes do tipo de cimento (Tabela 3-3);

RH é a umidade relativa do ar, em %;

h é a espessura fictícia da peça, dado por $2A_c/u$, em mm;

A_c é a área da seção transversal da peça, em mm²;

u é o perímetro da peça em contato com a atmosfera, em mm.

3.5. RELAXAÇÃO DO AÇO

Relaxação é a perda de tensão em um elemento de aço submetido à deformação constante. É comum referir-se a esse fenômeno, nas pontes estaiadas, como fluência dos estais. Isso porque, nesse tipo de estrutura, a variação de tensão devida à relaxação não assume grandes proporções, como prevê a definição do fenômeno, mantendo-se dentro de certos limites. Tal efeito é extremamente dependente do nível de tensão a que o estai fica submetido, aumentando a uma taxa crescente à medida que o nível de tensão no cabo se eleva, como ilustrado Figura 3-14.

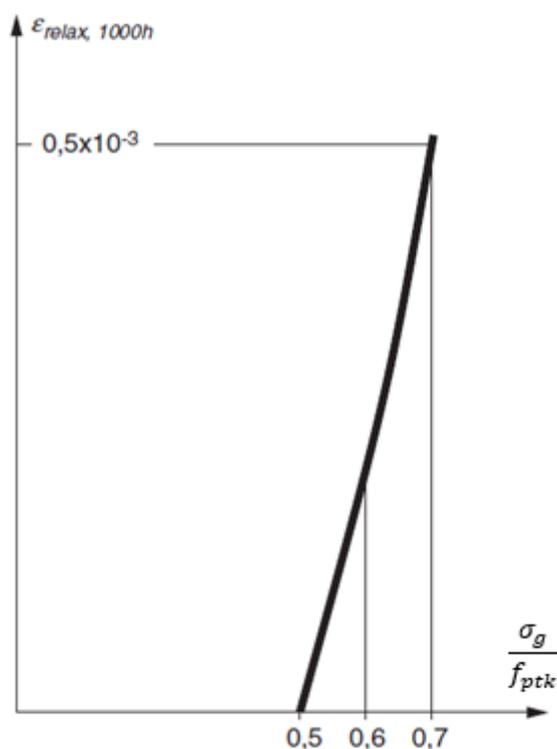


Figura 3-14 – Deformação irreversível em fios de cabos sujeitos à tensão constante por 1000 horas (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Como mostrado na Figura 3-14, o fenômeno de fluência é significativamente acelerado quando a tensão provocada por cargas permanentes supera 50% da resistência última à tração (f_{ptk}). Isso explica o critério adotado em projeto de se limitar a tensão provocada nos estais por cargas permanentes, usualmente, ao valor máximo de $0,45 f_{ptk}$ (GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

Desta forma, na análise das etapas construtivas, a fluência (ou relaxação) do aço torna-se irrelevante, uma vez que as tensões de serviço se limitam, em média, a 45% da tensão de ruptura.

3.5.1. CÁLCULO DA RELAXAÇÃO PELO FIB 2010

De acordo com o FIB (2010), as perdas máximas por relaxação (ρ_{1000}) devem ser definidas a partir de ensaios a temperatura de 20°C, por um período de 1000 horas, a começar da data de início do tensionamento, e com cargas de 70% ou 80% da tensão de ruptura f_{ptk} , como mostra a Tabela 3-4. Para tensões iniciais entre esses dois valores, o código sugere interpolação linear.

Tabela 3-4 – Perdas máximas para fios/cordoalhas de baixa relaxação e barras
(Adaptado de FIB, 2010).

| Tipo de Aço | Tensão Inicial | Perda Máxima (ρ_{1000}) |
|--------------------|----------------|--------------------------------|
| Fio/Cordoalha | 70% f_{ptk} | 2,5% |
| Fio/Cordoalha | 80% f_{ptk} | 4,5% |
| Barra ≤ 15 mm | 70% f_{ptk} | 6% |
| Barra > 15 mm | 70% f_{ptk} | 4% |

Ainda que o código preconize que os aços devam ser ensaiados para obtenção da perda máxima por relaxação, é possível obter, a partir da classe do aço e do nível de aproximação (nível 1 ou 2), valores estimados com o uso de métodos matemáticos.

As classes do aço são assim definidas:

- Classe 1 – relaxação normal, para fios e cordoalhas;
- Classe 2 – relaxação baixa, para fios e cordoalhas;
- Classe 3 – relaxação para barras.

O nível 1 de aproximação deve ser utilizado quando os valores assumidos para as perdas não são confirmados por testes de relaxação, sendo a perda obtida por:

$$\rho_t = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (3.40)$$

onde:

ρ_t é a relaxação após t horas;

ρ_{1000} é a relaxação após 1000 horas, de acordo com a Tabela 3-4;

k é $\approx \log(\rho_{1000}/\rho_{100})$;

ρ_{100} é a relaxação após 100 horas, para baixo desenvolvimento (Tabela 3-5).

Tabela 3-5 – Relação entre perdas por relaxação e tempo até 1000 horas (Adaptado de FIB, 2010).

| Tempo em horas | 1 | 5 | 20 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
|--|----|----|----|-----|-----|-----|------|
| Baixo desenvolvimento: perdas por relaxação como porcentagem da perda em 1000 h (ρ_{1000}) | 20 | 35 | 45 | 65 | 75 | 85 | 100 |
| Médio desenvolvimento: perdas por relaxação como porcentagem da perda em 1000 h (ρ_{1000}) | 30 | 45 | 55 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| Rápido desenvolvimento: perdas por relaxação como porcentagem da perda em 1000 h (ρ_{1000}) | 40 | 55 | 65 | 75 | 85 | 95 | 100 |

Já o nível 2 de aproximação deve ser utilizado quando os valores assumidos para as perdas por relaxação são obtidos por meio de testes. Neste caso, o valor é estimado ajustando-se a melhor curva possível aos resultados obtidos para um dado valor inicial de tensão e temperatura, em testes com duração de, pelo menos, 1000 horas. O ajuste pode ser feito por *straight lines*, por meio de uma apresentação bi-logarítmica, ou por *power lines*. As equações de ajuste por *straight* e *power lines* são dadas, respectivamente, por:

$$\log(\rho_t) = a \cdot \log(t) + \log(b) \quad (3.41)$$

$$\rho_t = b \cdot (t)^a \quad (3.42)$$

onde:

a e b são os coeficientes das melhores curvas de ajuste;

t é o tempo, em horas.

A Tabela 3-5, de acordo com o FIB (2010), pode ser usada como um indicativo de como a relaxação se desenvolve durante as primeiras 1000 horas de ensaio. Para baixo desenvolvimento, ou seja, aços com menor perda por relaxação nas primeiras horas de teste, variações de $\pm 5\%$ podem ser aplicadas às porcentagens dadas, na referida tabela, para 100 horas ou mais. Já para rápido desenvolvimento, ou seja, aços com perdas por relaxação mais elevadas nas primeiras horas, variações de $\pm 10\%$ são aplicáveis às porcentagens dadas para menos de 100 horas.

A Figura 3-15 e a Figura 3-16, respectivamente, níveis 2 de aproximação por *power lines* e *straight lines*, ilustram, para o valor de perda máxima por relaxação (ρ_{1000}) de 4,5%, as formas de desenvolvimento (baixo, médio e rápido) das perdas por relaxação expostas na Tabela 3-5.

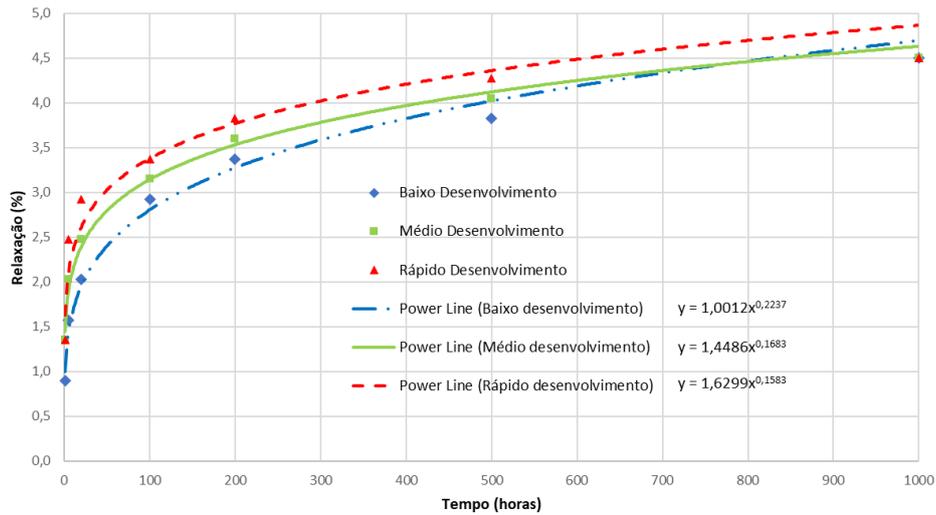


Figura 3-15 – Aproximação nível 2 por *power lines*.

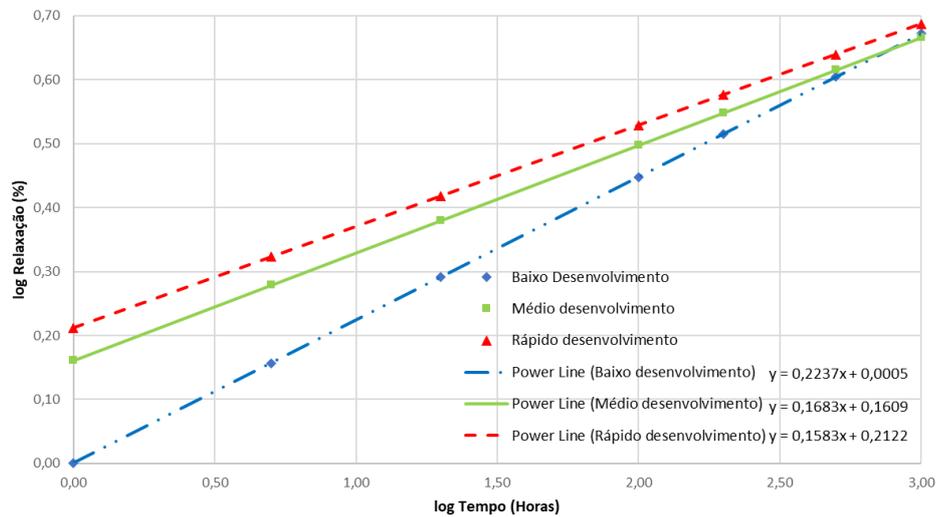


Figura 3-16 – Aproximação nível 2 por *straight lines*.

O código modelo FIB (2010) comenta que as perdas por relaxação são aceleradas e amplificadas quando o aço fica exposto a temperaturas superiores a 20°C, devendo tal efeito ser levado em consideração, tal como ilustrado na Figura 3-17.

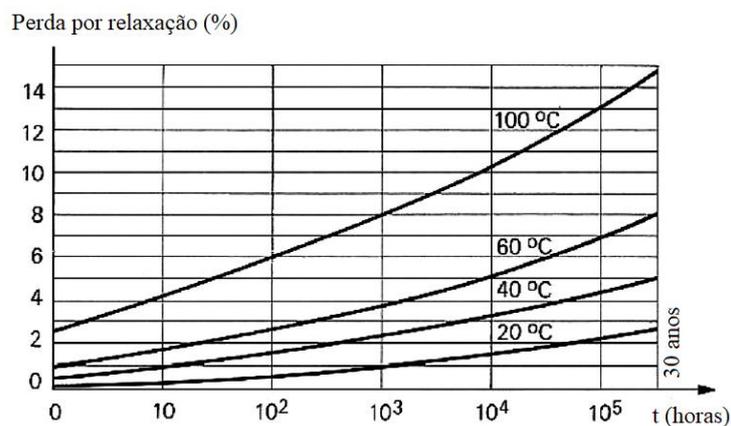


Figura 3-17 – Perdas por relaxação versus tempo (Adaptado de FIB, 2010).

Todavia, o assunto não é tratado neste trabalho. É importante ressaltar que a temperatura ambiente, no Brasil, geralmente é bem maior do que a média de 20°C. Assim, a consideração do aumento da relaxação em estruturas protendidas (ou fluência, no caso dos estais), por aumento de temperatura, precisa ser levada em consideração.

3.6. EXEMPLO DE AÇÃO DA DEFORMAÇÃO LENTA EM ESTRUTURA HIPERESTÁTICA

A fim de evidenciar os efeitos da fluência em estruturas hiperestáticas, DIAZ (1965) estudou o exemplo, também avaliado por LEONHARDT (1962), de um pórtico bi-rotulado (Figura 3-18) com o uso de uma equação diferencial. A simplificação adotada resume-se em não considerar a variação do módulo de elasticidade do concreto (E_c) com o tempo e supor que a retração seja afim à fluência. As equações diferenciais obtidas são conhecidas como equações de DISCHINGER (1939).

Os projetos de pontes desenvolvidos entre as décadas de 1950 e 1990 utilizavam esses conceitos. Aqui eles são apresentados somente para mostrar como se comportam, qualitativamente, os eventos induzidos pela reologia.

Nesse estudo, elimina-se inicialmente o vínculo na direção horizontal do apoio “B”, com o propósito de que o carregamento “g” seja aplicado na estrutura ainda isostática, e admite-se como incógnita hiperestática a reação horizontal nesse mesmo apoio (reação “X”), cujo valor, devido à deformação lenta, mostra-se variável com o tempo. Além disso, para que todos os pontos da estrutura tenham o mesmo coeficiente de fluência ϕ , pressupõe-se concretagem simultânea de todos os elementos estruturais.

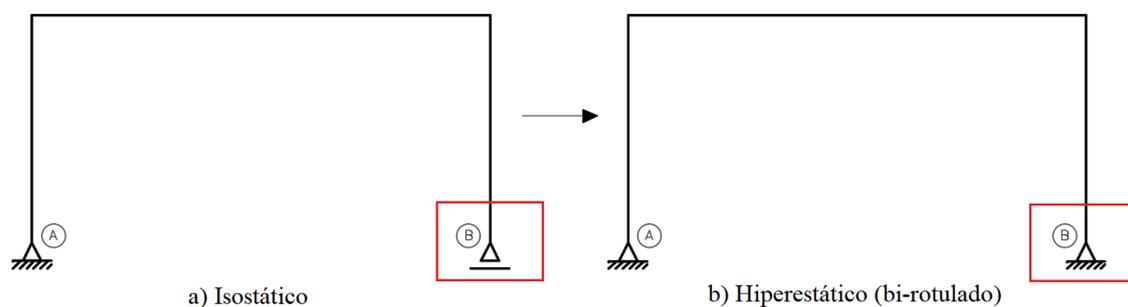


Figura 3-18 – Pórtico em estudo.

A estrutura é submetida a quatro tipos de carregamentos, sendo eles (Figura 3-19):

- Carregamento “g” – aplicado na estrutura ainda isostática;
- Carregamento “v” – deslocamento horizontal aplicado no apoio “B”, concomitante à fixação do mesmo por meio de rótula, de tal modo que a reação

horizontal resultante seja X_v (esse esforço representa um carregamento de protensão sem a utilização de elementos tensores);

- Carregamento “p” – carregamento genérico capaz de provocar no apoio “B” um acréscimo de reação X_p que começa a atuar após a fixação do referido apoio;
- Carregamento “r” – reação proveniente da retração (ϵ_r) da barra superior do pórtico que começa a atuar imediatamente após a fixação do apoio “B”.

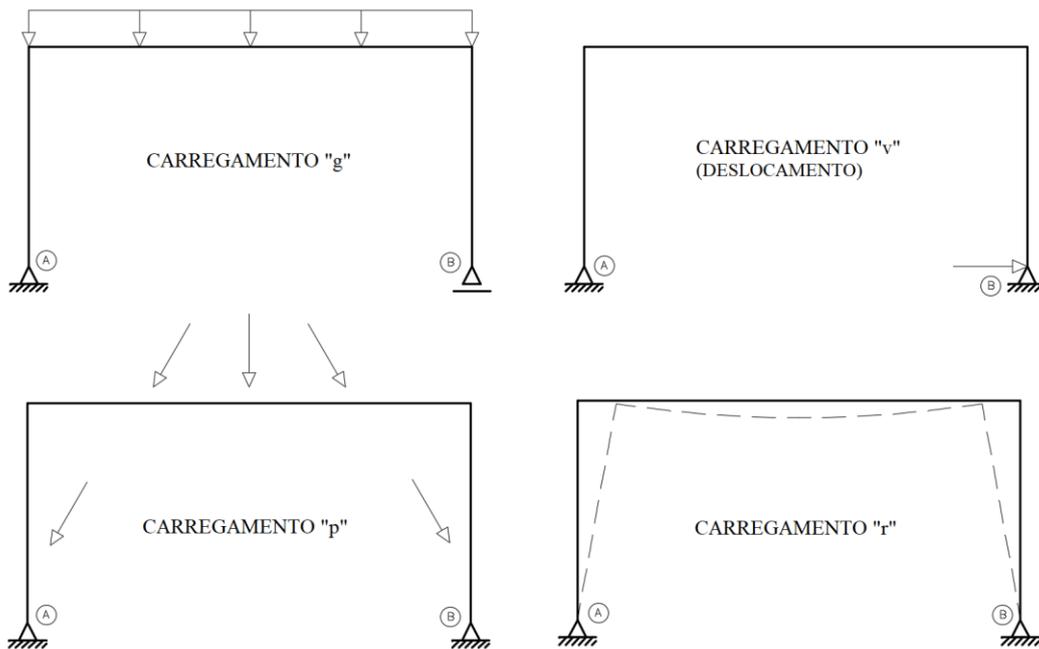


Figura 3-19 – Carregamentos atuantes.

Para chegar à Eq. (3.43), que define as variações de deformações na direção “X” do apoio “B”, admite-se que a função φ seja a variável independente do problema, já que se conhece a forma como a função φ de fluência varia, deixando como variável dependente apenas a reação de apoio “X”, obtendo-se:

$$\delta_{10}^g \cdot d\varphi + \delta_{10}^p \cdot d\varphi + \frac{\delta_{10}^r}{\varphi_\infty} \cdot d\varphi + X \cdot \delta_{11} \cdot d\varphi + \delta_{11} \cdot dX = 0 \quad (3.43)$$

A Eq. (3.43) é conhecida como Equação de Dischinger. Os diversos termos dessa equação representam, na sequência: a variação da deformação plástica devida ao carregamento “g”; a variação da deformação plástica devida à carga “p”; a variação de deformação de retração suposta afim à fluência φ ; a variação da deformação plástica devida à reação “X” e a variação da deformação elástica devida à variação do valor de “X”. Os coeficientes δ_{11} , δ_{10}^g , δ_{10}^p e δ_{10}^r correspondem aos coeficientes da matriz da

análise hiperestática clássica para, respectivamente, $X=1$, carregamento “g”, carregamento “p” e retração total “ $\epsilon_{r\infty}$ ”.

Ademais, utilizam-se as grandezas auxiliares X_g, X_p e X_r , definidas de acordo com, respectivamente, as Eq. (3.44) a (3.46):

$$X_g = -\frac{\delta_{10}^g}{\delta_{11}} \quad (3.44)$$

$$X_p = -\frac{\delta_{10}^p}{\delta_{11}} \quad (3.45)$$

$$X_r = -\frac{\delta_{10}^r}{\delta_{11}} \quad (3.46)$$

onde:

X_g é a reação horizontal devida ao carregamento “g” na estrutura hiperestática, ou seja, como se a mesma fosse carregada por “g” com o apoio “B” já fixado;

X_p é a reação horizontal devida ao carregamento “p” na estrutura hiperestática;

X_r é a reação horizontal calculada como se a estrutura fosse perfeitamente elástica e sujeita a um encurtamento na haste horizontal correspondente ao valor final $\epsilon_{r\infty}$.

Considerando o instante em que $\varphi = 0$, determina-se que:

$$X_{\varphi=0} = X_v + X_p \quad (3.47)$$

Portanto, imediatamente após o fechamento do apoio “B”, o valor de “X” mostra-se composto exclusivamente pela soma de “ X_v ”, obtido com o deslocamento forçado no apoio, e do esforço hiperestático “ X_p ”.

Seguindo a análise, percebe-se que, à medida que a fluência se inicia, surgem esforços variáveis com o tempo na direção “X”.

Assim, para um instante “t” qualquer, a reação “X” passa a ser representada pela Eq. (3.48), que tem a componente “ X_φ ” variável com o tempo, tal que:

$$X = X_\varphi + X_v + X_p \quad (3.48)$$

Levando em consideração as Eq. (3.44) até (3.48), como também a hipótese de Dischinger, que considera a afinidade entre as funções de fluência e de retração, e a manutenção do E_c do concreto com a idade, a solução da Eq. (3.43) pode ser assim escrita:

$$X_\varphi = (1 - e^{-\varphi}) \cdot \left(X_g - X_v + \frac{X_r}{\varphi_\infty} \right) \quad (3.49)$$

Considerando a superposição de efeitos (item 3.3.1.3) e o fato da Eq. (3.49) ser composta pela soma das parcelas correspondentes aos diversos carregamentos, pode-se concluir que é possível estudar cada efeito separadamente e superpô-los ao final da análise. Assim, pode-se definir as diversas parcelas de “X” de maneira independente, tal que:

- Para o carregamento “g”:

$$X = X_g^\varphi = (1 - e^{-\varphi}) \cdot X_g \quad (3.50)$$

- Para o carregamento “v”:

$$X = X_v - X_v^\varphi = e^{-\varphi} \cdot X_v \quad (3.51)$$

- Para o carregamento “r”:

$$X = X_r^\varphi = (1 - e^{-\varphi}) \cdot \frac{X_r}{\varphi_\infty} \quad (3.52)$$

Examinando a Eq. (3.49), verifica-se que não há participação do carregamento “p” no resultado final da reação de apoio “ X_φ ”, o que já era esperado, já que o mesmo começa a atuar na estrutura quando o deslocamento do apoio “B” encontra-se impedido, não havendo mudança nas condições de fronteira pós-carregamento. Tal como apresentado no item 3.1, em estruturas que satisfaçam as condições necessárias ao primeiro teorema de correspondência, os esforços internos não sofrem alterações, apenas as deformações, que são amplificadas.

Avaliando a Eq. (3.50), cuja função é mostrada na Figura 3-20 (a), é possível notar que o esforço total no apoio “B” cresce de zero até $(1 - e^{-\varphi}) \cdot X_g$, isto é, a aproximação entre X e X_g acontece à medida que cresce o valor de φ_∞ .

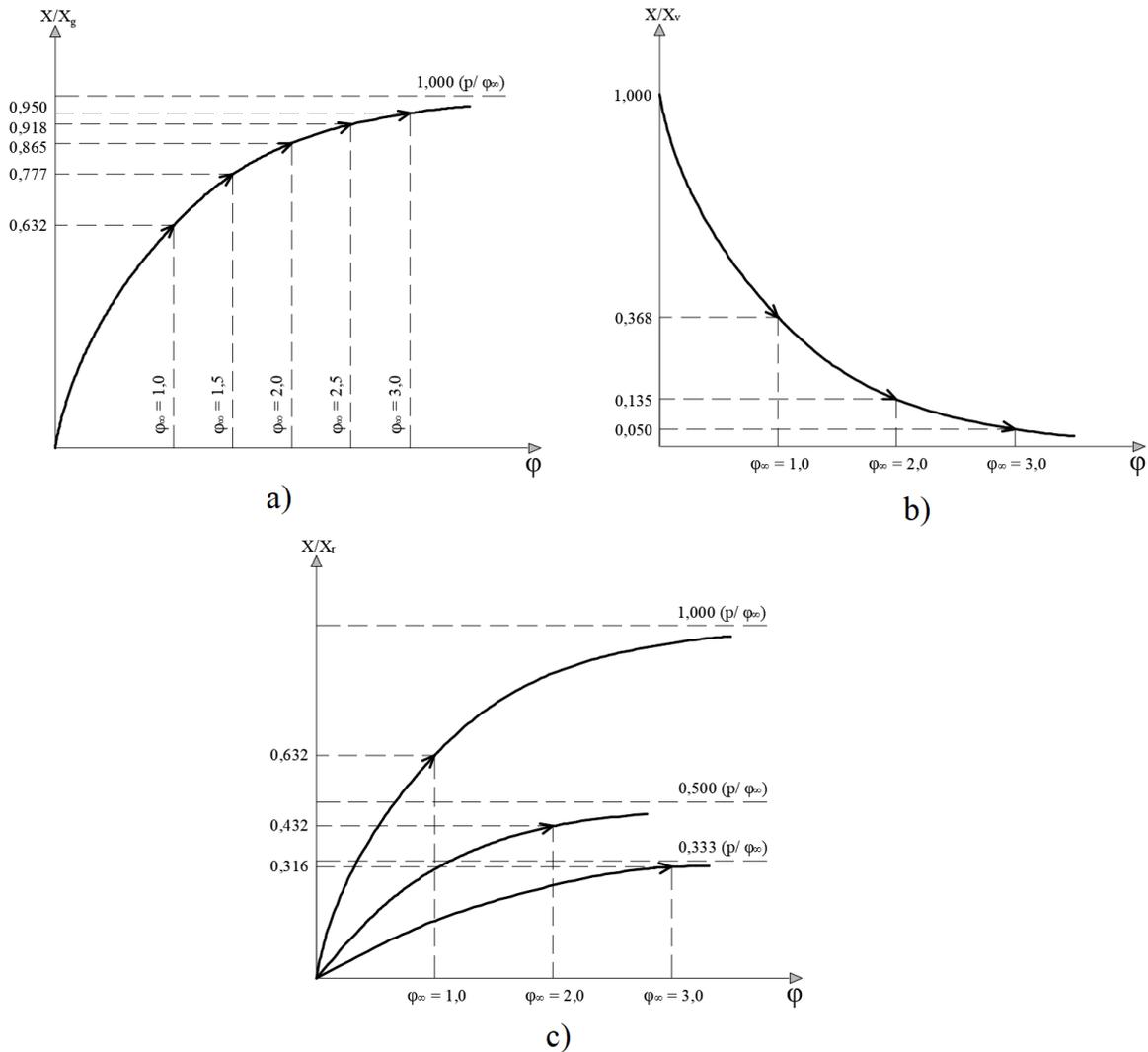


Figura 3-20 – Funções X_g (a), X_v (b) e X_r (c) (Adaptado de DIAZ, 1965).

Já para o carregamento “v”, o esforço inicial “ X_v ” desaparece quase que completamente, mesmo com o deslocamento imposto sendo mantido constante, em função da ação da deformação lenta, chegando ao limite ($e^{-\phi} \cdot X_v$). O aspecto decrescente da variação é mostrado na Figura 3-20 (b).

Nota-se que, para o carregamento “r”, a reação “X” também aumenta gradualmente, assim como em “g”. Entretanto, esse crescimento é menor à medida que o coeficiente ϕ_∞ aumenta, tal como ilustram a Eq. (3.52) e a Figura 3-20 (c).

3.6.1. APLICAÇÃO NUMÉRICA

O exemplo apresentado a seguir tem por finalidade avaliar numericamente os efeitos da fluência no pórtico hiperestático proposto por LEONHARDT (1962) e estudado por DIAZ (1965), entretanto, considerando a variação do módulo de elasticidade do concreto com o tempo. Para isso, foram utilizadas as formulações prescritas no código modelo FIB (2010) para determinar a forma como a função de fluência (ϕ) varia com o tempo.

A solução numérica demonstra a sistemática de análise com o uso do método da flexibilidade e leva em conta a hipótese de Boltzman de superposição de efeitos discretos da fluência em diferentes idades de aplicação dos acréscimos de carga.

Alguns programas computacionais, como Excel e Mathcad, foram empregados como ferramentas de análise. O desenvolvimento, passo a passo, encontra-se no ANEXO C deste trabalho.

A Figura 3-21 ilustra o pórtico plano biarticulado sujeito à carga uniformemente distribuída “g” e ao deslocamento horizontal “v”. As dimensões e demais características do material e das condições climáticas encontram-se indicadas na figura.

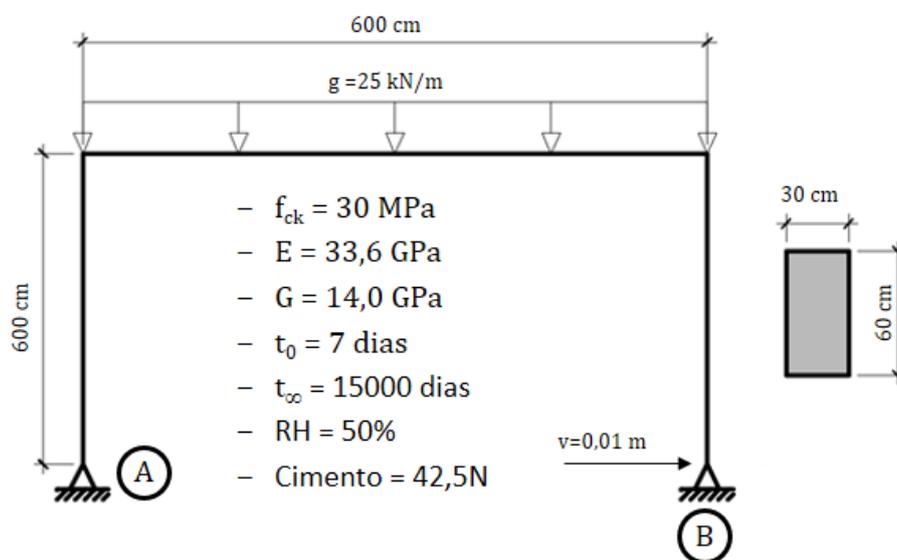


Figura 3-21 – Pórtico bi-rotulado e dados de entrada.

A solução pelo método das forças requer a resolução da Eq. (3.53), tal que:

$$\Delta = \int \frac{n \cdot N}{E \cdot A} \cdot dx + \int \frac{m \cdot M}{E \cdot I} \cdot dx + \int f_s \cdot \frac{v \cdot V}{G \cdot A} \cdot dx \quad (3.53)$$

onde:

Δ é o deslocamento a ser calculado;

n é o esforço normal devido à carga virtual unitária;

m é o momento fletor devido à carga virtual unitária;

v é o esforço cortante devido à carga virtual unitária;

N é o esforço normal provocado pelo carregamento externo;

M é o momento fletor provocado pelo carregamento externo;

V é o esforço cortante provocado pelo carregamento externo;

E é o módulo de elasticidade longitudinal;

G é o módulo de elasticidade transversal;

A é a área da seção transversal;

I é o momento de inércia da seção transversal;

f_s é o fator de forma para cisalhamento, que depende da forma da seção transversal e leva em conta a distribuição da tensão de cisalhamento na seção.

Desta forma, calcula-se:

$$\delta_{10}^g = -7,4404 \cdot 10^{-3} m \quad (3.54)$$

$$\delta_{11} = 4,0067 \cdot 10^{-4} m \quad (3.55)$$

Tem-se, então:

$$X_g = -\left(\frac{\delta_{10}^g}{\delta_{11}}\right) = -\left(\frac{-7,4404 \cdot 10^{-3}}{4,0067 \cdot 10^{-4}}\right) = 18,57 kN \quad (3.56)$$

que corresponde à reação horizontal no apoio “B”, para o carregamento “g”, na estrutura hiperestática.

De acordo com o prescrito no FIB (2010) e exposto nos itens 3.2 e 3.3.1, o desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto com o tempo e os valores do coeficiente de fluência para cada dia no intervalo de tempo $t_0 = 7$ dias e $t_\infty = 15000$ dias são mostrados, respectivamente, na Figura 3-22 e na Figura 3-23.

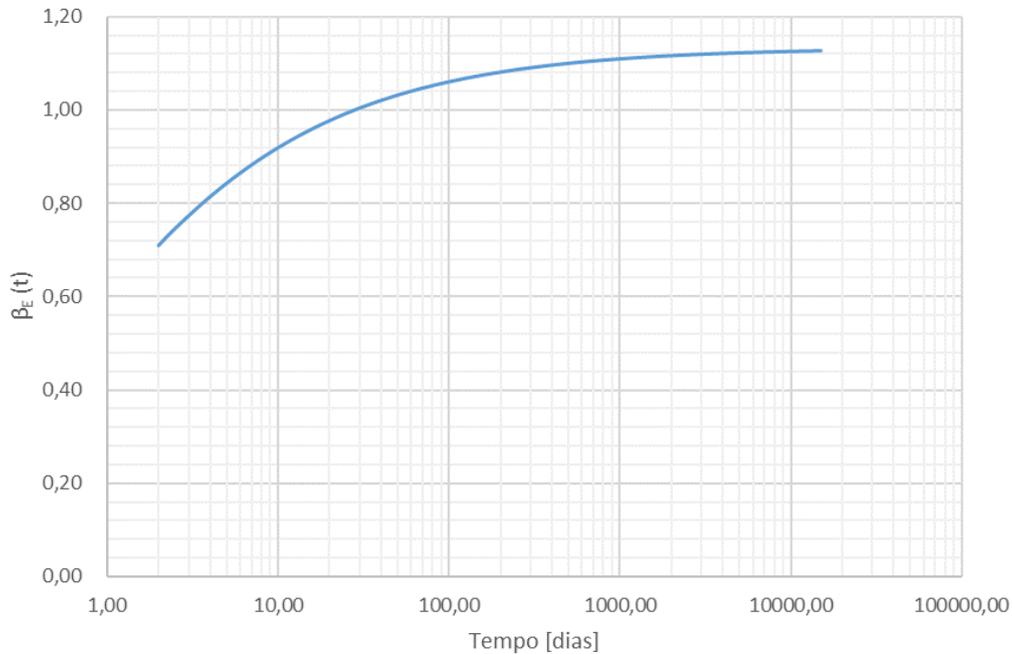


Figura 3-22 – Desenvolvimento da razão $\beta_E(t) = E_{ci}(t)/E_{ci}(28)$ ao longo do tempo.

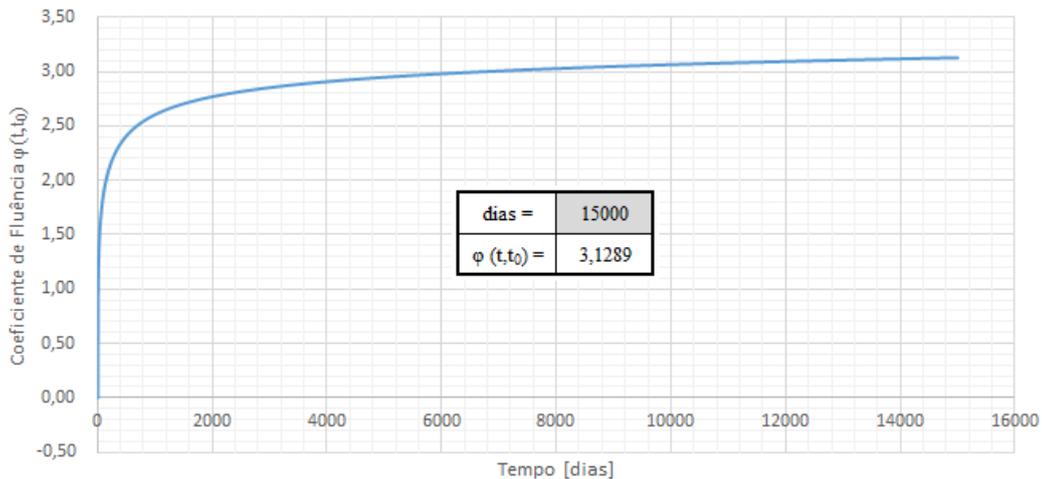


Figura 3-23 – Variação do coeficiente de fluência φ com o tempo.

Admitindo as variações discretas $\Delta\varphi$ e ΔX para a solução da Eq. (3.43) e sabendo que:

$$X_i = \sum_1^{i-1} \Delta X_i + \Delta X_i \tag{3.57}$$

verifica-se que o incremento de força ΔX é dado por:

$$\Delta X_i = \frac{-(\delta_{10}^s \cdot \Delta \varphi) - \left(\sum_1^{i-1} \Delta X_i \cdot \delta_{11} \cdot \Delta \varphi \right)}{(\delta_{11} \cdot \Delta \varphi) + \delta_{11}(t)} \quad (3.58)$$

Dessa forma, para $t_\infty = 15000$ dias e $\varphi_\infty = 3,129$, obtém-se:

$$X = X_g^\varphi = 17,60 \text{ kN} \quad (3.59)$$

A Figura 3-24 ilustra a relação entre X e X_g em função do coeficiente de fluência φ . Nota-se semelhança entre essa figura e a Figura 3-20 (a). Esse resultado, somado ao fato de que, se empregada a Eq. (3.50) para os mesmos $X_g = 18,57$ kN e $\varphi_\infty = 3,129$, obter-se-ia para X_g^φ o valor de 17,76 kN, ajuda a corroborar as hipóteses simplificadoras de Dischinger.

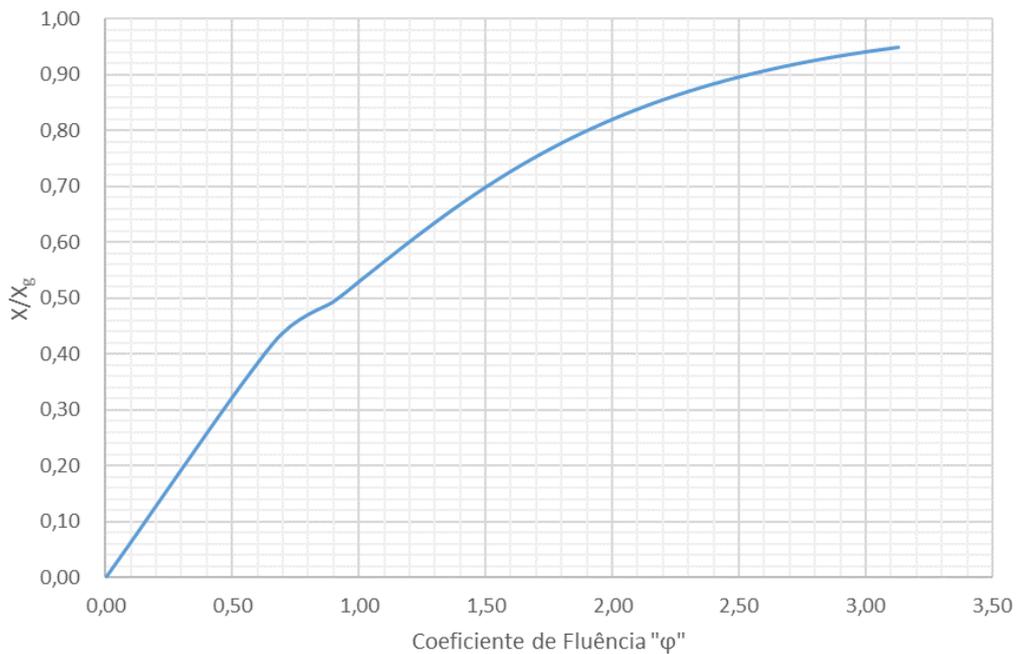


Figura 3-24 – Curva X/X_g versus φ .

Analogamente, o mesmo procedimento é feito para o carregamento “v”. Aplicando-se um deslocamento horizontal de 0,01 m no apoio “B”, tem-se:

$$\delta_{10}^v = -0,01 \text{ m} \quad (3.60)$$

$$\delta_{11} = 4,5402 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad (3.61)$$

e, conseqüentemente, obtém-se:

$$X_v = -\left(\frac{\delta_{10}^v}{\delta_{11}}\right) = \left(\frac{-0,01}{4,5402 \cdot 10^{-4}}\right) = 22,03kN \quad (3.62)$$

É importante notar que, nesse caso, o valor calculado para δ_{11} é diferente daquele obtido para o caso de carregamento “g”. Isso se deve ao fato de a idade do concreto no instante da aplicação do carregamento ter sido levada em conta e, portanto, os valores dos módulos de elasticidade longitudinal e transversal aos 7 dias, e não aos 28 dias.

Assim, o incremento de força ΔX é dado por:

$$\Delta X_i = \frac{-\left(\sum_1^{i-1} \Delta X_i \cdot \delta_{11} \cdot \Delta \varphi\right)}{(\delta_{11} \cdot \Delta \varphi) + \delta_{11}(t)} \quad (3.63)$$

Para os mesmos $t_\infty = 15000$ dias e $\varphi_\infty = 3,129$, obtém-se:

$$X = X_v - X_v^\varphi = 1,146kN \quad (3.64)$$

A Figura 3-25 ilustra a curva X/X_v versus coeficiente de fluência φ .

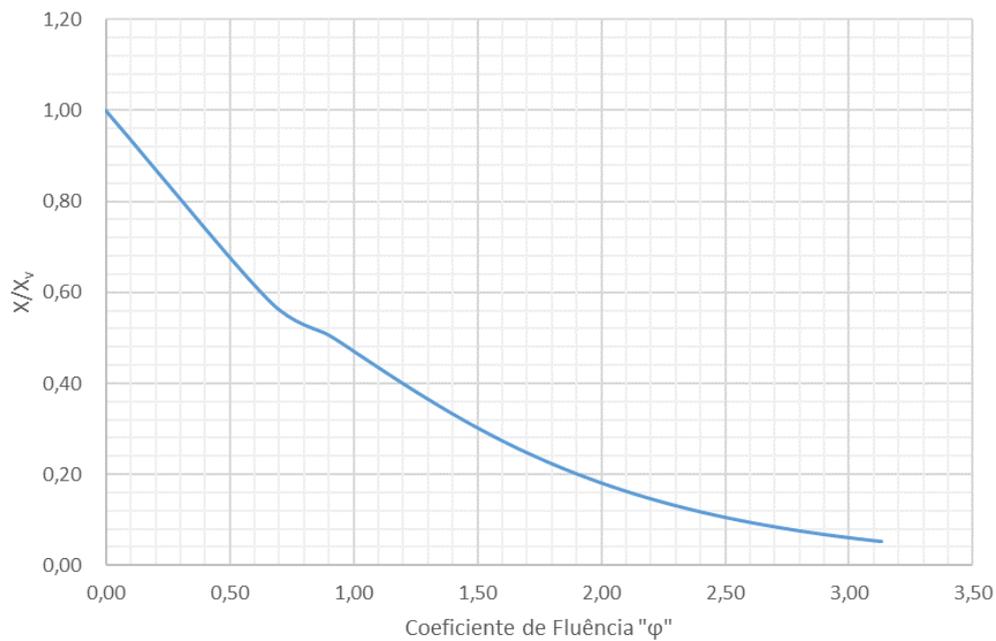


Figura 3-25 – Curva X/X_v versus φ .

Utilizando a Eq. (3.51), obter-se-ia o valor de $X_v - X_v^\phi = 0,964 \text{ kN}$, o que mais uma vez confirma as hipóteses simplificadoras de Dischinger.

A Figura 3-26 e a Figura 3-27 apresentam os resultados obtidos da análise numérica do exemplo em estudo com o uso de programa computacional. Comparando-se as respostas dos métodos de análise, nota-se que os valores determinados são praticamente idênticos, tal como mostra a Tabela 3-6.

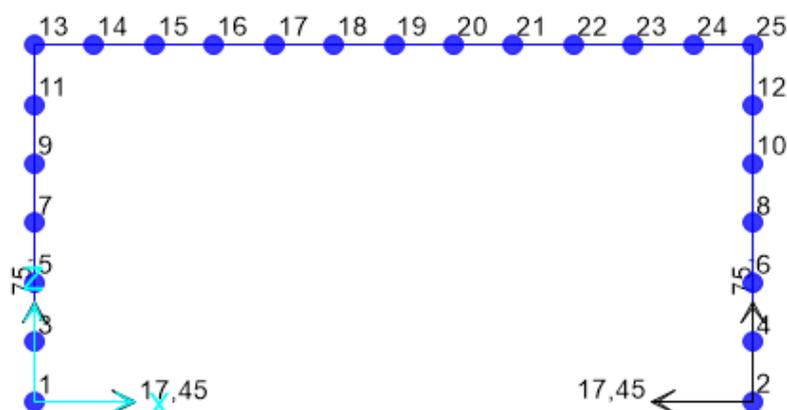


Figura 3-26 – Reações de apoio [kN] devidas ao carregamento “g”.

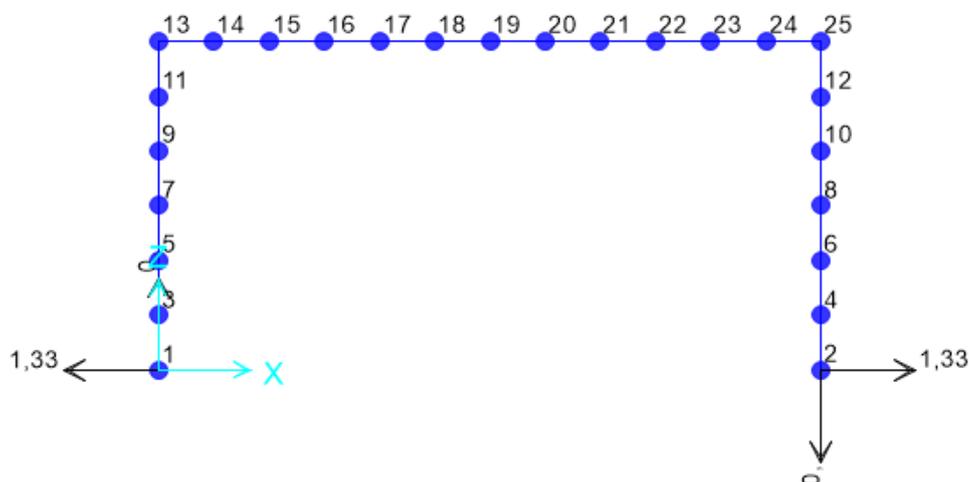


Figura 3-27 – Reações de apoio [kN] devidas ao carregamento “v”.

Tabela 3-6 – Comparação entre os resultados da reação X no apoio “B” para $t = \infty$.

| REAÇÃO X NO APOIO "B" PARA $t = \infty$ | | | |
|---|---|--------------------------|---------------------------------------|
| CASO DE CARREGAMENTO | Equações Aproximadas de Dischinger [kN] | Programa* Elaborado [kN] | Programa Computacional Comercial [kN] |
| $X = X_g^\phi$ (Carregamento "g") | 17,76 | 17,60 | 17,45 |
| $X = X_v - X_v^\phi$ (Carregamento "v") | 0,96 | 1,15 | 1,33 |

*cálculo pelos programas Excel e Mathcad (Anexo B)

Conclui-se, com a aplicação numérica aqui apresentada que, em um programa de análise reológica, é necessário levar em consideração os seguintes fatores:

- As funções de fluência e de retração segundo prescrições normativas modernas;
- A variação do módulo de elasticidade do concreto em função do tempo;
- A utilização da hipótese de Boltzman que considera a superposição dos efeitos discretos da fluência em diferentes idades de aplicação dos acréscimos das cargas;
- A consideração das deformações elásticas em função do apropriado módulo de elasticidade do concreto, quando houver variação dos esforços internos.

Aplicação numérica desses conceitos é apresentada detalhadamente em SCHULZ (1993).

4. FORÇAS NOS ESTAIS E ETAPAS CONSTRUTIVAS

Este capítulo apresenta conceitos e métodos de análise importantes no tocante à análise dos estais. Além disso, mostra a relevância do estudo detalhado das etapas construtivas em pontes estaiadas.

4.1. ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE PONTES ESTAIADAS

O projeto de pontes com sistema de múltiplos estais envolve estruturas com elevado grau de hiperstaticidade e, na maioria dos casos, seus elementos, consideravelmente esbeltos, estão sujeitos a cargas de grande magnitude. Nesse contexto, as simulações analíticas buscam, dentro de certa tolerância, a maior proximidade possível com o comportamento real da estrutura. Para isso, os cálculos devem envolver, além de não linearidades geométricas e físicas, as análises reológicas.

Quando a estrutura é analisada no regime linear, as hipóteses de que os materiais constituintes obedecem à Lei de Hooke e que a geometria deformada não difere significativamente da indeformada, estão implicitamente atendidas. No entanto, basta que uma das hipóteses seja violada para que efeitos da não linearidade, seja ela de cunho físico ou geométrico, passem a ter relevância na análise.

Outra questão a ser considerada na análise estrutural diz respeito às forças nos estais. Estes funcionam como apoios elásticos do tabuleiro e distribuem-se de forma a reduzir os momentos na viga de rigidez. As forças nos cabos, *a priori*, são escolhidas de tal maneira que os momentos fletores no tabuleiro e no pilone sejam reduzidos ou, até mesmo, eliminados (situação hipotética). Dessa forma, tanto o pilone quanto o tabuleiro trabalhariam basicamente à compressão quando submetidos ao carregamento de peso próprio e, particularmente no caso de estruturas de concreto, teriam seus efeitos de segunda ordem reduzidos, assim como as deformações provocadas por flexão.

Tudo isso faz com que o projetista estime, antecipadamente, as forças iniciais que devem ser aplicadas aos cabos no momento de suas instalações. Essa determinação se dá por meio de processos de análise dos estágios construtivos e baseado em escolhas do próprio projetista para as condições finais desejadas, que podem ser, dentre outras: a limitação dos deslocamentos do tabuleiro e/ou pilone; a estimativa dos momentos fletores em determinadas seções e/ou das forças nos estais sob carga permanente.

Analisar cada fase de construção é extremamente importante e laborioso, basta considerar que, dependendo do método de construção, o sistema estrutural pode mudar significativamente, chegando, às vezes, a resultar em esforços mais críticos durante a construção do que na fase final da obra. Sendo assim, as etapas construtivas devem ser avaliadas de forma precisa e criteriosa, mediante duas análises: uma retroativa (desmontagem ou *backward analysis*), que segue o sentido inverso ao do processo de execução, e outra progressiva (montagem ou *forward analysis*). Ainda que alguns autores afirmem que apenas a desmontagem é suficiente para a análise das etapas construtivas (ALMEIDA, 2017), cada uma das duas tem a sua parcela de importância diante do que se deseja analisar.

WALTHER *et al.* (1999) estabeleceram um fluxograma genérico capaz de ilustrar os passos inerentes ao projeto de ponte estaiada, como mostrado na Figura 4-1.

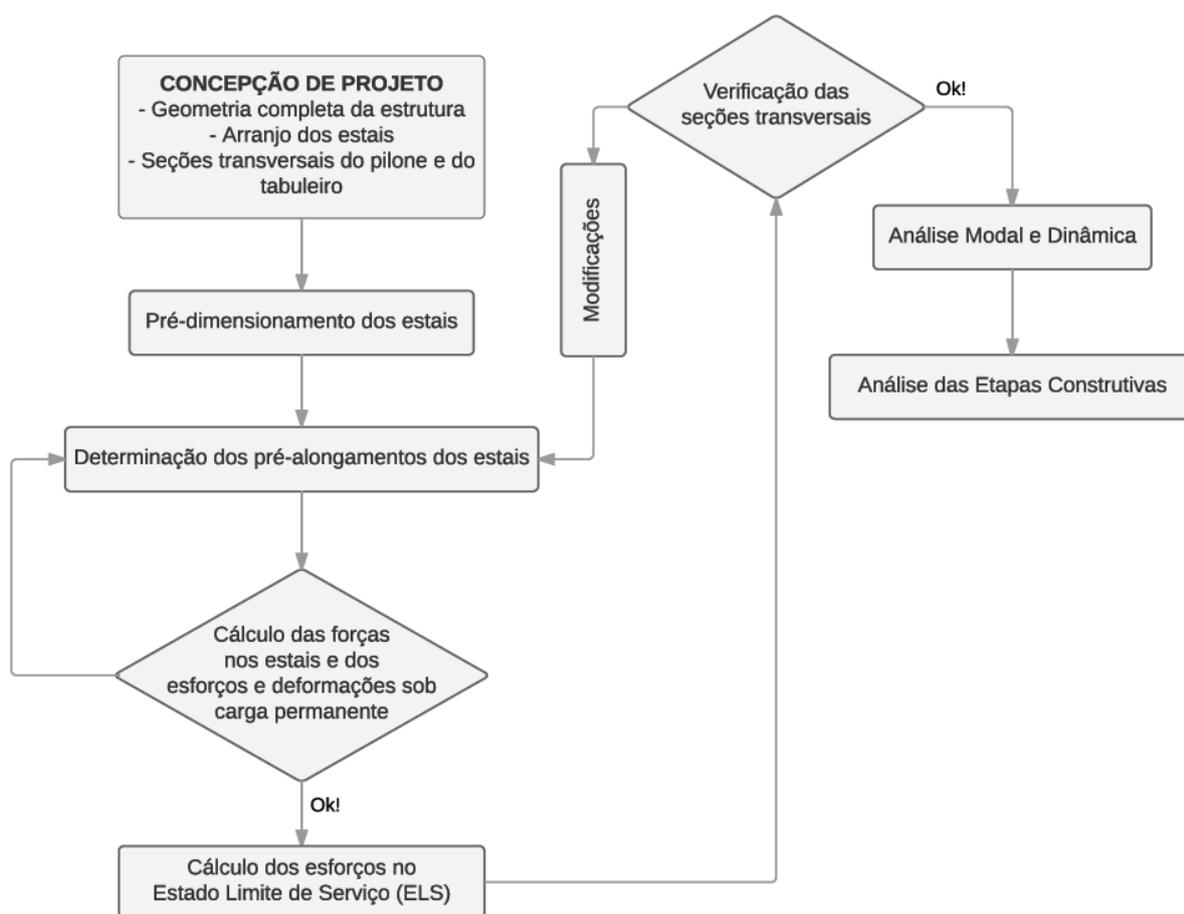


Figura 4-1 – Fluxograma genérico de um projeto de ponte estaiada (Adaptado de WALTHER *et al.*, 1999).

O processo iterativo de obtenção dos valores ideais de pré-alongamentos, capazes de representar, dentro da tolerância prevista, as forças axiais desejadas nos estais, é chamado, usualmente, de calibração do modelo.

4.2. NÃO LINEARIDADE FÍSICA

Materiais com comportamento não linear físico, tal como o concreto e o aço, são aqueles cujas relações tensão-deformação não obedecem a lei de Hooke, ou seja, não existe proporcionalidade direta entre a tensão e a deformação no material.

Quando empregados elementos estruturais de concreto armado, a análise quanto à não linearidade física torna-se bastante complexa. Isso porque, além da necessidade de consideração da quantidade e disposição de armadura no elemento, por exemplo, o concreto pode ter sua rigidez reduzida em regiões tracionadas em função da abertura de fissuras. Sendo assim, é a rigidez da seção fissurada, composta de concreto mais armadura (passiva e/ou ativa), que deve ser investigada e considerada nos casos de análise não linear.

Salvo casos como o de determinação dos esforços de segunda ordem em pilares, onde a análise não linear física e geométrica é procedimento corriqueiro, a consideração da não linearidade física em estruturas de concreto torna-se uma tarefa trabalhosa e difícil de ser implementada.

Uma análise deste problema, feita de forma matricial consistente, foi apresentada por GALGOUL (1985). O programa Knick ou Flamob, de sua autoria, foi utilizado em vários projetos importantes a partir de 1985, incluindo o da Central Nuclear de Angra, Unidade 2.

4.2.1. CONCRETO

A NBR 6118:2014 estabelece, no seu item 8.2.10, os diagramas tensão-deformação do concreto, tanto sob o efeito de compressão quanto de tração. Nele é preconizado que, para tensões de compressão inferiores a $0,5 \cdot f_c$, a relação pode ser admitida linear e o módulo de elasticidade secante deve ser adotado tal como prescrito no item 8.2.8. Também de acordo com a referida norma, para análises no ELU, podem ser empregados o diagrama idealizado da Figura 4-2 ou as simplificações propostas no seu item 17.

Como forma simplificada para a consideração aproximada da não linearidade física provocada pela presença de fissuras, a NBR 6118:2014 propõe, no seu item 15.7.3, reduções de rigidez à flexão da seção bruta de acordo com o tipo de elemento estrutural.

Além do método simplificado prescrito, existem estudos acerca da determinação dos esforços seccionais e dimensionamento de peças a partir do modelo de chapas fissuradas, tal como apresentado no *CEB Appendix 2 Bulletin d'Information num. 141* e em SCHULZ (1988).

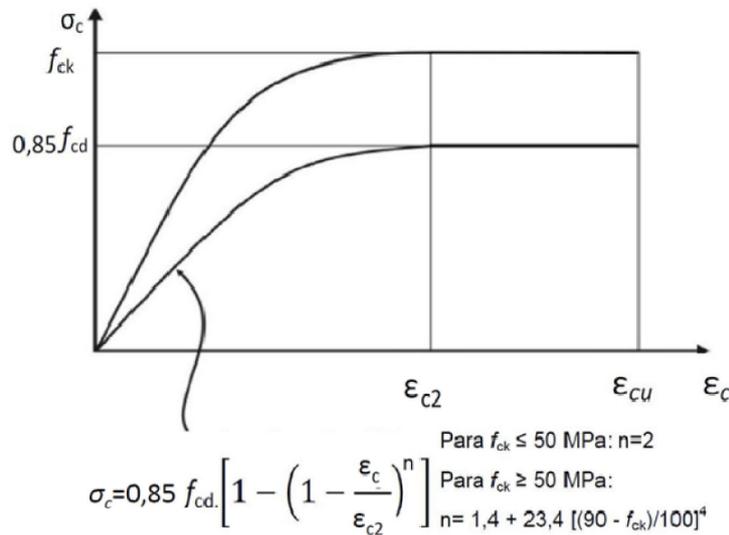


Figura 4-2 – Diagrama tensão-deformação para concreto comprimido (Adaptado da NBR 6118:2014).

4.2.2. AÇO

Para os aços de armadura ativa e passiva, a NBR 6118:2014 estabelece diagramas simplificados (Figura 4-3) que podem ser utilizados em ambos os cálculos, seja no estado limite último ou no de serviço.

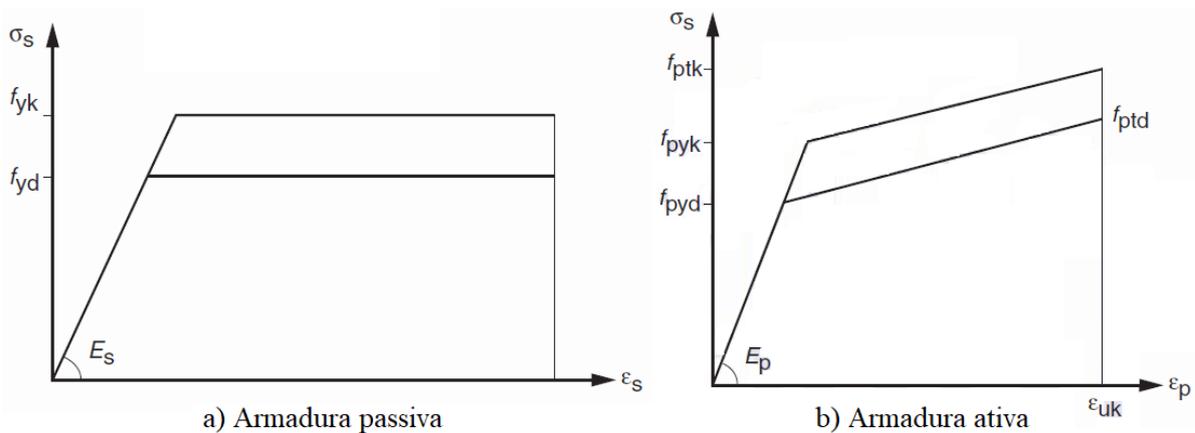


Figura 4-3 – Diagramas tensão-deformação simplificados para aço (Adaptado da NBR 6118:2014).

Para as faixas usuais de tensão, é possível utilizar simplificações das relações tensão-deformação do aço e do concreto sem muita perda de precisão. A não linearidade física pode ser desprezada quando se trata do Estado Limite de Serviço (ELS), o que já não acontece no Estado Limite Último (ELU), onde avalia-se a segurança quanto à ruptura dos elementos. Isso ocorre porque, no ELS, o concreto fica submetido a tensões menores e apresenta pouca ou nenhuma fissura (ALMEIDA, 2017).

A forma moderna de consideração das análises não lineares físicas de estruturas de concreto armado e protendido deve seguir as prescrições do item 5.8.6 da norma europeia EN 1992-1-1 (2004).

4.3. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Na análise linear elástica de uma estrutura, assume-se que as deformações são tão pequenas que seus efeitos sobre o equilíbrio e modo de resposta da estrutura são desprezíveis. As equações de equilíbrio, neste caso, são escritas em termos da geometria indeformada da estrutura, como mostrado na Eq. (4.1).

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

onde:

$\{P\}$ é vetor de forças nodais aplicadas;

$[K]$ é a matriz de rigidez linear elástica da estrutura;

$\{\Delta\}$ é o vetor de deslocamentos nodais.

Entretanto, em estruturas esbeltas como pontes estaiadas, a análise não linear geométrica deve ser considerada. Isso se deve ao fato de os deslocamentos finitos passarem a ser relevantes e, conseqüentemente, os esforços de segunda ordem, requerendo assim que a formulação das equações de equilíbrio seja feita na posição deformada da estrutura.

A Figura 4-4 exemplifica uma barra engastada e livre sujeita a uma força axial “P” e outra transversal “F”. Nota-se, nos diagramas de esforços solicitantes, a variação no momento fletor de acordo com a consideração ou não da análise não linear geométrica.

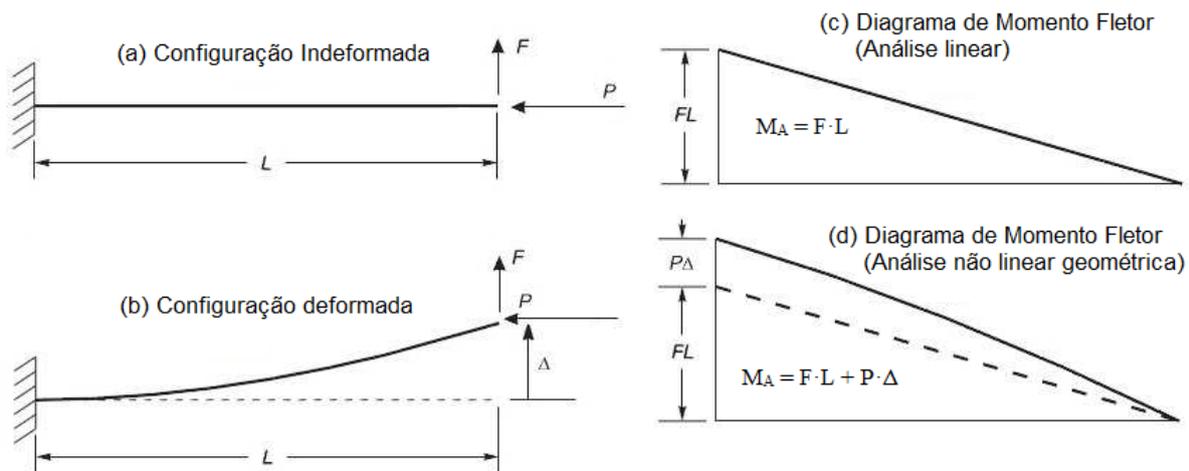


Figura 4-4 – Variação do momento fletor com a consideração da não linearidade geométrica (Adaptado de TOLEDO, 2014).

Com a inclusão dos efeitos de segunda ordem, a matriz de rigidez $[K]$ passa a ser função de duas matrizes, como mostrado na Eq. (4.2), uma referente à rigidez linear elástica $[K_e]$ e outra à rigidez geométrica $[K_g]$, sendo a segunda função das cargas e deslocamentos.

$$\{P\} = [K_e + K_g] \cdot \{\Delta\} \quad (4.2)$$

Sendo assim, as equações de equilíbrio de um elemento espacial de barra, tal como ilustrado na Figura 4-5, são dadas pela equação matricial (4.3):

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \\ P_7 \\ P_8 \\ P_9 \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = [K_e + K_g] \cdot \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_7 \\ \delta_8 \\ \delta_9 \\ \theta_{10} \\ \theta_{11} \\ \theta_{12} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

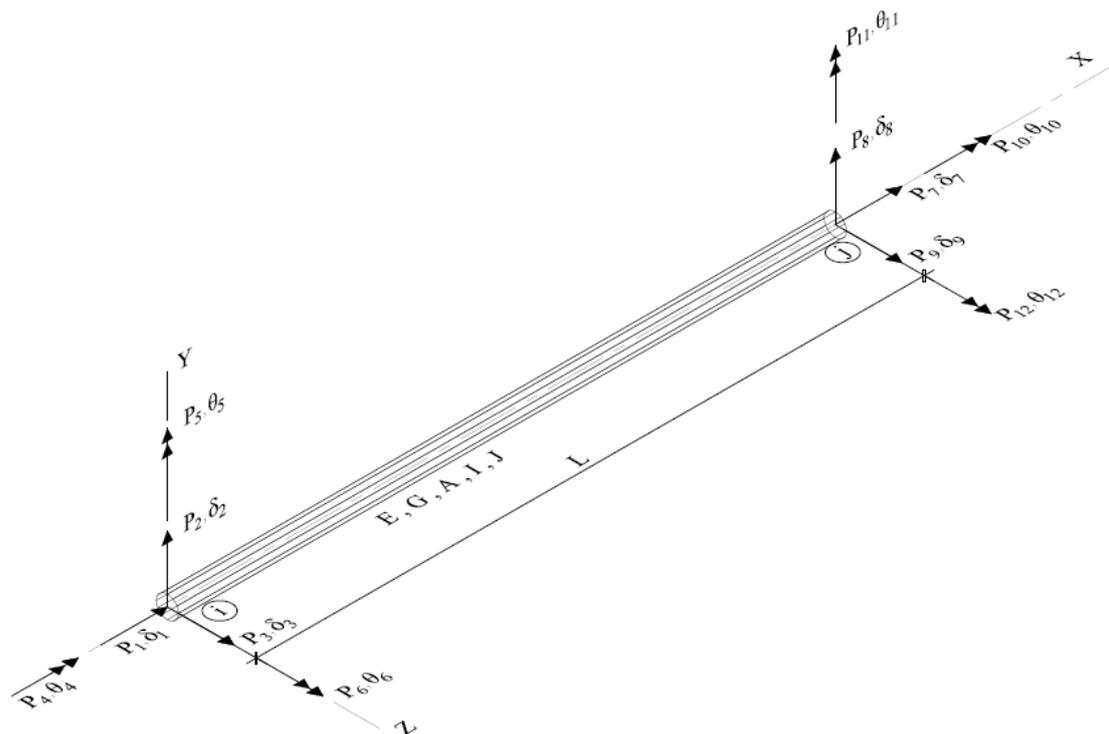


Figura 4-5 – Elemento de barra de pórtico espacial.

A matriz de rigidez elástica é dada por:

$$[K_e] = E \cdot \begin{bmatrix} \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_z}{L^2} & 0 & -\frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12I_y}{L^3} & 0 & -\frac{6I_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12I_y}{L^3} & 0 & -\frac{6I_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{EL} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{EL} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_y}{L^2} & 0 & \frac{2I_y}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_z}{L} & 0 & -\frac{6I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2I_z}{L} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6I_z}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12I_y}{L^3} & 0 & \frac{6I_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{EL} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_y}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4I_z}{L} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

G é o módulo de elasticidade transversal do material;

A é a área da seção transversal;

L é o comprimento do elemento;

I_y é o momento de inércia em relação ao eixo y ;

I_z é o momento de inércia em relação ao eixo z ;

J é a constante de torção de Saint Venant.

A Eq. (4.4) não atende ao caso de análises não lineares físicas. Detalhes sobre a consideração da não linearidade física na referida equação podem ser encontrados em TOLEDO (2014) com base nos estudos de GALGOUL (1985). Os programas de análise estrutural mais difundidos, em geral, não fazem essa consideração, já que tratam, quase sempre, somente da não linearidade geométrica.

A matriz de rigidez geométrica é dada por:

$$[K_g] = \frac{P_{1j}}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} \\ & & \frac{6}{5} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6}{5} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 \\ & & & \frac{J}{A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{J}{A} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{L^2}{30} & 0 \\ & & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{L^2}{30} \\ & & & & & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \frac{6}{5} & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} \\ & & & & & & & & \frac{6}{5} & 0 & \frac{L}{10} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{J}{A} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \frac{2L^2}{15} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

onde:

P_{1j} é a força normal (o índice 1 representa o eixo local longitudinal e o índice j representa a extremidade final do elemento).

Ainda que seja sempre a mesma, a matriz de rigidez é apresentada de diversas formas na literatura. Aqui foi apresentada a proposta por MCGUIRE (2000).

O programa computacional empregado na análise estrutural do modelo desenvolvido nesse trabalho disponibiliza dois métodos para análise não linear geométrica: P-delta e P-delta com grandes deslocamentos. O método P-delta, mais simplificado, em geral é suficiente para análise de pontes estaiadas, bastando que não ocorram grandes deslocamentos na estrutura. Detalhes sobre cada método podem ser encontrados em SILVA (2017).

Um fato importante na formulação das matrizes apresentadas é que somente a torção de Saint Venant é considerada. Os efeitos da torção de empenamento não são levados em conta nessas análises.

Assim, geralmente, em estruturas em que a torção de empenamento tem importância, como pontes de seção aberta, a modelagem estrutural não pode ser realizada com o uso de um elemento único de pórtico. Nesse caso, a forma correta é utilizar elementos de barra (representando as vigas) ligados aos elementos de casca, que representam a laje, por meio de elementos rígidos (*links* ou barras).

A Figura 4-6 mostra um exemplo de modelagem adequada dos elementos estruturais de uma ponte de seção aberta.

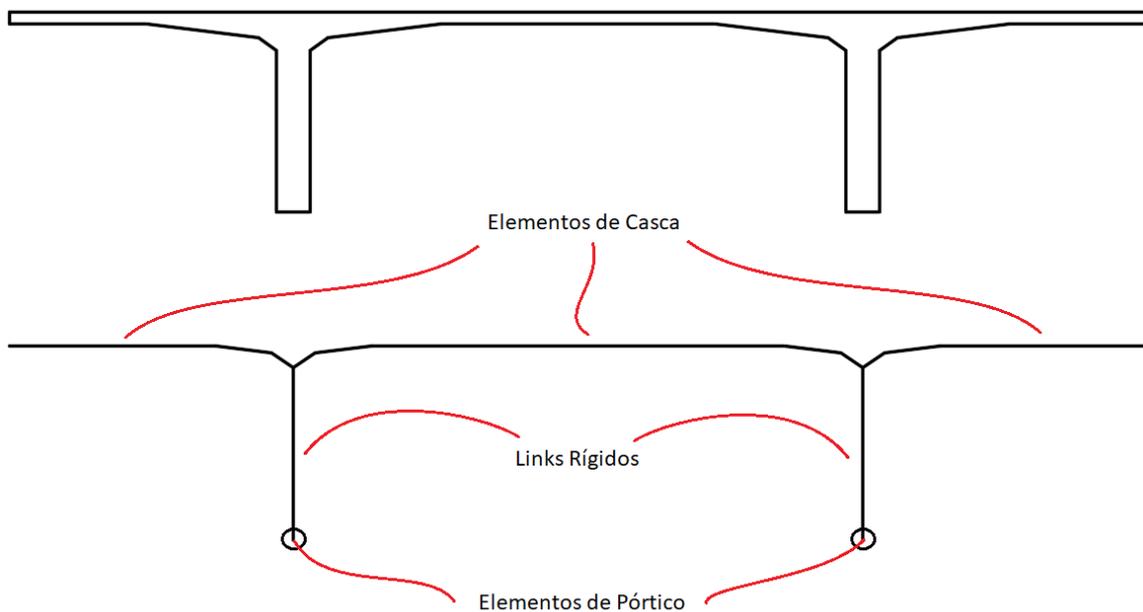


Figura 4-6 – Modelagem estrutural de ponte de seção transversal aberta.

4.4. NÃO LINEARIDADE DOS ESTAIS

Um ponto fundamental a ser levado em consideração quando trata-se de estruturas estaiadas é o comportamento não linear do sistema de cabos, consequência da variação da geometria do cabo em função das respectivas forças axiais. De acordo com SVENSSON (2012), as rigidezes dos cabos são decisivas na rigidez final de uma ponte estaiada.

Com rigidez à flexão praticamente nula e sob a ação de um carregamento vertical de peso próprio ao longo de todo o seu comprimento, os estais tornam-se incapazes de apresentar flecha nula no centro do vão, assumindo, no seu equilíbrio, a forma geométrica de uma catenária. Na hipótese de um cabo com módulo de elasticidade do material constituinte, E_s , infinito, o comportamento geométrico se daria como ilustrado na Figura 4-7.

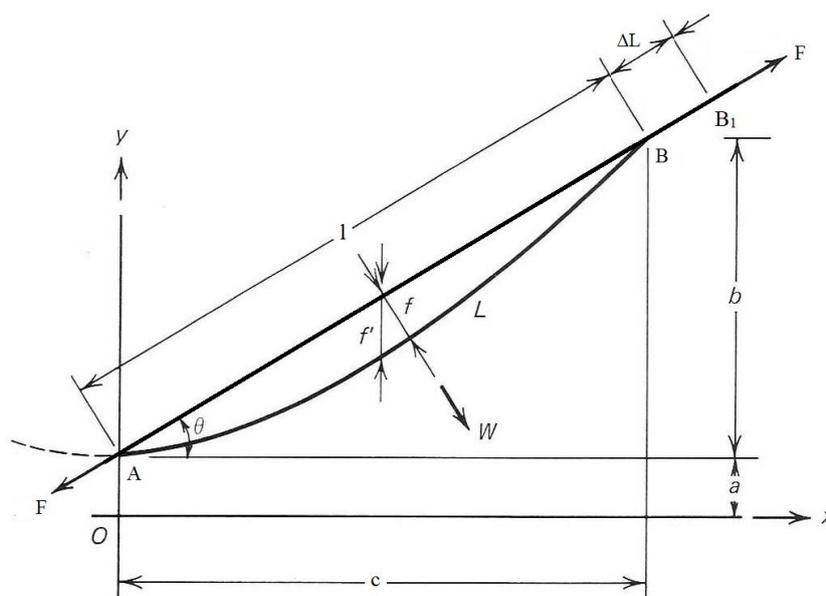


Figura 4-7 – Comportamento geométrico de um estai (Adaptado de PODOLNY e SCALZI, 1986).

Se a força F aplicada assumir valor infinito, considerando A um ponto indeslocável, o ponto B se desloca para o ponto B_1 , o cabo assume forma retilínea e ΔL é dado por:

$$\Delta L = L - l \quad (4.6)$$

Incrementando a força F de ΔF , tem-se para a nova força, designada por F' , o valor de:

$$F' = F + \Delta F \quad (4.7)$$

com deslocamento Δ_B do ponto B , para esta nova força F' , dado por:

$$\Delta_B = \Delta L - \Delta L' \quad (4.8)$$

onde $\Delta L'$ representa, após a aplicação do incremento de força ΔF , a distância entre a nova posição do ponto B e o ponto B_1 .

Já a deformação aparente ε_f , para este deslocamento Δ_B , é dada por:

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta_B}{l} \quad (4.9)$$

Assim, o módulo de elasticidade aparente E_f , para uma tensão σ gerada a partir da força F' , é dado por:

$$E_f = \frac{\sigma}{\varepsilon_f} \quad (4.10)$$

De fato, a consideração do módulo de elasticidade E_s infinito é hipotética. Desta forma, quando submetido à referida tensão σ , provocada por F' , o estai apresenta uma deformação elástica ε_s e, conseqüentemente, um valor diferente de infinito para o módulo de elasticidade E_s , tal que:

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon_s} \quad (4.11)$$

Com o propósito de considerar, simultaneamente, a deformação aparente e a deformação elástica no cálculo das tensões nos estais, ERNST (1965) propôs a substituição do módulo de elasticidade convencional por um módulo de elasticidade tangente equivalente, denominado módulo de elasticidade equivalente idealizado tangente (E_{i-T}) ou módulo de Ernst.

Basicamente, o módulo de elasticidade equivalente idealizado tangente é composto por duas parcelas: uma referente à deformação aparente ε_f , função da variação da geometria do cabo, e outra referente à deformação do material que constitui o estai (ε_s), como mostrado na equação a seguir.

$$E_{i-T} = \frac{\sigma}{\varepsilon_f + \varepsilon_s} \quad (4.12)$$

Ao introduzir na Eq. (4.12) o módulo de elasticidade aparente E_f (referente à deformação aparente ε_f) e o módulo de elasticidade do material que constitui o estai, E_s , dados, respectivamente, pelas equações (4.10) e (4.11), obtém-se o módulo de elasticidade equivalente idealizado, dado por:

$$E_i = \frac{E_s}{1 + \frac{E_s}{E_f}} \quad (4.13)$$

A partir da relação entre o incremento de força ΔF e a variação da deformação aparente $\Delta\varepsilon_f$ é que se obtém o valor do módulo de elasticidade aparente E_f . Como essa relação é complexa para o caso de um cabo com forma geométrica de catenária, ERNST (1965) buscou, por simplificação, aproximar tal forma à geometria parabólica.

Segundo PODOLNY e SCALZI (1986), a aproximação torna-se razoável, com reduzido erro, para razões de flecha ($n = f/c$) inferiores a 0,15, onde f representa a flecha na direção transversal ao cabo e c representa o comprimento da projeção horizontal do cabo inclinado (Figura 4-8).

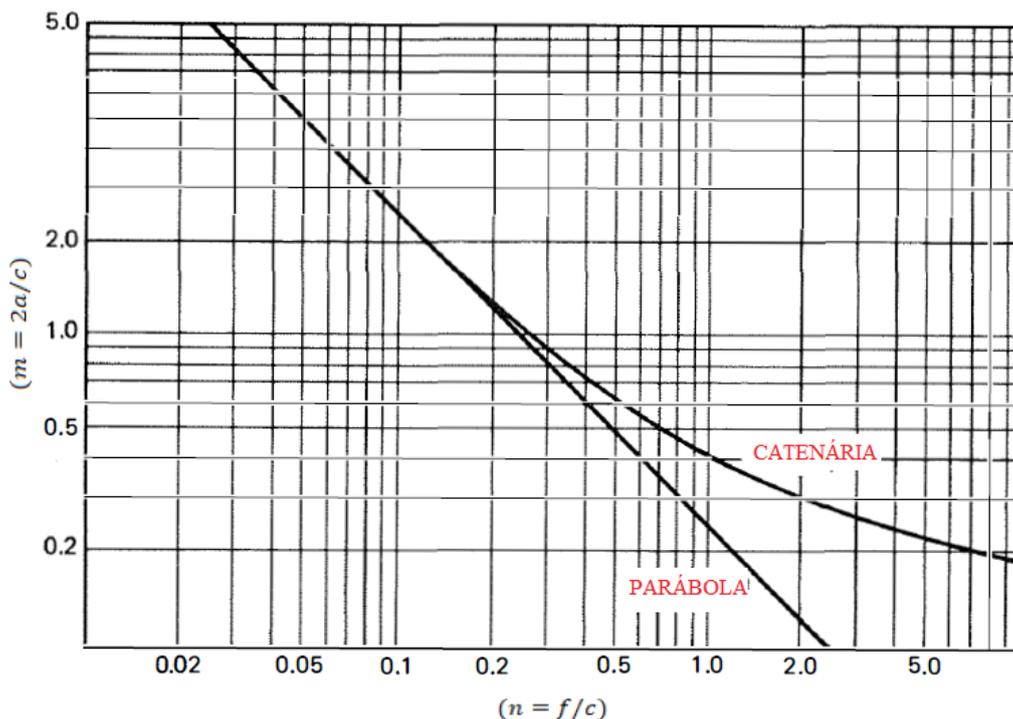


Figura 4-8 – Catenária versus parábola (Adaptado de PODOLNY e SCALZI, 1986).

Sendo assim, ERNST (1965) determinou a equação que define a geometria parabólica do cabo e, a partir dela, de maneira mais simplificada, demonstrou que:

$$E_f = \frac{12 \cdot \sigma^3}{(\gamma \cdot c)^2} \quad (4.14)$$

onde:

γ é o peso específico aparente do cabo (considerando os efeitos dos pesos das capas de PEAD, da cera das cordoalhas e do tubo externo de PEAD do estai);

c é o comprimento da projeção horizontal no cabo;

σ é a tensão de tração no cabo.

Assim, o módulo de elasticidade idealizado tangente E_{i-T} é obtido substituindo-se a Eq. (4.14) na Eq. (4.13), tal que:

$$E_{i-T} = \frac{E_s}{1 + \frac{(\gamma \cdot c)^2}{12 \cdot \sigma^3} \cdot E_s} \quad (4.15)$$

A partir da Eq. (4.15), ERNST (1965) traçou curvas que ilustram, para variados comprimentos de projeção horizontal, a relação entre a tensão atuante no aço, em serviço, e o módulo de elasticidade idealizado tangente. Ele observou que, para um determinado comprimento de projeção horizontal, quanto maior a tensão à qual o estai está submetido, maior é a proximidade entre o módulo de elasticidade idealizado tangente e o módulo de elasticidade do aço que constitui o cabo. O autor verificou também que, para estais com projeções horizontais pequenas (menores que 100 m), essa aproximação acontece de forma muito mais rápida.

A Figura 4-9 mostra as curvas E_{i-T} versus σ obtidas do trabalho de TOLEDO (2014), para variados comprimentos c de projeção horizontal dos estais, com valores atualizados do peso específico aparente do cabo (incluindo os tubos PEAD e ceras) e do tipo de aço (CP 177 RB).

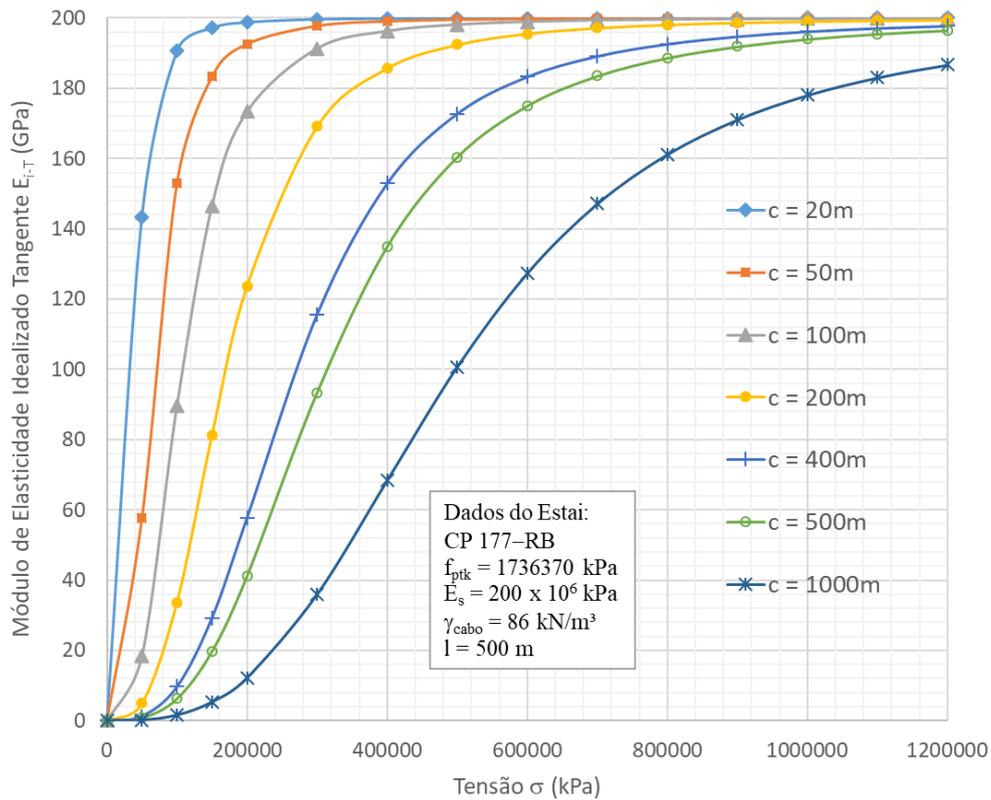


Figura 4-9 – Curvas E_{i-T} versus σ para variados comprimentos c de projeção horizontal (Adaptado de TOLEDO, 2014).

TOLEDO (2014) também atualizou as curvas de WALTHER *et al.* (1999) que mostram, para diversas relações entre a tensão atuante e a tensão de ruptura do aço do estai, a correspondência entre a razão E_{i-T}/E_s e o comprimento da projeção horizontal do cabo.

A Figura 4-10 mostra que a relação entre os módulos de elasticidade se aproxima da unidade, e dela pouco se afasta, mesmo para grandes comprimentos de projeções horizontais, quando os estais ficam submetidos a tensões elevadas. Por outro lado, quando os estais são submetidos a tensões relativamente baixas, a relação entre os módulos de elasticidade se afasta da unidade de maneira acentuada com o aumento do tamanho da projeção horizontal.

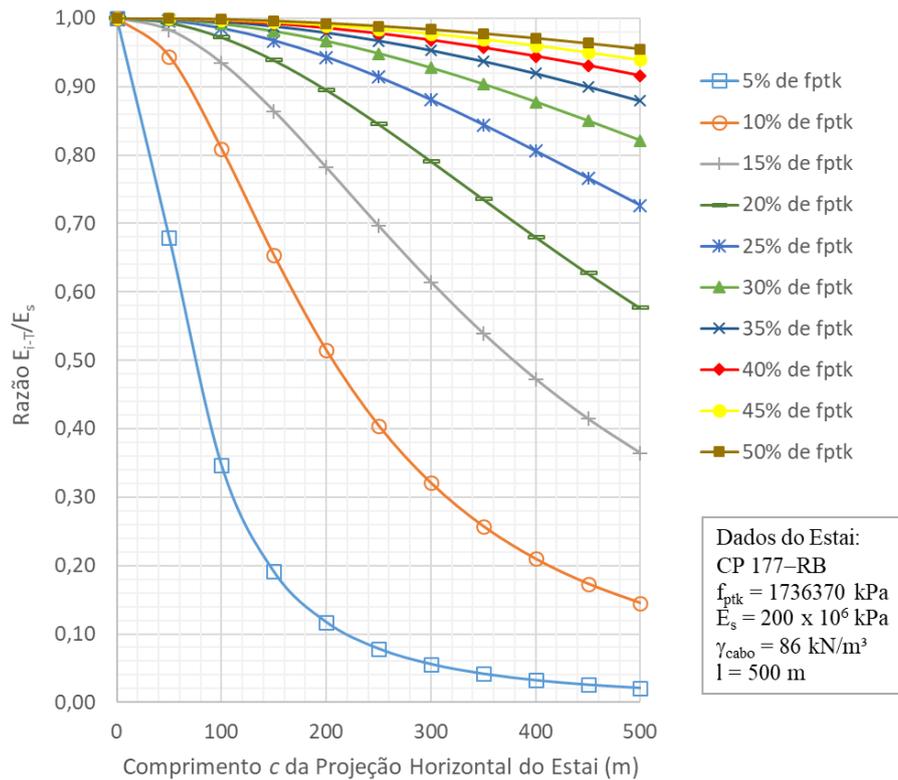


Figura 4-10 – Curvas E_{i-T}/E_s versus c para variados valores de tensão aplicada (Adaptado de TOLEDO, 2014).

Frente ao fato de que os estais ficam sujeitos a elevadas variações de tensão, principalmente nas pontes ferroviárias, ERNST (1965) desenvolveu uma fórmula para o módulo de elasticidade aparente secante, de forma a considerar as variações de tensões a que os estais ficam submetidos ao longo de suas vidas úteis. Para isso, substituiu a tensão σ , oriunda de um estado permanente, ou seja, com um valor único e constante, por relações entre as tensões máxima e a mínima atuante no cabo, tal que:

$$E_{f-s} = \frac{12 \cdot \sigma_m^3}{(\gamma \cdot c)^2} \cdot \frac{16 \cdot \mu^2}{(1 + \mu)^4} \quad (4.16)$$

onde:

E_{f-s} é o módulo de elasticidade aparente secante;

σ_m é a média entre as tensões máxima e mínima no estai $(\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}/2)$;

μ é a relação entre a tensão mínima e a máxima no estai $(\sigma_{m\acute{a}x}/\sigma_{m\acute{i}n})$.

Substituindo a Eq. (4.16) na Eq. (4.13), chega-se a:

$$E_{i-s} = \frac{E_s}{\left[1 + \left(\frac{(\gamma \cdot c)^2}{12 \cdot \sigma_m^3} \cdot \frac{(1 + \mu)^4}{16 \cdot \mu^2} \cdot E_s \right) \right]} \quad (4.17)$$

A formulação leva em conta não só o módulo de elasticidade do material dos cabos, como também o fato de os estais estarem submetidos a valores de tensão variáveis. Esta é representada pela tensão média (σ_m) e pela relação entre os valores máximo e mínimo de tensão (μ).

A Figura 4-11 apresenta uma adaptação de TOLEDO (2014) para a curva σ/f_{ptk} versus deformação proposta por ERNST (1965).

Para o intervalo de tensões nos estais entre 10% de f_{ptk} e 40% de f_{ptk} , ERNST (1965) recomenda a aproximação linear representada pela reta cujo coeficiente angular corresponde ao módulo de elasticidade idealizado secante, dado pela Eq. (4.17).

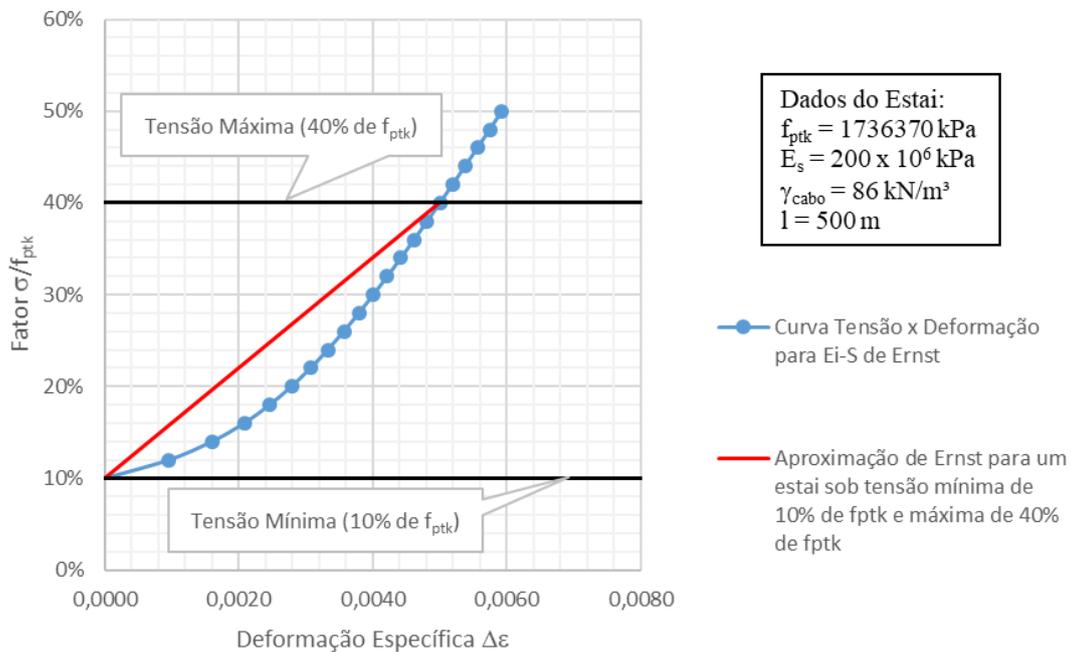


Figura 4-11 – σ/f_{ptk} versus ε (Adaptado de TOLEDO, 2014).

Alguns programas modernos de análise estrutural permitem que os estais sejam modelados como elementos de cabo (*cable*) e que, dessa forma, desenvolvam ao longo de seu comprimento sua forma geométrica real, a de catenária.

Estudos desenvolvidos por ALMEIDA (2017) e TOLEDO (2014) mostram que elementos de barra, embora forneçam uma forma linear não realista aos estais, na faixa de tensão em que estes trabalham, a discrepância de resultados entre as duas possibilidades de modelagem é praticamente nula, de forma que representá-los como barra não traz perda de precisão ao modelo computacional (Figura 4-12).

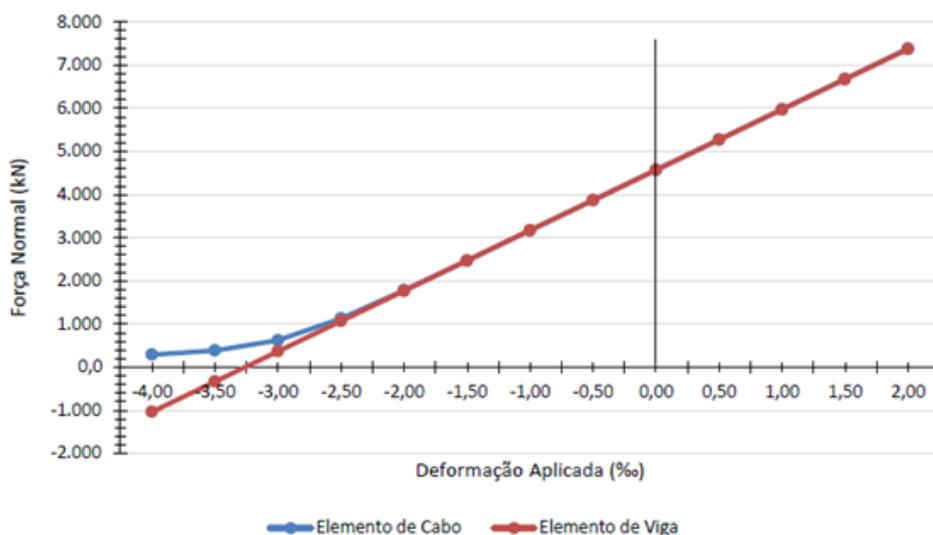


Figura 4-12 – Relação entre força normal e deformação aplicada (ALMEIDA, 2017).

Dentre as vantagens da modelagem como *cable*, intrinsecamente não linear, está o fato desta possibilitar o ajuste automático da rigidez do cabo à medida que sua força normal varia. Todavia, segundo GOMES (2013), mesmo que apresentando menos recursos no quesito modelagem, a facilidade de aplicação e a pequena influência nos resultados, se comparados com os elementos de cabo, faz com que os elementos de barra sejam mais utilizados pelos projetistas.

A definição do tipo de elemento a ser utilizado, para qualquer que seja o componente estrutural, vai variar de acordo com as características geométricas da obra de arte e da necessidade de discretização do modelo.

É importante frisar que as pontes estaiadas são estruturas com alto grau de complexidade, que possuem diversos tipos de não linearidade e elevado número de etapas para análise. Sendo assim, o modelo deve ser completo e o mais simples possível, de forma a minimizar o tempo de processamento, tal como descrito por ALMEIDA (2017) ao tratar da definição do modelo ideal.

4.5. FADIGA DOS ESTAIS

O fenômeno de fadiga está associado a oscilações de tensão provocadas por ações dinâmicas repetidas, que modificam progressiva e permanentemente a estrutura interna dos materiais. Nas pontes rodoviárias e ferroviárias deve-se verificar a fadiga, calculando-se a flutuação de tensões em serviço (ELS), de acordo com a norma utilizada pelo projetista. A NBR 6118 (2014) traz isso no seu item 23.5.2.

Há uma diferença conceitual importante sobre o comportamento à fadiga de cabos usuais protendidos e de estais. A razão é que, nas pontes estaiadas, as forças de protensão são transferidas integralmente por suas ancoragens, enquanto nas peças com protensão aderente, as forças são transferidas gradualmente ao longo da extensão dos cabos pela aderência das cordoalhas com a calda de injeção das bainhas.

A fadiga nos estais relaciona-se, essencialmente, a três causas principais: as endentações das cunhas de ancoragem sobre os fios externos das cordoalhas, os desvios geométricos espaciais das cordoalhas dentro dos sistemas de ancoragem e os erros geométricos permitidos na montagem dos estais.

Pontes ferroviárias apresentam maior relação entre as parcelas de carga permanente e móvel, fazendo com que o efeito da fadiga seja mais decisivo e, em muitos casos, governe a dimensão final do cabo, por exemplo. Pontes rodoviárias também não dispensam a verificação, mas nelas o efeito é menos significativo, principalmente em caso de tabuleiros de concreto (grande peso próprio). Na prática, o que se faz é comparar a variação de tensão em serviço com a variação limite admitida.

GIMSING e GEORGAKIS (2012) sugerem, para determinação da variação limite de tensão, o uso da curva de Wöhler, também conhecida como curva S – N, que associa o número N de ciclos de carga à variação de tensão $\Delta\sigma$ que o material é capaz de suportar. Na forma genérica e base logarítmica, a curva passa a ser composta por linhas retas e é representada pela seguinte expressão:

$$\log (\Delta\sigma) = C_1 \cdot \log N + C_2 \quad (4.18)$$

Os valores mostrados na Tabela 4-1 correspondem ao que o *Post-Tensioning Institute* (PTI), nos Estados Unidos, recomenda adotar para cabos protendidos formados por fios ou cordoalhas em paralelo.

Tabela 4-1 – Equações de Wöhler (Adaptado de GIMSING e GEORGAKIS, 2012).

| Número N de Ciclos | Variação da Tensão Admitida (MPa) | |
|------------------------|--|---|
| | Cabo de Fios Paralelos | Cabo de Cordoalhas Paralelas |
| $N < 3 \times 10^6$ | $\log \Delta \sigma = -0,253 \log N + 3,815$ | $\log \Delta \sigma = -0,301 \log N + 4,01$ |
| $N \geq 3 \times 10^6$ | $\Delta \sigma = 150$ | $\Delta \sigma = 115$ |

Substituindo, nas formulações apresentadas na Tabela 4-1, N igual a 2 milhões de ciclos, conforme prescrição da NBR 6118 (2014), obtém-se, para cabos protendidos formados por cordoalhas em paralelo, a variação limite de tensão, $\Delta \sigma$, igual a 130 MPa, como mostrado na Figura 4-13.

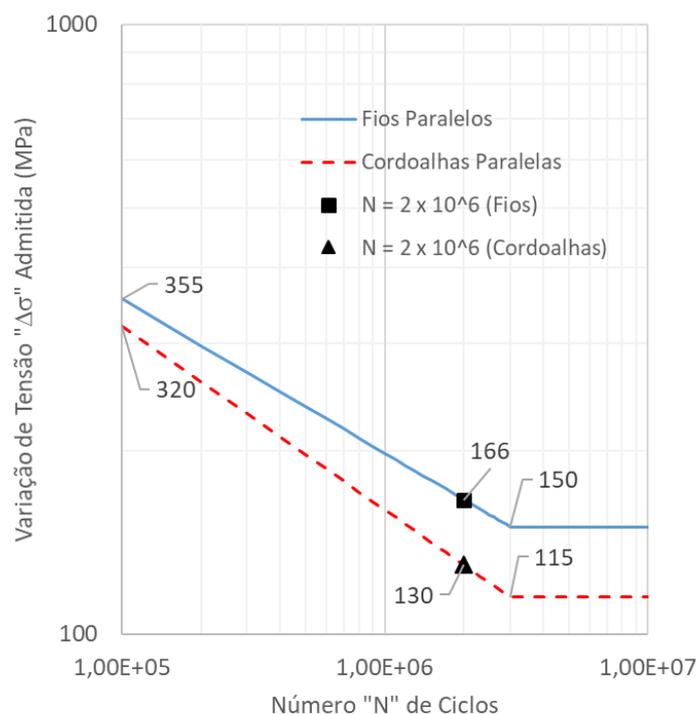


Figura 4-13 – Curvas de Wöhler para cabos de fios ou cordoalhas em paralelo.

Os valores limites de flutuação das tensões variam segundo as diversas prescrições normativas. A recomendação da FIB (2005), por exemplo, propõe fixar a variação de tensão em 200 MPa para 2 milhões de ciclos. A NBR 6118 (2014), por outro lado, especifica, no seu item 23.5.5, que o limite de flutuação de tensões para cabos protendidos retos sujeitos a 2 milhões de ciclos é de 150 MPa.

Para que pudessem ser definidos os números de ciclos de amplitudes em função das variações de tensões, o ideal seria a realização de inúmeros testes dinâmicos, o que na prática não acontece. TOLEDO (2014) descreve com detalhes, no seu item 2.1.2.1, não só o método de ensaio preconizado pela FIB (2005), mas também associações entre

resultados de ensaios, tanto do cabo quanto da cordoalha isolada que o compõe, cujo objetivo é determinar a curva S – N, ainda que de forma aproximada.

WALTHER *et al.* (1999) explicitam a importância do fenômeno da fadiga ao associar o cálculo da tensão admissível (utilizada no dimensionamento da seção transversal dos cabos) ao fator η , que expressa a razão q/g , onde g representa as cargas permanentes e q a carga móvel distribuída correspondente ao tipo de tráfego a que a ponte está submetida. Segundo esses autores, para pontes rodoviárias de concreto, η varia entre 0,2 e 0,3. Já para pontes ferroviárias em aço, o fator η fica entre 1,0 e 2,0.

Resumidamente, a tensão admissível de projeto deve atender simultaneamente aos critérios de força e de fadiga, mostrados, respectivamente, nas Eq. (4.19) e (4.20):

$$\sigma_g + \sigma_q < \sigma_{\text{ADMISSÍVEL}} \quad (4.19)$$

$$\Delta\sigma_q < \Delta\sigma_{\text{ADMISSÍVEL}} \quad (4.20)$$

Portanto, valores reduzidos de η representam pequena variação de tensão para carga móvel ($\Delta\sigma_q$), fazendo preponderar o critério de força. Para valores elevados de η , a variação $\Delta\sigma_q$ passa a ter maior relevância, tornando-se mais importante o critério de fadiga.

A Figura 4-14 evidencia a relação entre os dois critérios.

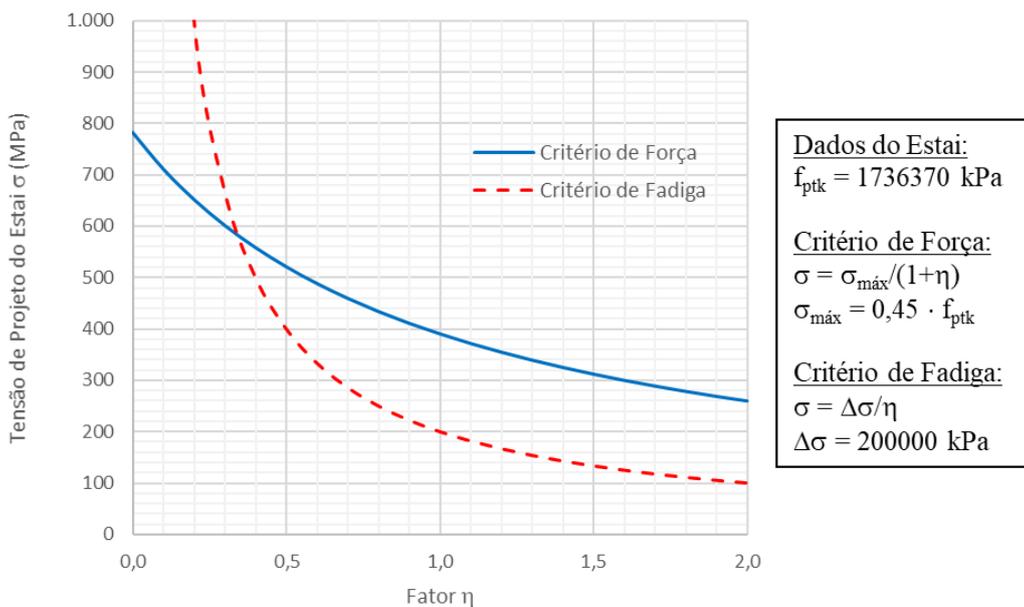


Figura 4-14 – Tensão admissível nos estais *versus* fator η , para critérios de força e fadiga (Adaptado de WALTHER *et al.*, 1999).

4.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ESTAIS

Algumas são as formas de pré-dimensionamento dos estais. O comum entre elas é que todas devem garantir, para atuação de cargas permanentes (peso próprio, revestimento e guarda-rodas) e móveis, a tensão máxima admissível, no ELS, de $0,45 f_{ptk}$, sendo f_{ptk} a tensão de ruptura à tração característica do aço de protensão.

TORNERI (2002) pré-dimensiona os estais por área de influência (Figura 4-15), considerando que a carga permanente é igualmente distribuída entre os estais na mesma seção transversal e que a carga móvel atua excentricamente à seção, junto a um dos estais. No caso de estais de ré, o critério adotado é diferente. Além da parcela vertical referente à sua área de influência, os estais de ancoragem são responsáveis por anular a resultante dos esforços horizontais introduzidos na torre e, conseqüentemente, garantir pequenos deslocamentos horizontais da mesma.

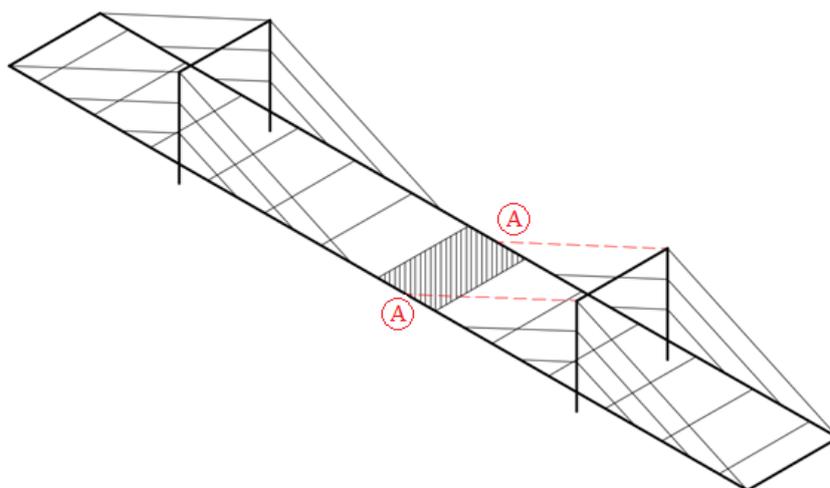


Figura 4-15 – Representação esquemática da área de influência do par de estais A.

Já WALTHER *et al.* (1999) descrevem um modelo simplificado de análise linear elástica, onde os estais, representados por seus pontos de ancoragem, são substituídos por apoios indeslocáveis, fazendo da ponte uma espécie de viga contínua (Figura 4-16). Calculadas as reações de apoio, basta decompô-las na direção do estai, de acordo com a Eq. (4.21), e dimensionar a área de aço, conforme a Eq. (4.22), dadas por:

$$N_i = \frac{R_i}{\text{sen}(\alpha_i)} = \frac{G + Q}{\text{sen}(\alpha_i)} \quad (4.21)$$

$$A_i = \frac{R_i}{\sigma} \quad (4.22)$$

onde:

N_i é a força normal no estai “i”;

R_i é a reação de apoio no ponto de ancoragem do estai “i”;

G é a parcela da carga permanente;

Q é a parcela da carga móvel;

α_i é o ângulo que o estai “i” faz com o tabuleiro;

A_i é a área de aço do estai “i”;

σ é a tensão de tração admissível no estai, limitada a $0,45 f_{ptk}$.

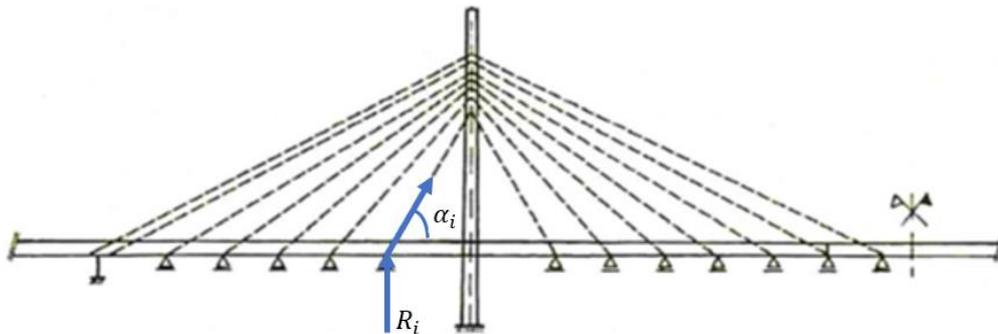


Figura 4-16 – Modelo simplificado de viga contínua para pré-dimensionamento dos estais (Adaptado de WALTHER *et al.*, 1999).

Ressalta-se a importância do fator η no cálculo da tensão admissível (σ). Tal como apresentado no item 4.5, o fator η indica o critério preponderante no dimensionamento do estai, se o de força ou o de fadiga.

A partir das dimensões preliminares dos elementos que compõem a estrutura (neste trabalho foi descrito apenas o pré-dimensionamento dos estais), é possível, então, elaborar o modelo computacional completo da mesma.

4.7. DETERMINAÇÃO DA FORÇA NOS ESTAIS

A complexidade na determinação da força nos estais deve-se, essencialmente, ao comportamento não linear dos elementos estruturais (cabos, pilones e viga de rigidez) que constituem as pontes estaiadas. Partindo de uma análise elástica da estrutura descarregada e indeformada, aplicam-se alongamentos nos estais, chamados de pré-alongamentos, que resultam em forças axiais de tração nos cabos.

Aplicar as forças previstas em projeto, no modelo, requer o conhecimento do conjunto de pré-alongamentos que, associados aos carregamentos permanentes, representem a força de serviço prevista em cada estai. Porém, a mudança de carregamento em um único estai, bem como a consideração dos efeitos de segunda ordem, são capazes de alterar a força instalada em cada cabo, de forma que a obtenção das forças definitivas nos estais se dá por meio de processos iterativos.

4.7.1. DEFINIÇÃO DE PRÉ-ALONGAMENTO DOS ESTAIS

Define-se pré-alongamento como a deformação específica ou o encurtamento por unidade de comprimento de um elemento sob tensão que, no regime elástico-linear, pode ser descrito por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{F}{E \cdot A} \quad (4.23)$$

onde:

σ é a tensão normal no estai;

F é a força axial no estai;

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

A é a área de aço da seção transversal do estai.

Os cabos das pontes estaiadas, por apresentarem comprimento indeformado inferior à distância entre ancoragens, são esticados até atingirem a posição desejada (Figura 4-17). Essa deformação imposta inicialmente, quando toda a estrutura ainda não apresenta deslocamentos, é chamada de pré-alongamento e está diretamente ligada ao comprimento indeformado do estai, como mostrado na Eq. (4.24).

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} \quad (4.24)$$

sendo:

ε é a deformação específica do estai;

L é o comprimento instalado do estai;

L_0 é o comprimento indeformado do estai.

Na prática, as extremidades dos estais não se caracterizam como apoios indeslocáveis ou livres, visto que as ancoragens estão fixadas ao restante da estrutura (tabuleiro e pilone), que apresenta certa rigidez “não infinita”. Sendo assim, a força e a deformação que surgem no cabo são inferiores àquelas obtidas de um modelo com extremidades perfeitamente fixas ou perfeitamente livres, respectivamente. Conclui-se, com isso, que o encurtamento previamente imposto altera-se à medida que se dá, sucessivamente, o pré-alongamento nos estais.

É por meio das deformações específicas (pré-alongamentos) que as forças desejadas são aplicadas nos elementos que representam os estais na modelagem computacional. Entretanto, para isso, é necessário incorporar à análise os efeitos das não linearidades geométricas, o que torna o processo iterativo.

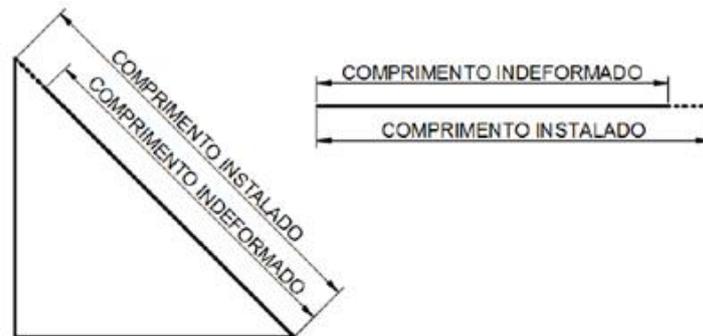


Figura 4-17 –Estai sob deformação imposta (Adaptado de ALMEIDA, 2017).

4.7.2. MÉTODO ITERATIVO

A técnica de solução do sistema de equações de equilíbrio baseada no método da rigidez permite determinar as forças nos estais, que são, em essência, os elementos responsáveis pelo comportamento não linear da estrutura

A Eq. (4.25) apresenta o sistema linear de equações que deve ser resolvido, dado por:

$$\{\Delta_F\} = [m] \cdot \{\Delta_S\} \quad (4.25)$$

onde:

Δ_F é o vetor de acréscimos de força nos estais;

m é a matriz de influência que relaciona os acréscimos de força nos estais com os acréscimos de alongamentos individuais e aplicados isoladamente nos estais;

Δ_S é o vetor de acréscimos de alongamentos nos estais.

O primeiro passo do processo consiste em determinar a matriz de influência $[m]$. Para isso, aplica-se, separadamente, um alongamento unitário em cada estai no sistema estrutural inicial linear, medindo, a cada aplicação, o valor da força gerada em cada cabo. O processo se repete “n” vezes, onde “n” representa o número de estais da estrutura, até que se obtenha a matriz quadrada de ordem “n”. A matriz $[m]$ é composta por termos m_{ij} que correspondem à força axial no estai “i” para um alongamento unitário aplicado no estai “j”, dada por:

$$[m] = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1n} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{n1} & m_{n2} & \dots & m_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

O segundo passo é montar o vetor $\{\Delta_F\}$, cujos elementos correspondem à diferença entre a força de projeto em cada estai e a força obtida na etapa anterior do processo iterativo. Na primeira iteração, o vetor $\{\Delta_F\}$ equivale exatamente ao conjunto de forças de projeto dos “n” estais, já que não se tem etapa anterior ainda.

Sendo assim, o vetor $\{\Delta_S\}$ torna-se a incógnita do problema, pois seus elementos representam os acréscimos de pré-alongamentos (ou forças) que devem ser aplicados a cada nova etapa de iteração, funcionando como uma espécie de correção dos pré-alongamentos utilizados na etapa anterior.

Calculados os pré-alongamentos da primeira iteração com a solução da Eq. (4.25), o modelo é carregado e processado levando-se em consideração as não linearidades. Com isso, obtêm-se novas forças nos estais, alimentando-se o processo iterativo de forças ideais.

O procedimento é repetido tantas vezes quantas forem necessárias, até que a diferença entre a força no modelo e a força de projeto esteja dentro da tolerância definida como aceitável.

4.7.3. LOAD OPTIMIZER

Os programas de análise estrutural mais difundidos no meio técnico já disponibilizam ferramentas capazes de solucionar o método iterativo de forma automática, como, por exemplo, o *Load Optimizer*.

Basicamente, essa ferramenta gera fatores de escala (para as cargas definidas como variáveis) que conduzem aos objetivos pré-definidos. Qualquer carregamento que possa ser aplicado em um caso de carga estático, seja ele linear, não linear ou de estágio de construção, pode ser otimizado. Os objetivos são diversos (força, deslocamento etc.) e encontram-se relacionados em COMPUTERS AND STRUCTURES (2011).

Definido que N_V é o número de variáveis de carregamento e N_G é o número de objetivos, três tipos de problemas podem ser solucionados, sendo eles: otimização ($N_V > N_G$), determinação ($N_V = N_G$) e melhor ajuste ($N_V < N_G$).

A ferramenta *Load Optimizer* possibilita que diversos tipos de problemas sejam solucionados, inclusive o de obtenção dos pré-alongamentos dos estais a partir das forças alvo desejadas, por exemplo. Nesse caso, basta que as variáveis sejam as deformações específicas e os objetivos sejam as forças que se deseja atingir, como ilustra a Figura 4-18.

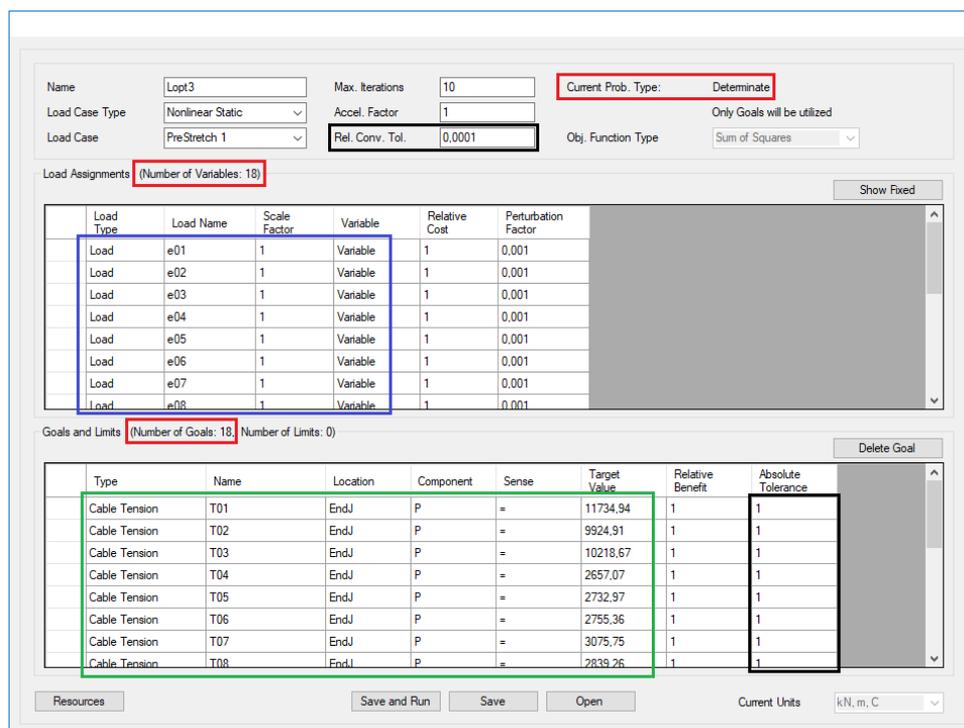


Figura 4-18 – Exemplo de aplicação do *Load Optimizer*.

Dentre todos os dados iniciais (*inputs*) possíveis ilustrados na Figura 4-18, destacam-se: a definição do problema como de determinação, já que 18 é tanto o número de variáveis (pré-alongamentos em cada um dos 18 estais) quanto o de objetivos (forças em cada um dos 18 estais); a escolha dos pré-alongamentos (e01, e02 etc.) como cargas variáveis; a indicação das forças (T01, T02 etc.) nas extremidades “J” de cada estai como objetivos; a tolerância de convergência para as variáveis e o erro absoluto máximo para os objetivos.

4.8. ETAPAS CONSTRUTIVAS

Estudar minuciosamente as características de cada etapa construtiva, ou seja, seus processos inerentes e carregamentos envolvidos, é uma das várias partes do projeto de uma ponte estaiada e importantíssima no que tange segurança e estabilidade da estrutura. A possibilidade real de variação do sistema estrutural entre duas fases distintas pode fazer com que as solicitações durante a construção sejam superiores às obtidas para a estrutura na sua condição final, tornando imprescindível que cada estágio construtivo seja analisado separadamente.

Outro ponto importante é o perfil geométrico do tabuleiro, cujas definições das elevações de cada ponto notável durante a construção se revela bastante trabalhosa. Isso se deve ao fato de os esforços internos dos componentes e o greide da superestrutura variarem ao longo da montagem, o que requer monitoramento permanente no decorrer da obra e, conseqüentemente, a necessidade de ajustes do modelo teórico de simulação do processo de construção às condições reais encontradas em campo.

Vários são os fatores capazes de provocar alterações nas forças e deslocamentos calculados no projeto estrutural, entre eles: efeitos reológicos; vento e variações de temperatura; imprecisão dos macacos hidráulicos; o processo construtivo dos balanços sucessivos (construção segmentada com uso de aduelas lançadas com treliças fixadas em diferentes seções ao longo do vão); além da possibilidade de consideração errônea das propriedades dos materiais, já que os valores teóricos adotados podem não condizer com os valores reais de campo.

De acordo com GRABOW (2004), simular as etapas construtivas de ponte estaiada tem como objetivos:

- Determinar as forças necessárias nos cabos em cada estágio construtivo;
- Especificar a geometria da viga de rigidez;
- Estabelecer a elevação de cada segmento do tabuleiro;
- Calcular a deformação da estrutura em cada estágio construtivo;
- Controlar as tensões na viga de rigidez, nos estais e no pilone.

Geralmente, a avaliação das fases de construção é feita por uma técnica de retroanálise, que constitui-se da montagem retroativa (desmontagem ou *backward analysis*) e da montagem progressiva (montagem ou *forward analysis*). Essas análises permitem, ao projetista, compor o plano de estaiamento a ser fornecido ao construtor.

Nele ficam contidas as elevações previstas dos pontos notáveis (e que precisam ser monitoradas) e as forças em cada cabo ao longo da execução.

O monitoramento do processo construtivo deve ser feito não apenas via controle dos alongamentos ou forças aplicadas nos estais, mas também via controle geométrico (topográfico) do tabuleiro. De acordo com ALMEIDA (2017), um exemplo que ilustra bem essa necessidade é o da Ponte Vasco da Gama. Neste caso, os modelos computacionais demonstraram que o vão central do tabuleiro poderia ser erguido mais de 60 cm sem que fossem produzidas mudanças maiores que 3% nas forças nos estais para as cargas permanentes.

Para uma boa avaliação das etapas construtivas, os instantes no tempo de introdução ou retirada de elementos (ou cargas) e de mudanças das condições de contorno precisam estar muito bem definidos. GRABOW (2004) explica que, em estruturas de aço, onde os efeitos reológicos poderiam ser desconsiderados, o último estágio da análise progressiva deveria corresponder ao primeiro da retroativa, mas que isso dificilmente acontece. Entretanto, o autor aponta que o desenvolvimento das duas análises (desmontagem e montagem) com a consideração dos efeitos dependentes do tempo (o que aumenta a diferença entre uma e outra), ainda assim deve ser feita, bastando, para isso, que se estabeleça um intervalo de tolerância para a convergência. Além disso, GRABOW (2004) ressalta que mudanças nas condições de contorno ou remoção de elementos podem gerar uma lacuna entre as duas análises, que precisa ser corrigida. Com exemplos de inclusão de apoios na desmontagem (apoios provisórios), retirada do fechamento central (força de abertura ou *set-back*) e utilização de estrutura fantasma (*ghost structure*) para correção da geometria durante o processo de montagem, ALMEIDA (2017) apresenta e elucida alguns problemas que podem aparecer entre a progressão (montagem) e a retroação (desmontagem).

Pode-se afirmar, portanto, que os processos de retroanálise se complementam. A desmontagem viabiliza, por exemplo, a obtenção das forças (pré-alongamentos) a serem aplicadas nos cabos no momento de sua instalação, ao passo que corrigir as diferenças entre o modelo teórico e as medições em campo, só é possível no estudo progressivo dos estágios construtivos, levando-se em consideração a reologia dos materiais.

5. ESTUDO DE CASO

O estudo desenvolvido neste capítulo aplica, à Ponte do Saber, os conceitos e técnicas que foram apresentados anteriormente.

5.1. A PONTE DO SABER

Inaugurada em janeiro de 2012 e localizada na cidade do Rio de Janeiro – RJ, a Ponte do Saber foi construída para cruzar o Canal do Cunha, ligando a Cidade Universitária da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) à Via Expressa Presidente João Goulart, conhecida como Linha Vermelha, facilitando o escoamento do tráfego naquela região. O projeto arquitetônico foi desenvolvido por Alexandre Chan e o projeto estrutural foi chefiado pelo Eng. Vicente Garambone Filho, também projetista da importante ponte da linha 4 do Metrô sobre o canal da Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro.

Três requisitos foram fundamentais ainda na fase de conceituação do projeto. O primeiro foi o apelo arquitetônico motivado pela proximidade com o aeroporto internacional, local de entrada e saída de muitos turistas. O segundo foi a necessidade de melhora no escoamento do tráfego da Cidade Universitária, com grande circulação diária de pessoas. O terceiro e mais técnico, do ponto de vista estrutural, foi a obrigatoriedade de que projeto resultasse em baixo impacto ambiental (sem interferências no fluxo do canal), já que a interligação viária era parte de um programa que incluía a recuperação ambiental dos canais da região e das áreas degradadas em suas margens (GOMES, 2013). Somando tudo isso, foi que se chegou à solução em ponte estaiada com pilone único (Figura 5-1).



Figura 5-1 – Ponte do Saber (<http://www.coppe.ufrj.br/pt-br/planeta-coppe-noticias/noticias/cidade-universitaria-ganha-ponte-do-saber>).

5.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA PONTE DO SABER

Com estrutura em concreto armado e protendido, e executada pelo método dos balanços sucessivos, a Ponte do Saber se caracteriza por seu pilone único de 94,0m de altura e vão principal de 179,40m de comprimento, sustentado por um total de 21 estais, onde os quinze de vante se distribuem em um plano central único e os seis de retaguarda são subdivididos em três pares, como ilustrado na Figura 5-2.

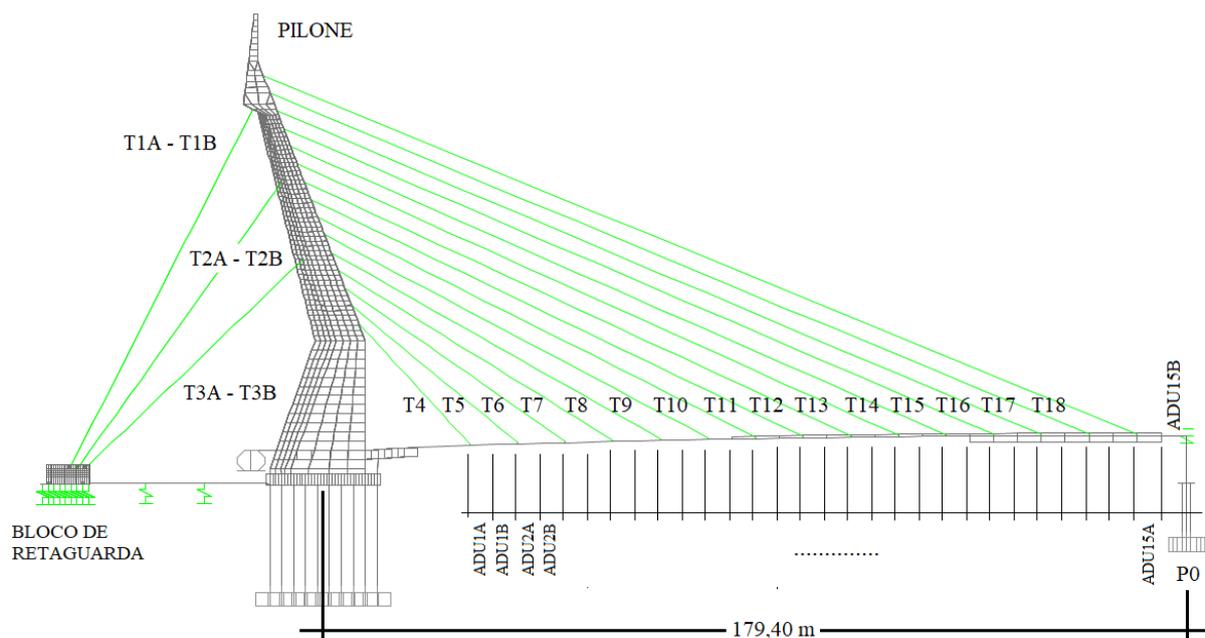


Figura 5-2 – Esquema básico de componentes da Ponte do Saber.

Para a fundação do mastro foram adotadas estacas metálicas tubulares em aço ASTM A242, com diâmetro externo de 967 mm, cravadas à percussão e com carga de trabalho de 4000 kN. A espessura adotada para as chapas de aço ao longo do fuste foi de 16mm, aumentando apenas nos quatro últimos metros para 22mm, em função da presença de rocha alterada. Além disso, o projeto previu o preenchimento das estacas com concreto apenas nos cinco primeiros metros, por se tratar da parte responsável por receber a armadura de ligação entre a mesma e o bloco de coroamento.

Para abrigar as 70 estacas necessárias, o bloco de coroamento foi executado com dimensões em planta de 15,0 m x 24,0 m e altura total de 4,8 m (dividida em dois níveis de 2,40 m). Com altura relativamente pequena frente à magnitude dos esforços solicitantes, o bloco foi protendido e teve o acompanhamento rigoroso das fases de introdução de carga.

Em função da adoção do sistema de autoancoragem, a componente horizontal de força se transfere para a viga de rigidez, enquanto as forças verticais são transferidas para a rocha pelos blocos de fundação dos estais de retaguarda.

Com a condição geológica de rocha a pequenas profundidades, cada um dos dois blocos, projetados com 10,60m de comprimento, 3,40m de largura e 3,00 m de altura, ficou responsável por abrigar um conjunto de 27 estacas do tipo raiz, com diâmetro de 41cm em solo e 35cm em rocha e carga de trabalho (também à tração) de 1200kN. Acima do bloco de coroamento foi construída uma estrutura protendida composta por uma laje de 1,70m e encarregada de receber, além de duas paredes de 90cm cada, o sistema de ancoragem dos estais.

O sistema bloco/estacas raízes não foi projetado para resistir aos esforços horizontais provenientes dos cabos. A solução foi interligar, por meio de estroncas, os blocos de retaguarda ao bloco do pilar principal (mastro), que além de possuir maior rigidez, recebia a componente horizontal do tabuleiro provocada, principalmente, por ações de vento e de cargas móveis. Na direção transversal, adotaram-se escoras ligando os próprios blocos de retaguarda. Dessa forma, pode-se construir um sistema autoequilibrado de forças entre os blocos de retaguarda, bloco do mastro e tabuleiro.

Para o apoio P0 (da extremidade leste), foram previstas nove estacas de aço tubulares, com diâmetro externo de 600mm e espessura de 16mm ao longo do fuste. Tal como nas estacas do pilone, essas também foram preenchidas com concreto na sua parte superior.

Na Figura 5-3 é possível ter uma visão geral do sistema de fundações (da extremidade oeste) e dos tipos de estacas utilizados.

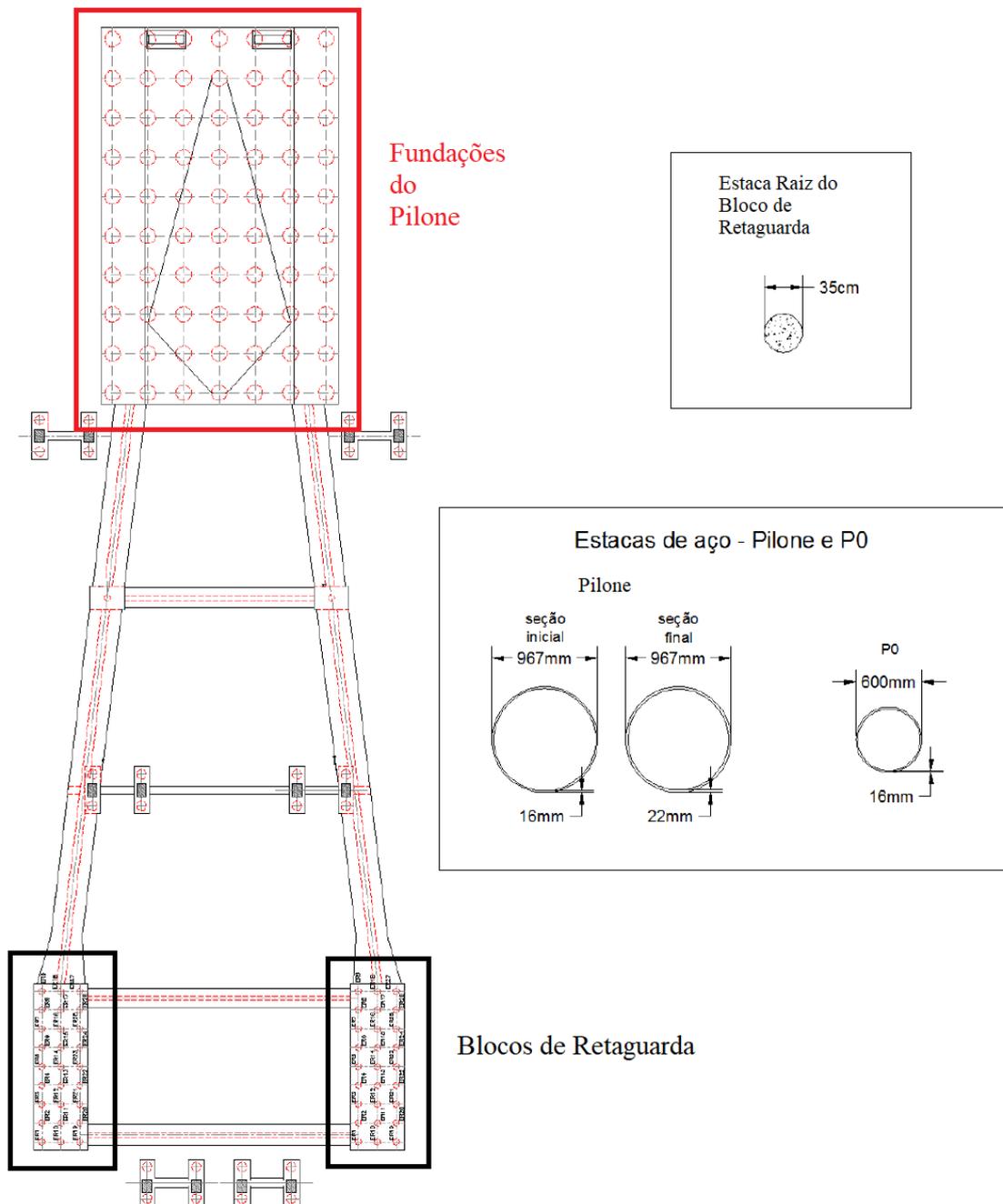


Figura 5-3 – Fundações e estroncas (Adaptado de TOLEDO, 2014).

Com 94 m de altura, medidos a partir do bloco de coroamento, o pilone traz como principal particularidade, grande inflexão no seu eixo longitudinal (27m acima da base). Outra característica importante é a ligação monolítica entre o tabuleiro e o mastro, que garante a transmissão dos esforços de compressão da superestrutura para a torre. Tal ligação foi conferida por meio de duas lajes maciças construídas no interior do pilone, com espessura de 30 cm e inclinação igual à do tabuleiro.

A seção celular do mastro foi construída em concreto com resistência à compressão característica igual a 50 MPa. Ao longo do comprimento do pilone, as

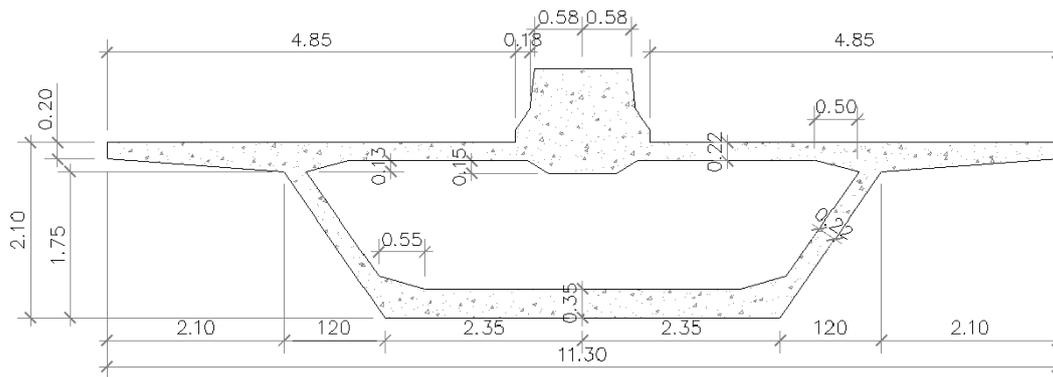


Figura 5-5 – Seção transversal típica do tabuleiro (TOLEDO, 2014).

Na região que contorna o pilone, o tabuleiro possui seção celular em concreto armado. As duas seções que contornam a torre se fundem logo após a face frontal do pilone e passam, então, a apresentar uma seção única.

Nas zonas de ancoragem dos estais dianteiros no tabuleiro, a seção típica é enrijecida por meio de alargamentos das almas e da laje inferior, bem como por tirantes inclinados protendidos (12 cordoalhas de 12,7 mm cada). Estes, em conjunto com as almas inclinadas, constituem o enrijecimento em forma de “W”, cuja função é transmitir a reação da viga de enrijecimento ao estai.

A mesma estrutura em forma de “W” é projetada para a extremidade das aduelas que não recebem nichos de estaiamento, já que o espaçamento dos estais é de 10m na horizontal e o comprimento das aduelas é de 5m. Entretanto, nessas aduelas, não há necessidade de protensão dos tirantes.

A Figura 5-6 ilustra o enrijecimento das aduelas com nichos de estais.

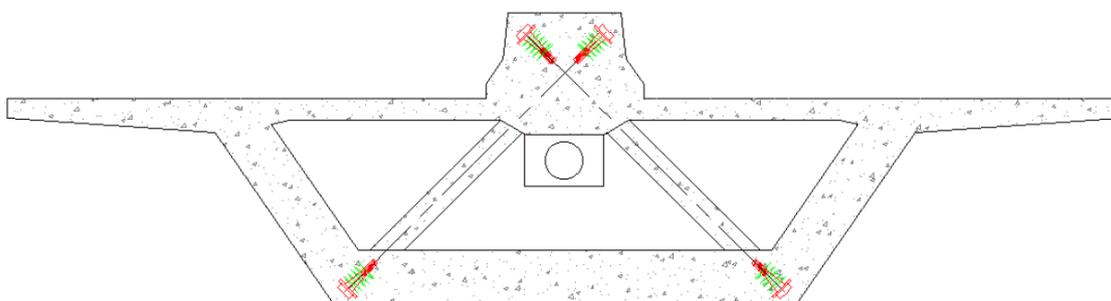


Figura 5-6 – Seção transversal enrijecida do tabuleiro (TOLEDO, 2014).

Longitudinalmente, o tabuleiro recebe, tanto na parte superior como na parte inferior, cabos de protensão constituídos de 19 cordoalhas de 12,7 mm em aço CP190 – RB. Esses cabos são ancorados em mísulas localizadas nas aduelas 06B e 15A (cabos superiores) e nas aduelas 11B e 15A (cabos inferiores), como ilustrado na Figura 5-7.

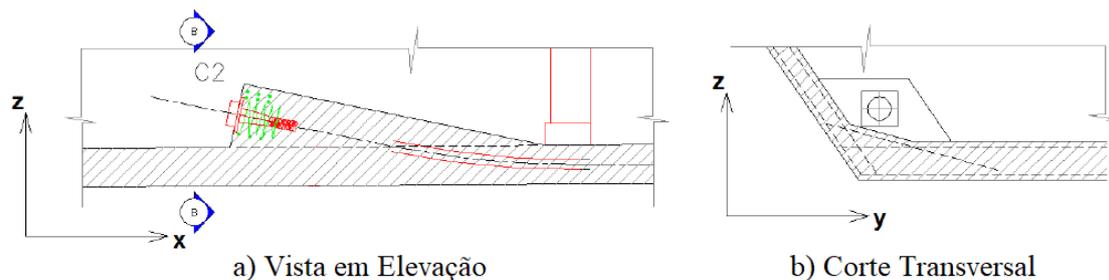


Figura 5-7 – Cabo longitudinal inferior (Adaptado de TOLEDO, 2014).

Os 15 cabos de vante, distribuídos em plano central único em forma de semi-leque, somados aos três pares de cabos de retaguarda, criam o sistema de estais da Ponte do Saber. Formados por cordoalhas de aço CP177 – RB, com diâmetro nominal de 15,7mm, os estais foram nomeados sequencialmente, tal como mostra a Figura 5-2.

As quantidades de cordoalhas por estai encontram-se resumidas na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Número de cordoalhas de cada estai (Adaptado de GOMES, 2013).

| ESTAI | | Nº DE CORDOALHAS |
|------------|------|------------------|
| RETAGUARDA | T01A | 127 |
| | T01B | 127 |
| | T02A | 127 |
| | T02B | 127 |
| | T03A | 127 |
| | T03B | 127 |
| VANTE | T04 | 31 |
| | T05 | 31 |
| | T06 | 37 |
| | T07 | 37 |
| | T08 | 37 |
| | T09 | 55 |
| | T10 | 55 |
| | T11 | 55 |
| | T12 | 55 |
| | T13 | 55 |
| | T14 | 55 |
| | T15 | 55 |
| T16 | 55 | |
| T17 | 55 | |
| T18 | 55 | |

É importante destacar que foi a disposição dos pares de estais de retaguarda em forma de “V”, e não em plano central único, que proporcionou a rigidez transversal adequada do pilone, reduzindo substancialmente os deslocamentos laterais.

5.3. ANÁLISE DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS

A análise da sequência construtiva da obra normalmente é realizada após a conclusão da modelagem estrutural. Inicialmente, definem-se os pré-alongamentos dos estais e retrocedem-se as etapas da construção, eliminando, sequencialmente, os segmentos da obra na ordem inversa à de execução, assim como os carregamentos, fase a fase.

Após a determinação das forças que devem ser aplicadas nos estais, prossegue-se à análise por meio dos sucessivos avanços da estrutura, na ordem correta de execução da obra. Nessa análise, o principal objetivo é determinar as elevações (geometria) do tabuleiro e as solicitações nos diversos elementos estruturais.

A modelagem dos estágios construtivos tem sua parcela de importância até mesmo após a fase de projeto. Durante o decorrer da obra, é ela quem torna factível a execução da análise de verificação toda vez que houver divergência entre a leitura de campo e os dados de projeto das duas principais incógnitas, força nos estais e elevação dos pontos notáveis.

A firma projetista da Ponte do Saber definiu 92 estágios distintos de construção para o tabuleiro. A partir da análise desses estágios, foi elaborado o plano de estaiamento, que fornece, para as diversas fases executivas da obra, as forças atuantes em cada um dos estais e as elevações dos pontos notáveis (extremidades de cada aduela) ao longo da superestrutura, permitindo, assim, o monitoramento das forças e dos deslocamentos.

A construção do pilone ocorreu em etapas de concretagem, com altura de aproximadamente 3,50m, e paralelamente à execução da superestrutura. No entanto, para fins de simplificação, a análise apresentada neste capítulo tomou como premissa a construção completa do mastro (e outros, tais como: blocos de retaguarda, estroncas e a parte do tabuleiro que contorna o pilone), antecipadamente ao início da execução do tabuleiro estaiado.

É importante ressaltar que, embora grande parte das fases construtivas ocorram por necessidades executivas, como estaiamento de cabos e concretagem das aduelas, existem ainda as que surgem por demandas estruturais. Na Ponte do Saber, podem-se destacar dois exemplos:

- o parcelamento da protensão dos estais T01, T02, T03 e T04 em etapas, onde os incrementos de carga eram dados à medida que os estais de vante eram instalados, reduzindo o momento fletor na base do pilone;
- o chamado “Atirantamento – P0”, que consistiu em eliminar (ou minimizar) o deslocamento previsto de 23,5 cm da extremidade do tabuleiro, ao final de sua execução, por meio da protensão de cabos verticais provisórios (substituídos posteriormente por contrapeso), responsáveis por comprimi-la contra os aparelhos de apoio sobre o pilar extremo “P0”, incrementando assim as forças instaladas nos cabos mais longos e reduzindo suas catenárias.

O Quadro 5-1 resume as fases construtivas do tabuleiro da Ponte do Saber.

Quadro 5-1 – Fases construtivas do tabuleiro da Ponte do Saber (GOMES, 2013).

| | | | | | |
|----|-------------------------------|----|---------------------------|----|--------------------------------|
| 1 | ESTAIAAMENTO DE T04 | 32 | CONCRETAGEM ATÉ ADU06A | 63 | CONCRETAGEM ATÉ ADU11B |
| 2 | TRELIÇA APOIADA EM ADU01A | 33 | ESTAIAAMENTO DE T09 | 64 | TRELIÇA APOIADA EM ADU11B |
| 3 | CONCRETAGEM ATÉ ADU01B | 34 | TRELIÇA APOIADA EM ADU06A | 65 | CONCRETAGEM ATÉ ADU12A |
| 4 | TRELIÇA APOIADA EM ADU01B | 35 | CONCRETAGEM ATÉ ADU06B | 66 | ESTAIAAMENTO DE T15 |
| 5 | CONCRETAGEM ATÉ ADU02A | 36 | TRELIÇA APOIADA EM ADU06B | 67 | TRELIÇA APOIADA EM ADU12A |
| 6 | CONC. VIGA CENTRAL ATÉ ADU02A | 37 | CONCRETAGEM ATÉ ADU07A | 68 | ESTAIAAMENTO DE T02 |
| 7 | ESTAIAAMENTO DE T03 | 38 | ESTAIAAMENTO DE T10 | 69 | CONCRETAGEM ATÉ ADU12B |
| 8 | ESTAIAAMENTO DE T05 | 39 | TRELIÇA APOIADA EM ADU07A | 70 | TRELIÇA APOIADA EM ADU12B |
| 9 | TRELIÇA APOIADA EM ADU02A | 40 | CONCRETAGEM ATÉ ADU07B | 71 | CONCRETAGEM ATÉ ADU13A |
| 10 | ESTAIAAMENTO DE T04 | 41 | TRELIÇA APOIADA EM ADU07B | 72 | ESTAIAAMENTO DE T01 |
| 11 | CONCRETAGEM ATÉ ADU02B | 42 | CONCRETAGEM ATÉ ADU08A | 73 | ESTAIAAMENTO DE T16 |
| 12 | TRELIÇA APOIADA EM ADU02B | 43 | ESTAIAAMENTO DE T11 | 74 | TRELIÇA APOIADA EM ADU13A |
| 13 | CONCRETAGEM ATÉ ADU03A | 44 | TRELIÇA APOIADA EM ADU08A | 75 | CONCRETAGEM ATÉ ADU13B |
| 14 | CONC. VIGA CENTRAL ATÉ ADU03A | 45 | ESTAIAAMENTO DE T03 | 76 | TRELIÇA APOIADA EM ADU13B |
| 15 | ESTAIAAMENTO DE T06 | 46 | ESTAIAAMENTO DE T02 | 77 | CONCRETAGEM ATÉ ADU14A |
| 16 | TRELIÇA APOIADA EM ADU03A | 47 | CONCRETAGEM ATÉ ADU08B | 78 | ESTAIAAMENTO DE T17 |
| 17 | CONCRETAGEM ATÉ ADU03B | 48 | TRELIÇA APOIADA EM ADU08B | 79 | TRELIÇA APOIADA EM ADU14A |
| 18 | TRELIÇA APOIADA EM ADU03B | 49 | CONCRETAGEM ATÉ ADU09A | 80 | CONCRETAGEM ATÉ ADU14B |
| 19 | CONCRETAGEM ATÉ ADU04A | 50 | ESTAIAAMENTO DE T12 | 81 | TRELIÇA APOIADA EM ADU14B |
| 20 | CONC. VIGA CENTRAL ATÉ ADU04A | 51 | TRELIÇA APOIADA EM ADU09A | 82 | CONCRETAGEM ATÉ ADU14A |
| 21 | ESTAIAAMENTO DE T07 | 52 | CONCRETAGEM ATÉ ADU09BU | 83 | ESTAIAAMENTO DE T18 |
| 22 | TRELIÇA APOIADA EM ADU04A | 53 | TRELIÇA APOIADA EM ADU09B | 84 | TRELIÇA APOIADA EM ADU15A |
| 23 | ESTAIAAMENTO DE T03 | 54 | CONCRETAGEM ATÉ ADU10A | 85 | CONCRETAGEM ATÉ ADU15B |
| 24 | CONCRETAGEM ATÉ ADU04B | 55 | ESTAIAAMENTO DE T13 | 86 | ESTAIAAMENTO DE T01 |
| 25 | TRELIÇA APOIADA EM ADU04B | 56 | TRELIÇA APOIADA EM ADU10A | 87 | TRELIÇA APOIADA EM ADU15B |
| 26 | CONCRETAGEM ATÉ ADU05A | 57 | ESTAIAAMENTO DE T02 | 88 | CONCRETAGEM ATÉ P_FINAL |
| 27 | CONC. VIGA CENTRAL ATÉ ADU05A | 58 | CONCRETAGEM ATÉ ADU10B | 89 | PROTENSÃO LONGITUDINAL |
| 28 | ESTAIAAMENTO DE T08 | 59 | TRELIÇA APOIADA EM ADU10B | 90 | ATIRANTAMENTO - P0 |
| 29 | TRELIÇA APOIADA EM ADU05A | 60 | CONCRETAGEM ATÉ ADU11A | 91 | CONC. VIGA CENTRAL ATÉ P_FINAL |
| 30 | CONCRETAGEM ATÉ ADU05B | 61 | ESTAIAAMENTO DE T14 | 92 | PAVIMENTAÇÃO |
| 31 | TRELIÇA APOIADA EM ADU05B | 62 | TRELIÇA APOIADA EM ADU11A | | |

5.4. MODELAGEM COMPUTACIONAL

A análise computacional, feita utilizando-se um *software* comercial, foi desenvolvida a partir do modelo computacional fornecido pela Serv. Eng. B. Ernani Diaz, verificador do projeto estrutural, contratado pela firma construtora.

Os componentes da estrutura foram representados da seguinte maneira: pilone e blocos de fundação modelados com elementos de casca; estacas do bloco de retaguarda com molas de rigidez equivalente; demais estacas, cabos de protensão longitudinal do tabuleiro, superestrutura, pilar P0, estroncas e elementos rígidos de ligação com elementos de barra (*frame*); e estais por elementos de cabo (*cable*). A ligação entre a extremidade do tabuleiro e o pilar P0, na fase de desmontagem, foi idealizada como elemento de barra, e na montagem, como *link* do tipo *gap* (SILVA, 2017).

No que se refere à ligação entre o estai e o tabuleiro, o recurso utilizado foi o mesmo da conexão P0/tabuleiro na análise retroativa, isto é, elementos de barra curtos e rígidos, sem peso, sem massa e, neste caso, rotulados, de forma a não transferir momento fletor.

As unidades de força e de comprimento foram, respectivamente, kN e m.

O modelo na sua forma final pode ser visto na Figura 5-8.

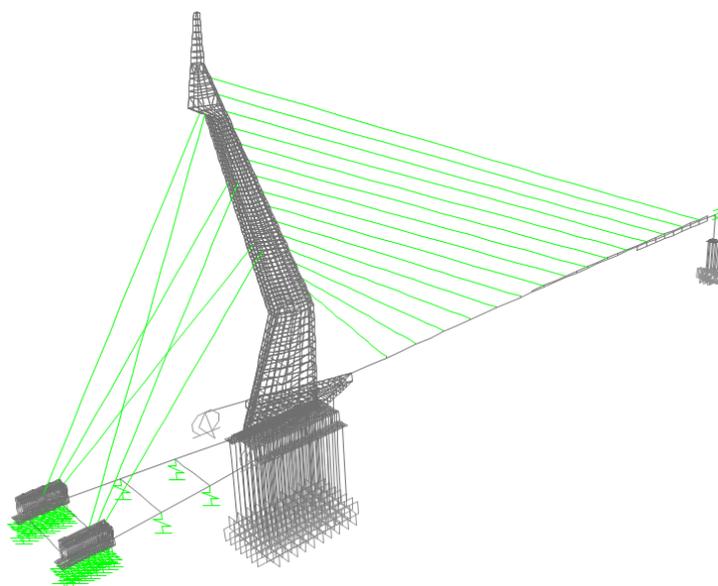


Figura 5-8 – Modelo, em perspectiva, da Ponte do Saber.

A seção transversal da viga de rigidez foi modelada utilizando a ferramenta *section designer* (Figura 5-9) do programa utilizado, baseando-se nas dimensões apresentadas na Figura 5-5.

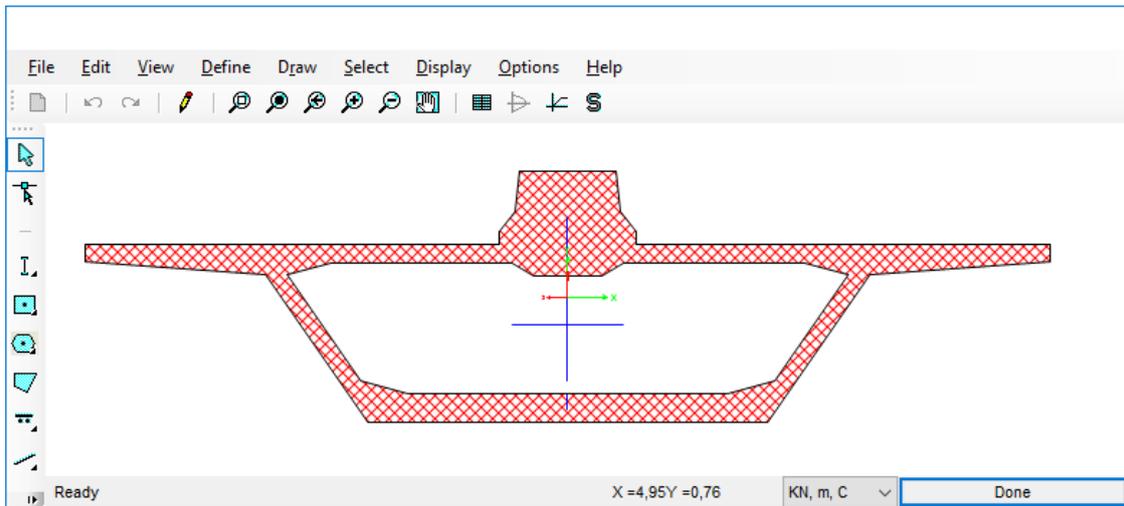


Figura 5-9 – Definição da seção transversal do tabuleiro pelo *section designer*.

Embora ALMEIDA (2017) enfatize que a modelagem com elementos de barra (*frame*) possa ser adotada sem grandes prejuízos ao resultado final, como demonstrado no item 4.4 deste trabalho, em alguns projetos de pontes estaiadas pode-se verificar o destensionamento, ou compressão, de alguns desses elementos durante etapas construtivas. Nesses casos, a modelagem com elementos de barra exigiria uma série de reprocessamentos para compatibilização dos resultados. Isso motivou a modelagem dos estais com elementos não lineares de cabo (*cable*), que considera a não linearidade dos estais automaticamente.

A Figura 5-10 ilustra a entrada de dados do elemento de cabo (*cable*) que representa um estai de 55 cordoalhas.

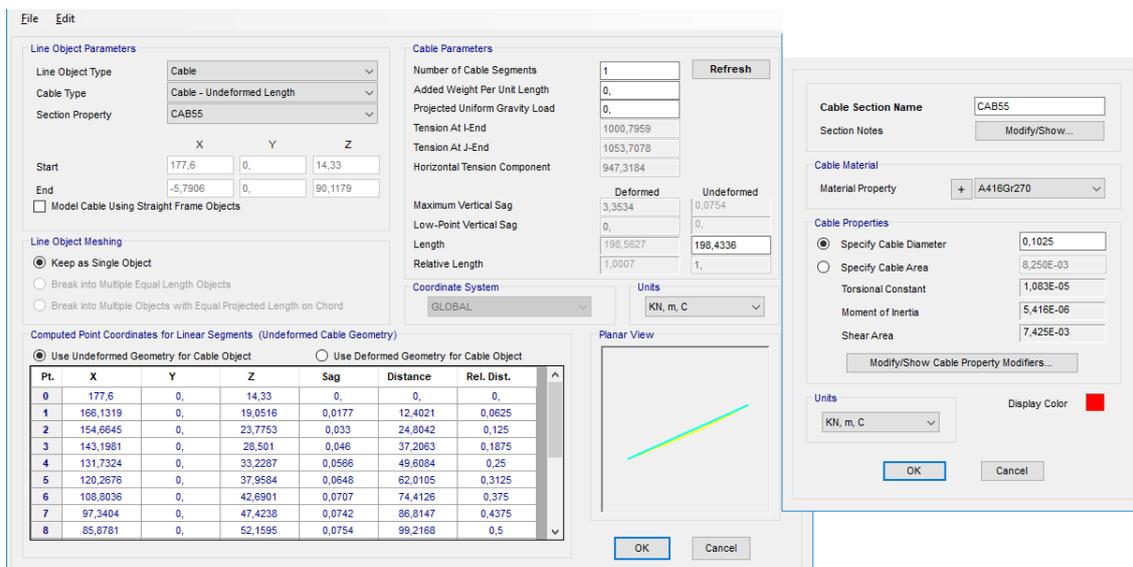


Figura 5-10 – Exemplo de entrada de dados de um estai no programa utilizado.

5.4.1. DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Para o estudo em questão, foram considerados apenas os carregamentos permanentes e provisórios (peso da treliça, por exemplo). Por se tratar de análise dos estágios construtivos, foram suprimidas as ações variáveis, como: temperatura, vento e carga móvel.

Dessa forma, os carregamentos permanentes adotados foram:

1) PESO PRÓPRIO – considerado automaticamente pelo programa a partir do peso específico definido para o material (Concreto $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e para o aço $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$);

2) PAVIMENTAÇÃO ($g_{\text{pavimentação}} = 21,60 \text{ kN/m}$) – carregamento linear calculado a partir da consideração de camada asfáltica ($\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$) com 10cm de espessura e distribuída ao longo de todo o comprimento das faixas de tráfego (duas de 4,50m);

3) GUARDA-RODAS ($g_{\text{guarda-rodas}} = 8,50 \text{ kN/m}$) – carregamento linear calculado a partir da área da seção transversal de cada uma das duas barreiras ($A = 0,17 \text{ m}^2$) e do peso específico do concreto;

4) CONTRAPESO ($g_{\text{contrapeso}} = 210,3 \text{ kN/m}$) – carregamento linear calculado a partir do volume de concreto utilizado como contrapeso nos últimos 7,22m do tabuleiro;

5) ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS – forças verticais orientadas de cima para baixo, com valor igual a 24,6kN, aplicadas nas extremidades das aduelas e responsáveis por representar os enrijecimentos do tabuleiro em forma de “W”, descritos no item 5.2;

6) NICHOS DE ESTAIAMENTO – forças verticais orientadas de cima para baixo, com valor variando de 5,5kN (para T04) a 19 kN (para T18), aplicadas na viga de rigidez, responsáveis por representar os blocos de concreto onde se instalam os dispositivos de ancoragem dos estais e calculadas em função do volume de concreto de cada nicho;

7) NICHOS DA PROTENSÃO LONGITUDINAL – forças verticais orientadas de cima para baixo, com valor de 28,5kN para as mísulas inferiores e 38kN para as mísulas superiores, aplicadas na viga de rigidez e responsáveis por representar as zonas de ancoragem dos cabos de protensão longitudinal do tabuleiro;

8) PROTENSÃO – a protensão dos estais foi simulada a partir das deformações específicas (encurtamentos), sendo aplicadas inicialmente com valor unitário (-1%) e corrigidas, subsequentemente, por um fator de escala obtido com a ferramenta *Load Optimizer* (item 4.7.3). Já a protensão longitudinal do tabuleiro foi representada pela deformação específica de -6,28%, que reproduz no cabo a força inicial prevista em projeto com a consideração das perdas imediatas.

As cargas provisórias, com caráter temporário durante as etapas construtivas, foram:

9) TRELIÇA DE AVANÇOS SUCESSIVOS – estrutura metálica provisória (Figura 5-11), responsável por escorar as aduelas em execução, transmitindo o peso do concreto fresco para a viga de rigidez já consolidada. O peso próprio desse equipamento gera duas cargas concentradas verticais: uma com módulo de 440kN, orientada de cima para baixo e localizada a 50cm da extremidade, e outra com módulo de 80kN, orientada de baixo para cima e a uma distância de 8m da primeira;

10) PESO DO CONCRETO FRESCO – carregamento linear calculado a partir da área da seção transversal da viga de rigidez, suportado e transferido para a estrutura já consolidada por meio da treliça de avanços sucessivos, resultando em duas cargas verticais: uma com módulo de 1132kN, orientada de cima para baixo e localizada a 50cm da extremidade, e outra com módulo de 308kN, orientada de baixo para cima e a uma distância de 8m da primeira.



Figura 5-11 – Treliça de lançamento utilizada na Ponte do Saber.

5.4.2. DEFINIÇÃO DOS PRÉ-ALONGAMENTOS INICIAIS

A última etapa antes do início da desmontagem consiste em carregar cada estai com sua respectiva força inicial prevista em projeto, ou seja, determinar os fatores de escala capazes de corrigir os pré-alongamentos inicialmente definidos em -1%, como descrito no item 5.4.1.

Para isso, fez-se uso da ferramenta *Load Optimizer* (Figura 5-12), conforme apresentado no item 4.7.3.

| Load Type | Load Name | Scale Factor | Variable | Relative Cost | Perturbation Factor |
|-----------|-----------|--------------|----------|---------------|---------------------|
| Load | e01 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e02 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e03 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e04 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e05 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e06 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e07 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |
| Load | e08 | 1 | Fixed | 1 | 0.001 |

| Type | Name | Location | Component | Sense | Target Value | Relative Benefit | Absolute Tolerance |
|---------------|------|----------|-----------|-------|--------------|------------------|--------------------|
| Cable Tension | T01 | EndJ | P | = | 11742.72 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T02 | EndJ | P | = | 9931.49 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T03 | EndJ | P | = | 10225.45 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T04 | EndJ | P | = | 2658.83 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T05 | EndJ | P | = | 2734.78 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T06 | EndJ | P | = | 2757.18 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T07 | EndJ | P | = | 3077.79 | 1 | 1E-05 |
| Cable Tension | T08 | EndL | P | = | 2841.14 | 1 | 1E-05 |

Figura 5-12 – Dados de entrada do *Load Optimizer*.

A Tabela 5-2 apresenta uma comparação entre as forças previstas em projeto e as obtidas com o *Load Optimizer*, evidenciando a precisão a que se pode chegar com a ferramenta oferecida pelo *software*.

Um exemplo de solução pelo método iterativo da matriz de influência, apresentado no item 4.7.2, pode ser encontrado em ALMEIDA (2017), que compara os resultados obtidos e o *Load Optimizer*, aplicados a uma outra ponte.

Tabela 5-2 – Forças de projeto x *Load Optimizer*.

| Estai | Projeto [kN] | Load Optimizer [kN] | Diferença [%] |
|-------|--------------|---------------------|---------------|
| T01 | 11743 | 11743 | 0,0001% |
| T02 | 9931 | 9931 | 0,0000% |
| T03 | 10225 | 10225 | 0,0000% |
| T04 | 2659 | 2659 | 0,0002% |
| T05 | 2735 | 2735 | 0,0001% |
| T06 | 2757 | 2757 | 0,0002% |
| T07 | 3078 | 3078 | 0,0002% |
| T08 | 2841 | 2841 | 0,0001% |
| T09 | 4388 | 4388 | 0,0001% |
| T10 | 4065 | 4065 | 0,0001% |
| T11 | 4539 | 4539 | 0,0000% |
| T12 | 3769 | 3769 | 0,0001% |
| T13 | 4846 | 4846 | 0,0000% |
| T14 | 4902 | 4902 | 0,0001% |
| T15 | 5189 | 5189 | 0,0001% |
| T16 | 5859 | 5859 | 0,0001% |
| T17 | 6317 | 6317 | 0,0001% |
| T18 | 6450 | 6450 | 0,0008% |

5.4.3. DESMONTAGEM (*BACKWARD ANALYSIS*)

Com o modelo completamente carregado (peso próprio, sobrecarga permanente e protensão), é possível dar início ao processo de desmontagem da estrutura, cujo objetivo é obter as forças iniciais a serem introduzidas nos estais durante a análise de montagem.

A avaliação das etapas construtivas no programa comercial utilizado é feita por meio da análise chamada *Nonlinear Staged Construction*. Nela, cada estágio (*stage*) pode apresentar inúmeras operações, denominadas *steps* que, por sua vez, podem ser as mais variadas, como: adição ou remoção de estrutura; mudança de seção e idade; introdução de carregamento; mudança de condição de contorno etc.

Dentro de um mesmo caso de carga (*load case*), cada estágio começa a partir do resultado final de seu antecedente. Na Ponte do Saber, todas as etapas de desmontagem foram feitas dentro de um único *load case*. Entretanto, se fosse feita a opção de definir um caso de carga para cada etapa da construção, bastaria dar como entrada (*input*) de condição inicial do caso em questão o resultado do *load case* precedente. Isso se faz no programa com o uso da opção “*Continue from State at End of Nonlinear Case*” (continuar do estado no final do caso não linear).

Tal como exposto no item 5.3, a protensão dos estais T01, T02, T03 e T04 foi feita gradativamente. Para a desmontagem, essa característica traz como consequência a necessidade de um processo também gradual de destensionamento dos estais em questão, cuja estimativa dos valores, mostrados na Tabela 5-3, foi feita considerando as informações contidas em GOMES (2013).

Tabela 5-3 – Destensionamentos aplicados nos estais T01, T02, T03 e T04.

| Estai → | T01 | T04 |
|--------------------|-------------|-------------|
| Destensionamento ↓ | [kN] | [kN] |
| 1ª | 4984 | 2097 |

| Estai → | T02 | T03 |
|--------------------|-------------|-------------|
| Destensionamento ↓ | [kN] | [kN] |
| 2ª | 3854 | 2586 |
| 1ª | 6915 | 6126 |

A Figura 5-13 ilustra alguns dos diversos parâmetros envolvidos na elaboração do *load case* tipo *Staged Construction* para a desmontagem.

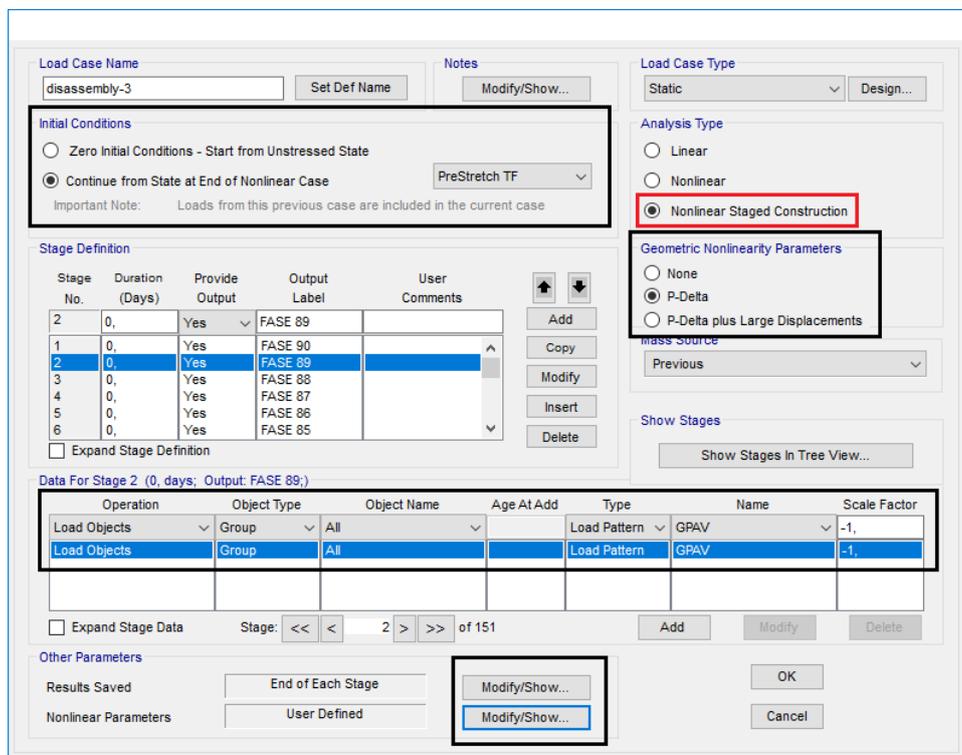


Figura 5-13 – *Load case* referente à desmontagem.

A elaboração pormenorizada de todos os *stages*, mostrada no Quadro 5-2, baseia-se no que foi exposto no Quadro 5-1 e é uma etapa que necessita ser muito bem elaborada. Um único erro de *input* é capaz de alterar completamente os resultados esperados.

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 90 | 1 | ESTRUTURA COMPLETA COM CARGA PERMANENTE E PROTENSÃO | | |
| 89 | 2 | Remover carregamento: | - pavimentação | (GPAV) |
| 88 | 3 | Remover carregamento: | - barreiras laterais | (GBARR) |
| 87 | 4 | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 15b | (TREL15b) |
| 86 | 5 | Remover Carregamento: | - contrapeso | (ADU_15_contrape) |
| | | Remover Ligação (Frame): | - entre extremidade do tabuleiro e P0 | (apoio) |
| 85 | 6 | Remover Carregamento: | - protensão da superestrutura | (Protensao_cabosviga) |
| 84 | 7 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15b | (CONCF15b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 15b | (DEAD) |
| | 8 | Alterar Seção: | - seção da aduela 15b | (secao_tipica) |
| 83 | 10 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 15b | (TREL15b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 15a | (TREL15a) |
| 82 | 11 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T01 | (TF01 = 4983,84 kN) |
| 81 | 12 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15a | (CONCF15a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 15a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho superior da aduela 15a | (NICHOSUP_ADU15A) |
| Remover Carregamento: | | - nicho inferior da aduela 15a | (NICHOSUP_ADU15A) | |
| 80 | 15 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 15a | (TREL15a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 14b | (TREL14b) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 79 | 16 | Remover Grupo: | - estai T18 | (T18) |
| 78 | 17 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14b | (CONCF14b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 14b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 14b | (ENRIJECIMENTO_ADU14B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T18 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T18) |
| | 18 | Alterar Seção: | - seção da aduela 14b | (secao_tipica) |
| | 19 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14b | (CONCF14b) |
| 77 | 20 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 14b | (TREL14b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 14a | (TREL14a) |
| 76 | 21 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14a | (CONCF14a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 14a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 14a | (ENRIJECIMENTO_ADU14A) |
| | 22 | Alterar Seção: | - seção da aduela 14a | (secao_tipica) |
| | 23 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14a | (CONCF14a) |
| 75 | 24 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 14a | (TREL14a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 13b | (TREL13b) |
| 74 | 25 | Remover Grupo: | - estai T17 | (T17) |
| 73 | 26 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13b | (CONCF13b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 13b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 13b | (ENRIJECIMENTO_ADU13B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T17 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T17) |
| | 27 | Alterar Seção: | - seção da aduela 13b | (secao_tipica) |
| | 28 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13b | (CONCF13b) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 72 | 29 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 13b | (TREL13b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 13a | (TREL13a) |
| 71 | 30 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13a | (CONCF13a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 13a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 13a | (ENRIJECIMENTO_ADU13A) |
| | 31 | Alterar Seção: | - seção da aduela 13a | (secao_tipica) |
| | 32 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13a | (CONCF13a) |
| 70 | 33 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 13a | (TREL13a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 12b | (TREL12b) |
| 69 | 34 | Remover Grupo: | - estai T16 | (T16) |
| 68 | 35 | Remover Grupo: | - estai T01 | (T01) |
| 67 | 36 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12b | (CONCF12b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 12b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 12b | (ENRIJECIMENTO_ADU12B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T16 | (NICO_ESTAIAMENTO_T16) |
| | 37 | Alterar Seção: | - seção da aduela 12b | (secao_tipica) |
| | 38 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12b | (CONCF12b) |
| 66 | 39 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 12b | (TREL12b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 12a | (TREL12a) |
| 65 | 40 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12a | (CONCF12a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 12a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 12a | (ENRIJECIMENTO_ADU12A) |
| | 41 | Alterar Seção: | - seção da aduela 12a | (secao_tipica) |
| | 42 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12a | (CONCF12a) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 64 | 43 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T02 | (TF02 = 6915,42 kN) |
| 63 | 44 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 12a | (TREL12a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 11b | (TREL11b) |
| 62 | 45 | Remover Grupo: | - estai T15 | (T15) |
| 61 | 46 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11b | (CONCF11b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 11b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 11b | (ENRIJECIMENTO_ADU11B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho inferior da aduela 11b | (NICO_INF_ADU11B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T15 | (NICO_ESTAIAMENTO_T15) |
| | 47 | Alterar Seção: | - seção da aduela 11b | (secao_tipica) |
| | 48 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11b | (CONCF11b) |
| 60 | 49 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 11b | (TREL11b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 11a | (TREL11a) |
| 59 | 50 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11a | (CONCF11a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 11a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 11a | (ENRIJECIMENTO_ADU11A) |
| | 51 | Alterar Seção: | - seção da aduela 11a | (secao_tipica) |
| | 52 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11a | (CONCF11a) |
| 58 | 53 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 11a | (TREL11a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 10b | (TREL10b) |
| 57 | 54 | Remover Grupo: | - estai T14 | (T14) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 56 | 55 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10b | (CONCF10b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 10b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 10b | (ENRIJECIMENTO_ADU10B) |
| Remover Carregamento: | | - nicho de estaiamento de T14 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T14) | |
| | 56 | Alterar Seção: | - seção da aduela 10b | (secao_tipica) |
| | 57 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10b | (CONCF10b) |
| 55 | 58 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 10b | (TREL10b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 10a | (TREL10a) |
| 54 | 59 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10a | (CONCF10a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 10a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 10a | (ENRIJECIMENTO_ADU10A) |
| | 60 | Alterar Seção: | - seção da aduela 10a | (secao_tipica) |
| | 61 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10a | (CONCF10a) |
| 53 | 62 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T02 | (TF02 = 3853,79 kN) |
| 52 | 63 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 10a | (TREL10a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 09b | (TREL09b) |
| 51 | 64 | Remover Grupo: | - estai T13 | (T13) |
| 50 | 65 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09b | (CONCF09b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 09b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 09b | (ENRIJECIMENTO_ADU09B) |
| Remover Carregamento: | | - nicho de estaiamento de T13 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T13) | |
| | 66 | Alterar Seção: | - seção da aduela 09b | (secao_tipica) |
| | 67 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09b | (CONCF09b) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 49 | 68 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 09b | (TREL09b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 09a | (TREL09a) |
| 48 | 69 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09a | (CONCF09a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 09a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 09a | (ENRIJECIMENTO_ADU09A) |
| | 70 | Alterar Seção: | - seção da aduela 09a | (secao_tipica) |
| | 71 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09a | (CONCF09a) |
| 47 | 72 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 09a | (TREL09a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 08b | (TREL08b) |
| 46 | 73 | Remover Grupo: | - estai T12 | (T12) |
| 45 | 74 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08b | (CONCF08b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 08b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 08b | (ENRIJECIMENTO_ADU08B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T12 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T12) |
| | 75 | Alterar Seção: | - seção da aduela 08b | (secao_tipica) |
| | 76 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08b | (CONCF08b) |
| 44 | 77 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 08b | (TREL08b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 08a | (TREL08a) |
| 43 | 78 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08a | (CONCF08a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 08a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 08a | (ENRIJECIMENTO_ADU08A) |
| | 79 | Alterar Seção: | - seção da aduela 08a | (secao_tipica) |
| | 80 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08a | (CONCF08a) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 42 | 81 | Remover Grupo: | - estai T02 | (T02) |
| 41 | 82 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T03 | (TF03 = 6125,85 kN) |
| 40 | 83 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 08a | (TREL08a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 07b | (TREL07b) |
| 39 | 84 | Remover Grupo: | - estai T11 | (T11) |
| 38 | 85 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07b | (CONCF07b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 07b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 07b | (ENRIJECIMENTO_ADU07B) |
| Remover Carregamento: | | - nicho de estaiamento de T11 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T11) | |
| | 86 | Alterar Seção: | - seção da aduela 07b | (secao_tipica) |
| | 87 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07b | (CONCF07b) |
| 37 | 88 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 07b | (TREL07b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 07a | (TREL07a) |
| 36 | 89 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07a | (CONCF07a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 07a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 07a | (ENRIJECIMENTO_ADU07A) |
| | 90 | Alterar Seção: | - seção da aduela 07a | (secao_tipica) |
| | 91 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07a | (CONCF07a) |
| 35 | 92 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 07a | (TREL07a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 06b | (TREL06b) |
| 34 | 93 | Remover Grupo: | - estai T10 | (T10) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 33 | 94 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06b | (CONCF06b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 06b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 06b | (ENRIJECIMENTO_ADU06B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho superior da aduela 06b | (NICHOSUP_ADU06B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T10 | (NICHOSTAIAMENTO_T10) |
| | 95 | Alterar Seção: | - seção da aduela 06b | (secao_tipica) |
| | 96 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06b | (CONCF06b) |
| 32 | 97 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 06b | (TREL06b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 06a | (TREL06a) |
| 31 | 98 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06a | (CONCF06a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 06a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 06a | (ENRIJECIMENTO_ADU06A) |
| | 99 | Alterar Seção: | - seção da aduela 06a | (secao_tipica) |
| | 100 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06a | (CONCF06a) |
| 30 | 101 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 06a | (TREL06a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 05b | (TREL05b) |
| 29 | 102 | Remover Grupo: | - estai T09 | (T09) |
| 28 | 103 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05b | (CONCF05b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 05b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 05b | (ENRIJECIMENTO_ADU05B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T09 | (NICHOSTAIAMENTO_T09) |
| | 104 | Alterar Seção: | - seção da aduela 05b | (secao_tipica) |
| | 105 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05b | (CONCF05b) |
| 27 | 106 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 05b | (TREL05b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 05a | (TREL05a) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 26 | 107 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05a | (CONCF05a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 05a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 05a | (ENRIJECIMENTO_ADU05A) |
| | 108 | Alterar Seção: | - seção da aduela 05a | (secao_tipica) |
| | 109 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05a | (CONCF05a) |
| 25 | 110 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 05a | (TREL05a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 04b | (TREL04b) |
| 24 | 111 | Remover Grupo: | - estai T08 | (T08) |
| 23 | 112 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04b | (CONCF04b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 04b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 04b | (ENRIJECIMENTO_ADU04B) |
| | 113 | Alterar Seção: | - seção da aduela 04b | (secao_tipica) |
| | 114 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04b | (CONCF04b) |
| 22 | 115 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 04b | (TREL04b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 04a | (TREL04a) |
| 21 | 116 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04a | (CONCF04a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 04a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 04a | (ENRIJECIMENTO_ADU04A) |
| | 117 | Alterar Seção: | - seção da aduela 04a | (secao_tipica) |
| | 118 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04a | (CONCF04a) |
| 20 | 119 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T03 | (TF03 = 2586,03 kN) |
| 19 | 120 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 04a | (TREL04a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 03b | (TREL03b) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 18 | 121 | Remover Grupo: | - estai T07 | (T07) |
| 17 | 122 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03b | (CONCF03b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 03b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 03b | (ENRIJECIMENTO_ADU03B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T07 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T07) |
| | 123 | Alterar Seção: | - seção da aduela 03b | (secao_tipica) |
| | 124 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03b | (CONCF03b) |
| 16 | 125 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 03b | (TREL03b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 03a | (TREL03a) |
| 15 | 126 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03a | (CONCF03a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 03a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 03a | (ENRIJECIMENTO_ADU03A) |
| | | 127 | Alterar Seção: | - seção da aduela 03a |
| | 128 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03a | (CONCF03a) |
| 14 | 129 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 03a | (TREL03a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 02b | (TREL02b) |
| 13 | 130 | Remover Grupo: | - estai T06 | (T06) |
| 12 | 131 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02b | (CONCF02b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 02b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 02b | (ENRIJECIMENTO_ADU02B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T06 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T06) |
| | 132 | Alterar Seção: | - seção da aduela 02b | (secao_tipica) |
| | 133 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02b | (CONCF02b) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 11 | 134 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 02b | (TREL02b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 02a | (TREL02a) |
| 10 | 135 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02a | (CONCF02a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 02a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 02a | (ENRIJECIMENTO_ADU02A) |
| | 136 | Alterar Seção: | - seção da aduela 02a | (secao_tipica) |
| | 137 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02a | (CONCF02a) |
| 09 | 138 | Aplicar Carregamento: | - reduzir protensão de T04 | (TF04 = 2097,41 kN) |
| 08 | 139 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 02a | (TREL02a) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 01b | (TREL01b) |
| 07 | 140 | Remover Grupo: | - estai T05 | (T05) |
| 06 | 141 | Remover Grupo: | - estai T03 | (T03) |
| 05 | 142 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01b | (CONCF01b) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 01b | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 01b | (ENRIJECIMENTO_ADU01B) |
| | | Remover Carregamento: | - nicho de estaiamento de T05 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T05) |
| | 143 | Alterar Seção: | - seção da aduela 01b | (secao_tipica) |
| | 144 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01b | (CONCF01b) |
| 04 | 145 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 01b | (TREL01b) |
| | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 01a | (TREL01a) |

Quadro 5-2 – Descrição das fases de desmontagem (Continuação).

| FASE | STAGE (SAP2000) | DETALHAMENTO DA DESMONTAGEM | | |
|------|--------------------|--|---------------------------------|------------------------|
| | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 03 | 146 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01a | (CONCF01a) |
| | | Remover Carregamento: | - peso próprio da aduela 01a | (DEAD) |
| | | Remover Carregamento: | - enrijecimento da aduela 01a | (ENRIJECIMENTO_ADU01A) |
| | 147 | Alterar Seção: | - seção da aduela 01a | (secao_tipica) |
| | 148 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01a | (CONCF01a) |
| 02 | 149 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 01a | (TREL01a) |
| 01 | 150 | Remover Grupo: | - estai T04 | (T04) |
| 00 | 151 | ESTRUTURA APENAS COM ADUELA DE DISPARO | | |

Na Figura 5-14 é possível examinar a deformada da estrutura ao final da análise retroativa. Nota-se que todo o tabuleiro ainda se encontra presente no modelo, mesmo depois de findado o processo. Isso deve-se ao artifício utilizado para representar a estrutura fantasma (*ghost structure*) necessária na análise progressiva, tornando possível fazer do último estágio de desmontagem, o primeiro da montagem.

Esse artifício consiste em criar uma estrutura fictícia que atua na montagem, de forma a permitir a introdução dos novos elementos em posições geométricas condizentes com aquelas existentes durante a construção. Essa estratégia garante que, ao final da retroação, o tabuleiro, em balanço (não apoiado em P0) e descarregado (inclusive sem peso próprio), será remontado conforme sua posição real.

Sem o emprego dessa técnica na montagem e na construção de pontes estaiadas ou de concreto em balanços sucessivos, ou mesmo de estruturas em que os diversos elementos são adicionados e unidos aos já existentes (tabuleiros de vigas pré-moldadas), a análise fidedigna do evento torna-se de acompanhamento quase inviável.

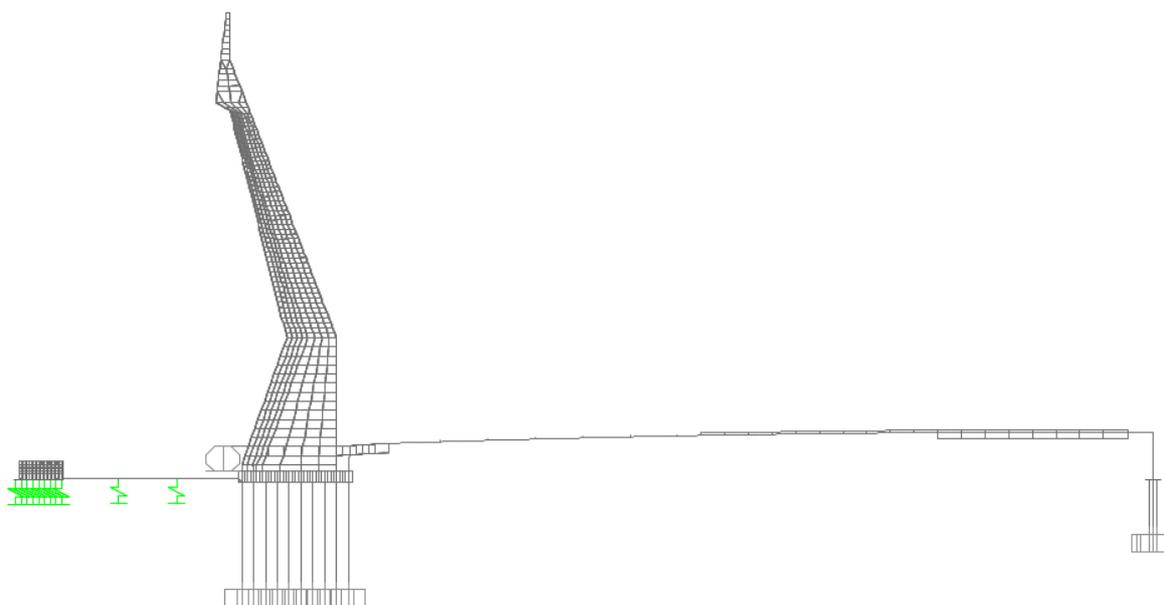


Figura 5-14 – Ponte do Saber no final da desmontagem.

As forças iniciais de montagem são mostradas na Tabela 5-4.

Tabela 5-4 – Forças iniciais a serem introduzidas durante a análise progressiva.

| ETAPA | DESMONT. | MONT. | FORÇA (kN) |
|----------------------|----------|-------|------------|
| PROTENSÃO T04 | 02 | 01 | 1997,93 |
| PROTENSÃO T03 | 07 | 06 | 2068,95 |
| PROTENSÃO T05 | 08 | 07 | 2273,86 |
| REPROTENSÃO T04 (1ª) | 10 | 09 | 2551,04 |
| PROTENSÃO T06 | 14 | 13 | 2027,69 |
| PROTENSÃO T07 | 19 | 18 | 2394,58 |
| REPROTENSÃO T03 (1ª) | 21 | 20 | 4289,90 |
| PROTENSÃO T08 | 25 | 24 | 2426,42 |
| PROTENSÃO T09 | 30 | 29 | 3545,74 |
| PROTENSÃO T10 | 35 | 34 | 3335,74 |
| PROTENSÃO T11 | 40 | 39 | 3742,28 |
| REPROTENSÃO T03 (2ª) | 42 | 41 | 10191,30 |

| ETAPA | DESMONT. | MONT. | FORÇA (kN) |
|----------------------|----------|-------|------------|
| PROTENSÃO T02 | 43 | 42 | 2563,74 |
| PROTENSÃO T12 | 47 | 46 | 3280,22 |
| PROTENSÃO T13 | 52 | 51 | 4209,73 |
| REPROTENSÃO T02 (1ª) | 54 | 53 | 5168,09 |
| PROTENSÃO T14 | 58 | 57 | 4161,53 |
| PROTENSÃO T15 | 63 | 62 | 4292,89 |
| REPROTENSÃO T02 (2ª) | 65 | 64 | 9539,93 |
| PROTENSÃO T01 | 69 | 68 | 2056,43 |
| PROTENSÃO T16 | 70 | 69 | 4630,72 |
| PROTENSÃO T17 | 75 | 74 | 4664,88 |
| PROTENSÃO T18 | 80 | 79 | 4447,77 |
| REPROTENSÃO T01 (1ª) | 83 | 82 | 10298,93 |

5.4.4. MONTAGEM (*FORWARD ANALYSIS*)

Encerrada a análise de desmontagem, deve-se efetuar a análise progressiva, que permite, principalmente, a elaboração do plano de estaiamento da construção.

Nessa etapa, são empregadas análises reológicas apropriadas, que permitem estudar, com adequada precisão, os esforços na viga de rigidez, nos estais, no pilone e na fundação.

Foram adotados, de acordo com os critérios prescritos no código FIB (2010), os seguintes parâmetros:

- Umidade relativa do ar – RH = 80%
- Idade do concreto no início da retração – $t_s = 0$ dias
- Tipo de cimento – 42,5N

A interface de entrada dos dados referentes à análise reológica no programa utilizado é ilustrada na Figura 5-15.

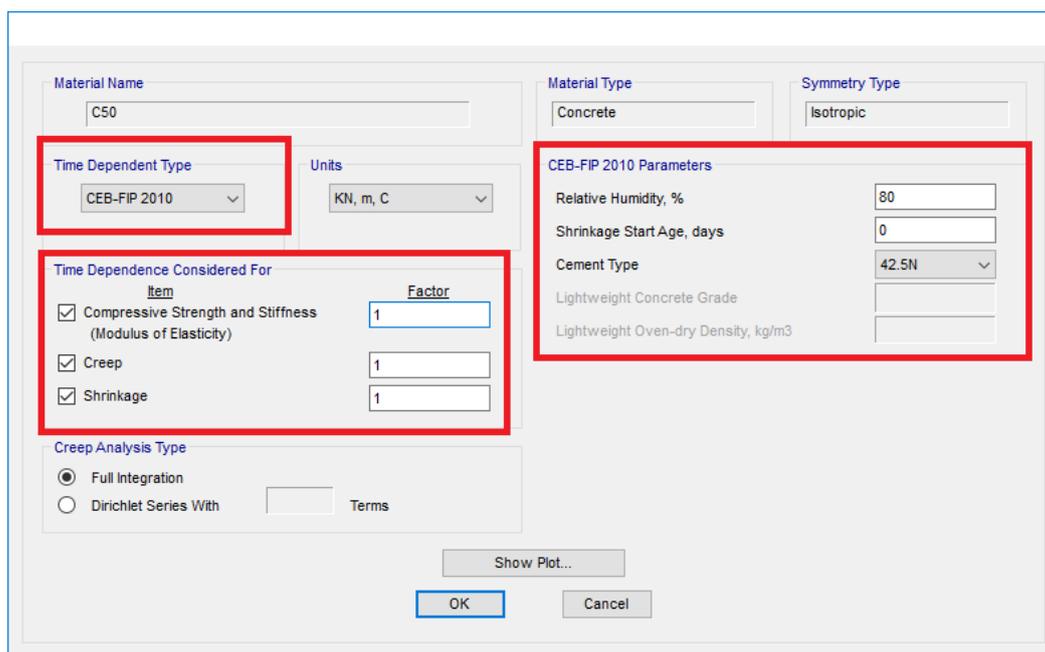


Figura 5-15 – Consideração da reologia.

A consideração dos efeitos reológicos requer a definição dos períodos (dias) a serem introduzidos no *load case* da referida análise (Figura 5-17), para os ciclos de construção relacionados à concretagem das aduelas, ao estaiamento dos cabos e à introdução dos carregamentos. Na ausência de informação exata, a estimativa apresentada na Figura 5-16 levou em conta a experiência do conferencista do projeto.

| Tempo [dias] | Ação |
|------------------|--|
| $t = 0$ | - treliça posicionada para concretagem da aduela X |
| $\Delta t = 2$ | - forma e armadura para aduela X |
| $\Delta t = 0,5$ | - concretagem da aduela X |
| $\Delta t = 2$ | - cura do concreto da aduela X |
| $\Delta t = 1$ | - montagem e protensão do estai ancorado na aduela X (se houver) |
| $\Delta t = 0,5$ | - avanço da treliça para concretagem da aduela X+1 |
| 6 dias | |

Figura 5-16 – Ciclo estimado da construção da Ponte do Saber.

Durante a modelagem, na maioria dos casos, o período referente ao avanço da treliça foi somado ao de montagem da forma e armadura, totalizando 2,5 dias. Além disso, para o caso de reprotensão dos estais, o tempo adotado foi de 0,5 dias.

Com relação à construção do pilone e de algumas outras partes da estrutura, o processo de montagem considerou que suas concretagens já haviam terminado no início da execução do tabuleiro e do estaiamento dos cabos (tal como exposto no item 5.3.). Baseado nessa hipótese, admitiu-se que a análise progressiva começaria com 100 dias já decorridos, tal como evidenciado na Figura 5-17 (parâmetros envolvidos na elaboração do *load case* tipo *Staged Construction* para a montagem).

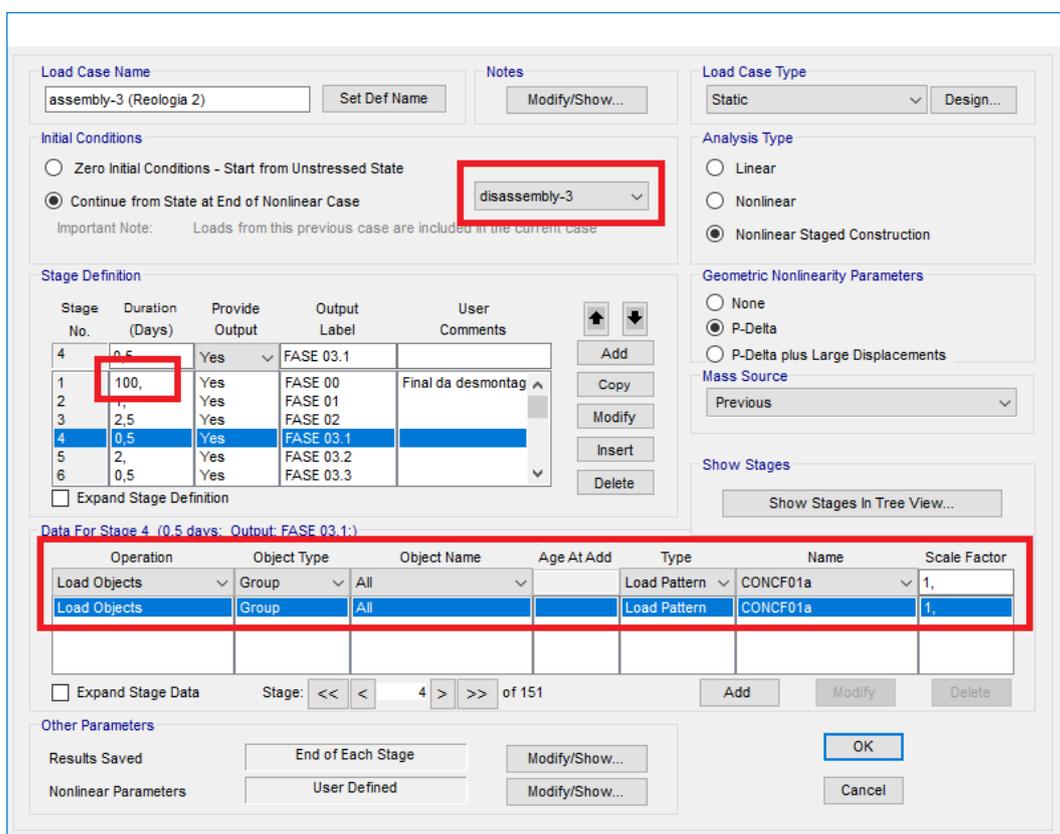


Figura 5-17 – Load case referente à montagem.

A definição de todos os *stages* de montagem, mostrada no Quadro 5-3, segue a mesma dificuldade e importância da desmontagem, requerendo o fornecimento de todos os dados de entrada de forma precisa.

Quadro 5-3– Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--|---------------------------------|------------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 00 | 1 | 0 | 0 | ESTRUTURA APENAS COM ADUELA DE DISPARO | | |
| 01 | 2 | 1 | 1 | Adicionar Grupo: | - estai T04 | (T04) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T04 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T04 | (TF04 = 1997,925 kN) |
| 02 | 3 | 2,5 | 3,5 | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 01a | (TREL01a) |
| 03 | 4 | 0,5 | 4 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01a | (CONCF01a) |
| | 5 | 2 | 6 | Alterar Seção: | - seção da aduela 01a | (secao_tipica) |
| | 6 | 0,5 | 6,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01a | (CONCF01a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 01a | (DEAD) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 01a | (ENRIJECIMENTO_ADU01A) |
| 04 | 7 | 2,5 | 9 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 01a | (TREL01a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 01b | (TREL01b) |
| 05 | 8 | 0,5 | 9,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01b | (CONCF01b) |
| | 9 | 2 | 11,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 01b | (secao_tipica) |
| | 10 | 0,5 | 12 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 01b | (CONCF01b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 01b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 01b | (ENRIJECIMENTO_ADU01B) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T05 | (NICO_ESTAIAMENTO_T05) |
| 06 | 11 | 1 | 13 | Adicionar Grupo: | - estai T03 | (T03) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T03 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T03 | (TF03 = 2068,951 kN) |
| 07 | 12 | 1 | 14 | Adicionar Grupo: | - estai T05 | (T05) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T05 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T05 | (TF05 = 2273,844 kN) |
| 08 | 13 | 2,5 | 16,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 01b | (TREL01b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 02a | (TREL02a) |
| 09 | 14 | 0,5 | 17 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T04 | (TF04 = 2551,042 kN) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t _{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------|--------------------|--------------|------------------------------|--|---|---|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 10 | 15 | 0,5 | 17,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02a | (CONCF02a) |
| | 16 | 2 | 19,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 02a | (secao_tipica) |
| | 17 | 0,5 | 20 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02a - peso próprio da aduela 02a - enrijecimento da aduela 02a | (CONCF02a) (DEAD) (ENRIJECIMENTO_ADU02A) |
| 11 | 18 | 2,5 | 22,5 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 02a - treliça para aduela 02b | (TREL02a) (TREL02b) |
| 12 | 19 | 0,5 | 23 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02b | (CONCF02b) |
| | 20 | 2 | 25 | Alterar Seção: | - seção da aduela 02b | (secao_tipica) |
| | 21 | 0,5 | 25,5 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 02b - peso próprio da aduela 02b - enrijecimento da aduela 02b - nicho de estaiamento de T06 | (CONCF02b) (DEAD) (ENRIJECIMENTO_ADU02B) (NICH0_ESTAIAMENTO_T06) |
| 13 | 22 | 1 | 26,5 | Adicionar Grupo: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - estai T06 - peso próprio do estai T06 - protensão do estai T06 | (T06) (DEAD) (TF06 = 2027,694 kN) |
| 14 | 23 | 2,5 | 29 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 02b - treliça para aduela 03a | (TREL02b) (TREL03a) |
| 15 | 24 | 0,5 | 29,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03a | (CONCF03a) |
| | 25 | 2 | 31,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 03a | (secao_tipica) |
| | 26 | 0,5 | 32 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03a - peso próprio da aduela 03a - enrijecimento da aduela 03a | (CONCF03a) (DEAD) (ENRIJECIMENTO_ADU03A) |
| 16 | 27 | 2,5 | 34,5 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 03a - treliça para aduela 03b | (TREL03a) (TREL03b) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 17 | 28 | 0,5 | 35 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03b | (CONCF03b) |
| | 29 | 2 | 37 | Alterar Seção: | - seção da aduela 03b | (secao_tipica) |
| | 30 | 0,5 | 37,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 03b | (CONCF03b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 03b | (DEAD) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 03b | (ENRIJECIMENTO_ADU03B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T07 | (NICO_ESTAIAMENTO_T07) | |
| 18 | 31 | 1 | 38,5 | Adicionar Grupo: | - estai T07 | (T07) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T07 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T07 | (TF07 = 2394,575 kN) |
| 19 | 32 | 2,5 | 41 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 03b | (TREL03b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 04a | (TREL04a) |
| 20 | 33 | 0,5 | 41,5 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T03 | (TF03 = 4289,897 kN) |
| 21 | 34 | 0,5 | 42 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04a | (CONCF04a) |
| | 35 | 2 | 44 | Alterar Seção: | - seção da aduela 04a | (secao_tipica) |
| | 36 | 0,5 | 44,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04a | (CONCF04a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 04a | (DEAD) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 04a | (ENRIJECIMENTO_ADU04A) | |
| 22 | 37 | 2,5 | 47 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 04a | (TREL04a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 04b | (TREL04b) |
| 23 | 38 | 0,5 | 47,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04b | (CONCF04b) |
| | 39 | 2 | 49,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 04b | (secao_tipica) |
| | 40 | 0,5 | 50 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 04b | (CONCF04b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 04b | (DEAD) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 04b | (ENRIJECIMENTO_ADU04B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T08 | (NICO_ESTAIAMENTO_T08) | |
| 24 | 41 | 1 | 51 | Adicionar Grupo: | - estai T08 | (T08) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T08 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T08 | (TF08 = 2426,421 kN) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t _{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|--------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 25 | 42 | 2,5 | 53,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 04b | (TREL04b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 05a | (TREL05a) |
| 26 | 43 | 0,5 | 54 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05a | (CONCF05a) |
| | 44 | 2 | 56 | Alterar Seção: | - seção da aduela 05a | (secao_tipica) |
| | 45 | 0,5 | 56,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05a | (CONCF05a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 05a | (DEAD) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 05a | (ENRIJECIMENTO_ADU05A) |
| 27 | 46 | 2,5 | 59 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 05a | (TREL05a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 05b | (TREL05b) |
| 28 | 47 | 0,5 | 59,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05b | (CONCF05b) |
| | 48 | 2 | 61,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 05b | (secao_tipica) |
| | 49 | 0,5 | 62 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 05b | (CONCF05b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 05b | (DEAD) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 05b | (ENRIJECIMENTO_ADU05B) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T09 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T09) |
| 29 | 50 | 1 | 63 | Adicionar Grupo: | - estai T09 | (T09) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T09 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T09 | (TF09 = 3545,735 kN) |
| 30 | 51 | 2,5 | 65,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 05b | (TREL05b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 06a | (TREL06a) |
| 31 | 52 | 0,5 | 66 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06a | (CONCF06a) |
| | 53 | 2 | 68 | Alterar Seção: | - seção da aduela 06a | (secao_tipica) |
| | 54 | 0,5 | 68,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06a | (CONCF06a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 06a | (DEAD) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 06a | (ENRIJECIMENTO_ADU06A) |
| 32 | 55 | 2,5 | 71 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 06a | (TREL06a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 06b | (TREL06b) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 33 | 56 | 0,5 | 71,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06b | (CONCF06b) |
| | 57 | 2 | 73,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 06b | (secao_tipica) |
| | 58 | 0,5 | 74 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 06b | (CONCF06b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 06b | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 06b | (ENRIJECIMENTO_ADU06B) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - nicho superior da aduela 06b | (NICH0_SUP_ADU06B) | |
| Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T10 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T10) | | | | |
| 34 | 59 | 1 | 75 | Adicionar Grupo: | - estai T10 | (T10) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T10 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T10 | (TF10 = 3335,738 kN) |
| 35 | 60 | 2,5 | 77,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 06b | (TREL06b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 07a | (TREL07a) |
| 36 | 61 | 0,5 | 78 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07a | (CONCF07a) |
| | 62 | 2 | 80 | Alterar Seção: | - seção da aduela 07a | (secao_tipica) |
| | 63 | 0,5 | 80,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07a | (CONCF07a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 07a | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 07a | (ENRIJECIMENTO_ADU07A) | |
| 37 | 64 | 2,5 | 83 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 07a | (TREL07a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 07b | (TREL07b) |
| 38 | 65 | 0,5 | 83,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07b | (CONCF07b) |
| | 66 | 2 | 85,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 07b | (secao_tipica) |
| | 67 | 0,5 | 86 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 07b | (CONCF07b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 07b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 07b | (ENRIJECIMENTO_ADU07B) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - nicho de estaiamento de T11 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T11) | |
| 39 | 68 | 1 | 87 | Adicionar Grupo: | - estai T11 | (T11) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T11 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T11 | (TF11 = 3742,283 kN) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------|--------------------|----------------------|-----------------------|--|---|--|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 40 | 69 | 2,5 | 89,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 07b | (TREL07b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 08a | (TREL08a) |
| 41 | 70 | 0,5 | 90 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T03 | (TF03 = 10191,299 kN) |
| 42 | 71 | 1 | 91 | Adicionar Grupo: | - estai T02 | (T02) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T02 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T02 | (TF02 = 2563,743 kN) |
| 43 | 72 | 0,5 | 91,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08a | (CONCF08a) |
| | 73 | 2 | 93,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 08a | (secao_tipica) |
| | 74 | 0,5 | 94 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08a - peso próprio da aduela 08a - enrijecimento da aduela 08a | (CONCF08a) (DEAD) (ENRIJECIMENTO_ADU08A) |
| 44 | 75 | 2,5 | 96,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 08a | (TREL08a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 08b | (TREL08b) |
| 45 | 76 | 0,5 | 97 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08b | (CONCF08b) |
| | 77 | 2 | 99 | Alterar Seção: | - seção da aduela 08b | (secao_tipica) |
| | 78 | 0,5 | 99,5 | Remover Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 08b - peso próprio da aduela 08b - enrijecimento da aduela 08b - nicho de estaiamento de T12 | (CONCF08b) (DEAD) (ENRIJECIMENTO_ADU08B) (NICO_ESTAIAMENTO_T12) |
| 46 | 79 | 1 | 100,5 | Adicionar Grupo: | - estai T12 | (T12) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T12 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T12 | (TF12 = 3280,221 kN) |
| 47 | 80 | 2,5 | 103 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 08b | (TREL08b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 09a | (TREL09a) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 48 | 81 | 0,5 | 103,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09a | (CONCF09a) |
| | 82 | 2 | 105,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 09a | (secao_tipica) |
| | 83 | 0,5 | 106 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09a | (CONCF09a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 09a | (DEAD) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 09a | (ENRIJECIMENTO_ADU09A) | |
| 49 | 84 | 2,5 | 108,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 09a | (TREL09a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 09b | (TREL09b) |
| 50 | 85 | 0,5 | 109 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09b | (CONCF09b) |
| | 86 | 2 | 111 | Alterar Seção: | - seção da aduela 09b | (secao_tipica) |
| | 87 | 0,5 | 111,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 09b | (CONCF09b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 09b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 09b | (ENRIJECIMENTO_ADU09B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T13 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T13) | |
| 51 | 88 | 1 | 112,5 | Adicionar Grupo: | - estai T13 | (T13) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T13 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T13 | (TF13 = 4209,730 kN) |
| 52 | 89 | 2,5 | 115 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 09b | (TREL09b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 10a | (TREL10a) |
| 53 | 90 | 0,5 | 115,5 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T02 | (TF02 = 5168,089 kN) |
| 54 | 91 | 0,5 | 116 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10a | (CONCF10a) |
| | 92 | 2 | 118 | Alterar Seção: | - seção da aduela 10a | (secao_tipica) |
| | 93 | 0,5 | 118,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10a | (CONCF10a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 10a | (DEAD) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 10a | (ENRIJECIMENTO_ADU10A) | |
| 55 | 94 | 2,5 | 121 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 10a | (TREL10a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 10b | (TREL10b) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 56 | 95 | 0,5 | 121,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10b | (CONCF10b) |
| | 96 | 2 | 123,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 10b | (secao_tipica) |
| | 97 | 0,5 | 124 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 10b | (CONCF10b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 10b | (DEAD) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 10b | (ENRIJECIMENTO_ADU10B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T14 | (NICO_ESTAIAMENTO_T14) | |
| 57 | 98 | 1 | 125 | Adicionar Grupo: | - estai T14 | (T14) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T14 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T14 | (TF14 = 4161,533 kN) |
| 58 | 99 | 2,5 | 127,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 10b | (TREL10b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 11a | (TREL11a) |
| 59 | 100 | 0,5 | 128 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11a | (CONCF11a) |
| | 101 | 2 | 130 | Alterar Seção: | - seção da aduela 11a | (secao_tipica) |
| | 102 | 0,5 | 130,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11a | (CONCF11a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 11a | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 11a | (ENRIJECIMENTO_ADU11A) | |
| 60 | 103 | 2,5 | 133 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 11a | (TREL11a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 11b | (TREL11b) |
| 61 | 104 | 0,5 | 133,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11b | (CONCF11b) |
| | 105 | 2 | 135,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 11b | (secao_tipica) |
| | 106 | 0,5 | 136 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 11b | (CONCF11b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 11b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 11b | (ENRIJECIMENTO_ADU11B) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - nicho inferior da aduela 11b | (NICO_INF_ADU11B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T15 | (NICO_ESTAIAMENTO_T15) | |
| 62 | 107 | 1 | 137 | Adicionar Grupo: | - estai T15 | (T15) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T15 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T15 | (TF15 = 4292,887 kN) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 63 | 108 | 2,5 | 139,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 11b | (TREL11b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 12a | (TREL12a) |
| 64 | 109 | 0,5 | 140 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T02 | (TF02 = 9539,929 kN) |
| 65 | 110 | 0,5 | 140,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12a | (CONCF12a) |
| | 111 | 2 | 142,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 12a | (secao_tipica) |
| | 112 | 0,5 | 143 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12a | (CONCF12a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 12a | (DEAD) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 12a | (ENRIJECIMENTO_ADU12A) |
| 66 | 113 | 2,5 | 145,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 12a | (TREL12a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 12b | (TREL12b) |
| 67 | 114 | 0,5 | 146 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12b | (CONCF12b) |
| | 115 | 2 | 148 | Alterar Seção: | - seção da aduela 12b | (secao_tipica) |
| | 116 | 0,5 | 148,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 12b | (CONCF12b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 12b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 12b | (ENRIJECIMENTO_ADU12B) | |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T16 | (NICO_ESTAIAMENTO_T16) |
| 68 | 117 | 1 | 149,5 | Adicionar Grupo: | - estai T01 | (T01) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T01 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T01 | (TF01 = 2056,428 kN) |
| 69 | 118 | 1 | 150,5 | Adicionar Grupo: | - estai T16 | (T16) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T16 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T16 | (TF16 = 4630,719 kN) |
| 70 | 119 | 2,5 | 153 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 12b | (TREL12b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 13a | (TREL13a) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 71 | 120 | 0,5 | 153,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13a | (CONCF13a) |
| | 121 | 2 | 155,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 13a | (secao_tipica) |
| | 122 | 0,5 | 156 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13a | (CONCF13a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 13a | (DEAD) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 13a | (ENRIJECIMENTO_ADU13A) | |
| 72 | 123 | 2,5 | 158,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 13a | (TREL13a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 13b | (TREL13b) |
| 73 | 124 | 0,5 | 159 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13b | (CONCF13b) |
| | 125 | 2 | 161 | Alterar Seção: | - seção da aduela 13b | (secao_tipica) |
| | 126 | 0,5 | 161,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 13b | (CONCF13b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 13b | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 13b | (ENRIJECIMENTO_ADU13B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T17 | (NICH0_ESTAIAMENTO_T17) | |
| 74 | 127 | 1 | 162,5 | Adicionar Grupo: | - estai T17 | (T17) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T17 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T17 | (TF17 = 4664,877 kN) |
| 75 | 128 | 2,5 | 165 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 13b | (TREL13b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 14a | (TREL14a) |
| 76 | 129 | 0,5 | 165,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14a | (CONCF14a) |
| | 130 | 2 | 167,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 14a | (secao_tipica) |
| | 131 | 0,5 | 168 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14a | (CONCF14a) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 14a | (DEAD) | |
| Aplicar Carregamento: | | | | - enrijecimento da aduela 14a | (ENRIJECIMENTO_ADU14A) | |
| 77 | 132 | 2,5 | 170,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 14a | (TREL14a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 14b | (TREL14b) |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continua).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 78 | 133 | 0,5 | 171 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14b | (CONCF14b) |
| | 134 | 2 | 173 | Alterar Seção: | - seção da aduela 14b | (secao_tipica) |
| | 135 | 0,5 | 173,5 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 14b | (CONCF14b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 14b | (DEAD) |
| | | | Aplicar Carregamento: | - enrijecimento da aduela 14b | (ENRIJECIMENTO_ADU14B) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho de estaiamento de T18 | (NICO_ESTAIAMENTO_T18) | |
| 79 | 136 | 1 | 174,5 | Adicionar Grupo: | - estai T18 | (T18) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio do estai T18 | (DEAD) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - protensão do estai T18 | (TF18 = 4447,774 kN) |
| 80 | 137 | 2,5 | 177 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 14b | (TREL14b) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 15a | (TREL15a) |
| 81 | 138 | 0,5 | 177,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15a | (CONCF15a) |
| | 139 | 2 | 179,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 15a | (secao_tipica) |
| | 140 | 0,5 | 180 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15a | (CONCF15a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - peso próprio da aduela 15a | (DEAD) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - nicho superior da aduela 15a | (NICO_SUP_ADU15A) | |
| | | | Aplicar Carregamento: | - nicho inferior da aduela 15a | (NICO_INF_ADU15A) | |
| 82 | 141 | 0,5 | 180,5 | Aplicar Carregamento: | - reprotender estai T01 | (TF01 = 10298,933 kN) |
| 83 | 142 | 2,5 | 183 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 15a | (TREL15a) |
| | | | | Aplicar Carregamento: | - treliça para aduela 15b | (TREL15b) |
| 84 | 143 | 0,5 | 183,5 | Aplicar Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15b | (CONCF15b) |
| | 144 | 2 | 185,5 | Alterar Seção: | - seção da aduela 15b | (secao_tipica) |
| | 145 | 0,5 | 186 | Remover Carregamento: | - concreto fresco da aduela 15b | (CONCF15b) |
| Aplicar Carregamento: | | | | - peso próprio da aduela 15b | (DEAD) | |

Quadro 5-3 – Descrição das fases de montagem (Continuação).

| FASE | STAGE (SAP2000) | Δt (DIAS) | t_{total} (DIAS) | DETALHAMENTO DA MONTAGEM | | |
|------|--------------------|----------------------|-----------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|
| | | | | AÇÃO | TIPO DE CARREGAMENTO | NOME DO CARREGAMENTO |
| 85 | 146 | 1 | 187 | Aplicar Carregamento: | - protensão da superestrutura | (Protensao_cabosviga) |
| 86 | 147 | 2 | 189 | Aplicar Carregamento: | - contrapeso | (ADU_15_contrape) |
| | | | | Adicionar Ligação (Link): | - entre extremidade do tabuleiro e P0 | (1) |
| 87 | 148 | 0,5 | 189,5 | Remover Carregamento: | - treliça para aduela 15b | (TREL15b) |
| 88 | 149 | 2 | 191,5 | Aplicar Carregamento: | - barreiras laterais | (GBARR) |
| 89 | 150 | 2 | 193,5 | Aplicar Carregamento: | - pavimentação | (GPAV) |
| 90 | 151 | 0 | 193,5 | ESTRUTURA COMPLETA COM CARGA PERMANENTE E PROTENSÃO | | |

Os resultados obtidos das análises de desmontagem e de montagem (sem e com reologia) são mostradas a seguir.

A Figura 5-18 ilustra os diagramas de esforços normais no início da desmontagem e ao final da montagem.

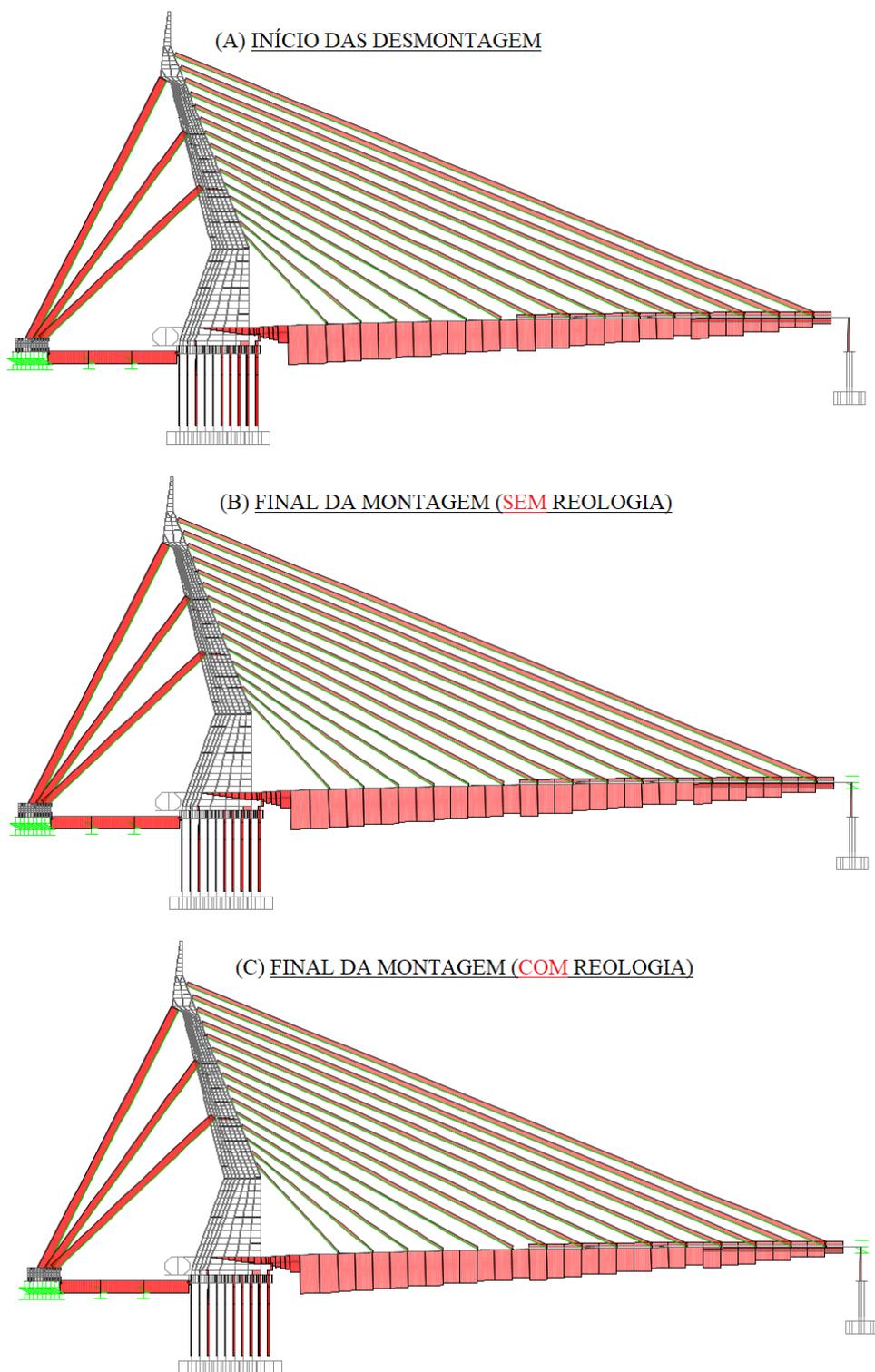


Figura 5-18 – Diagramas de esforços normais [kN].

A Tabela 5-5 e a Tabela 5-6 comparam os valores de forças nos estais e nas aduelas, ao final da montagem e no início da desmontagem, com ou sem a consideração da reologia.

Tabela 5-5 – Comparação das forças normais nos estais.

| FORÇA NOS ESTAIS | | | | | |
|------------------|---|------------------|----------------------------------|------------------|---|
| Estai | Final da Montagem (SEM Reologia) [kN] | Diferença [%] | Início da Desmontagem [kN] | Diferença [%] | Final da Montagem (COM Reologia) [kN] |
| T01 | 11743 | -0,0006% | 11743 | -0,195% | 11720 |
| T02 | 9931 | -0,0003% | 9931 | -0,550% | 9877 |
| T03 | 10225 | -0,0001% | 10225 | -0,505% | 10174 |
| T04 | 2659 | -0,0002% | 2659 | 1,151% | 2689 |
| T05 | 2735 | -0,0002% | 2735 | 2,045% | 2791 |
| T06 | 2757 | -0,0002% | 2757 | 3,706% | 2859 |
| T07 | 3078 | 0,0003% | 3078 | 3,251% | 3178 |
| T08 | 2841 | 0,0003% | 2841 | 2,271% | 2906 |
| T09 | 4388 | 0,0008% | 4388 | 0,524% | 4411 |
| T10 | 4065 | 0,0002% | 4065 | -0,176% | 4058 |
| T11 | 4539 | 0,0010% | 4539 | -0,893% | 4499 |
| T12 | 3769 | 0,0017% | 3769 | -1,608% | 3709 |
| T13 | 4846 | 0,0015% | 4846 | -2,076% | 4745 |
| T14 | 4902 | 0,0020% | 4902 | -2,251% | 4791 |
| T15 | 5189 | 0,0021% | 5189 | -2,165% | 5076 |
| T16 | 5859 | -0,0014% | 5859 | -1,773% | 5755 |
| T17 | 6316 | -0,0023% | 6317 | -0,973% | 6255 |
| T18 | 6450 | -0,0036% | 6450 | -0,151% | 6441 |

Tabela 5-6 – Comparação dos esforços normais nos pontos notáveis.

| FORÇA NORMAL NAS ADUELAS | | | | | |
|--------------------------|---|------------------|----------------------------------|------------------|---|
| Ponto Notável | Final da Montagem (SEM Reologia) [kN] | Diferença [%] | Início da Desmontagem [kN] | Diferença [%] | Final da Montagem (COM Reologia) [kN] |
| ADU01A | -55075 | -0,0002% | -55075 | -0,497% | -54802 |
| ADU01B | -55045 | -0,0002% | -55045 | -0,498% | -54771 |
| ADU02A | -52970 | -0,0002% | -52970 | -0,596% | -52655 |
| ADU02B | -52942 | -0,0002% | -52942 | -0,596% | -52627 |
| ADU03A | -50708 | -0,0002% | -50708 | -0,784% | -50310 |
| ADU03B | -50683 | -0,0002% | -50683 | -0,784% | -50286 |
| ADU04A | -48096 | -0,0002% | -48096 | -1,000% | -47615 |
| ADU04B | -48074 | -0,0002% | -48074 | -1,000% | -47593 |
| ADU05A | -45626 | -0,0002% | -45626 | -1,174% | -45091 |
| ADU05B | -45606 | -0,0002% | -45606 | -1,175% | -45070 |
| ADU06A | -41773 | -0,0003% | -41773 | -1,330% | -41218 |
| ADU06B | -46262 | -0,0003% | -46262 | -1,616% | -45515 |
| ADU07A | -42690 | -0,0003% | -42690 | -1,688% | -41970 |
| ADU07B | -42675 | -0,0003% | -42675 | -1,727% | -41938 |
| ADU08A | -38639 | -0,0004% | -38640 | -1,751% | -37963 |
| ADU08B | -38624 | -0,0004% | -38625 | -1,799% | -37930 |
| ADU09A | -35255 | -0,0006% | -35255 | -1,765% | -34633 |
| ADU09B | -35250 | -0,0006% | -35250 | -1,808% | -34613 |
| ADU10A | -30892 | -0,0008% | -30892 | -1,672% | -30375 |
| ADU10B | -30888 | -0,0008% | -30888 | -1,723% | -30356 |
| ADU11A | -26458 | -0,0013% | -26459 | -1,522% | -26056 |
| ADU11B | -31046 | -0,0011% | -31047 | -1,784% | -30493 |
| ADU12A | -26367 | -0,0016% | -26367 | -1,643% | -25934 |
| ADU12B | -26359 | -0,0016% | -26359 | -1,671% | -25919 |
| ADU13A | -21025 | -0,0016% | -21025 | -1,547% | -20700 |
| ADU13B | -21024 | -0,0016% | -21025 | -1,574% | -20694 |
| ADU14A | -15262 | -0,0013% | -15263 | -1,596% | -15019 |
| ADU14B | -15272 | -0,0013% | -15273 | -1,572% | -15033 |
| ADU15A | -9342 | 0,0001% | -9342 | -2,014% | -9154 |
| ADU15B | -14,77 | 0,0000% | -14,77 | 0,758% | -14,88 |

Comparando-se as forças normais nos estais e nos pontos notáveis (aduelas), no início da desmontagem e ao final da montagem, sem reologia, nota-se, praticamente, mesmos resultados. Ao se considerar a reologia, entretanto, os resultados se distanciam, apresentando diferenças percentuais de até 3,71% (T06).

Os diagramas de momentos fletores, no início da desmontagem e ao final da montagem, com reologia e sem reologia, são ilustrados na Figura 5-19.

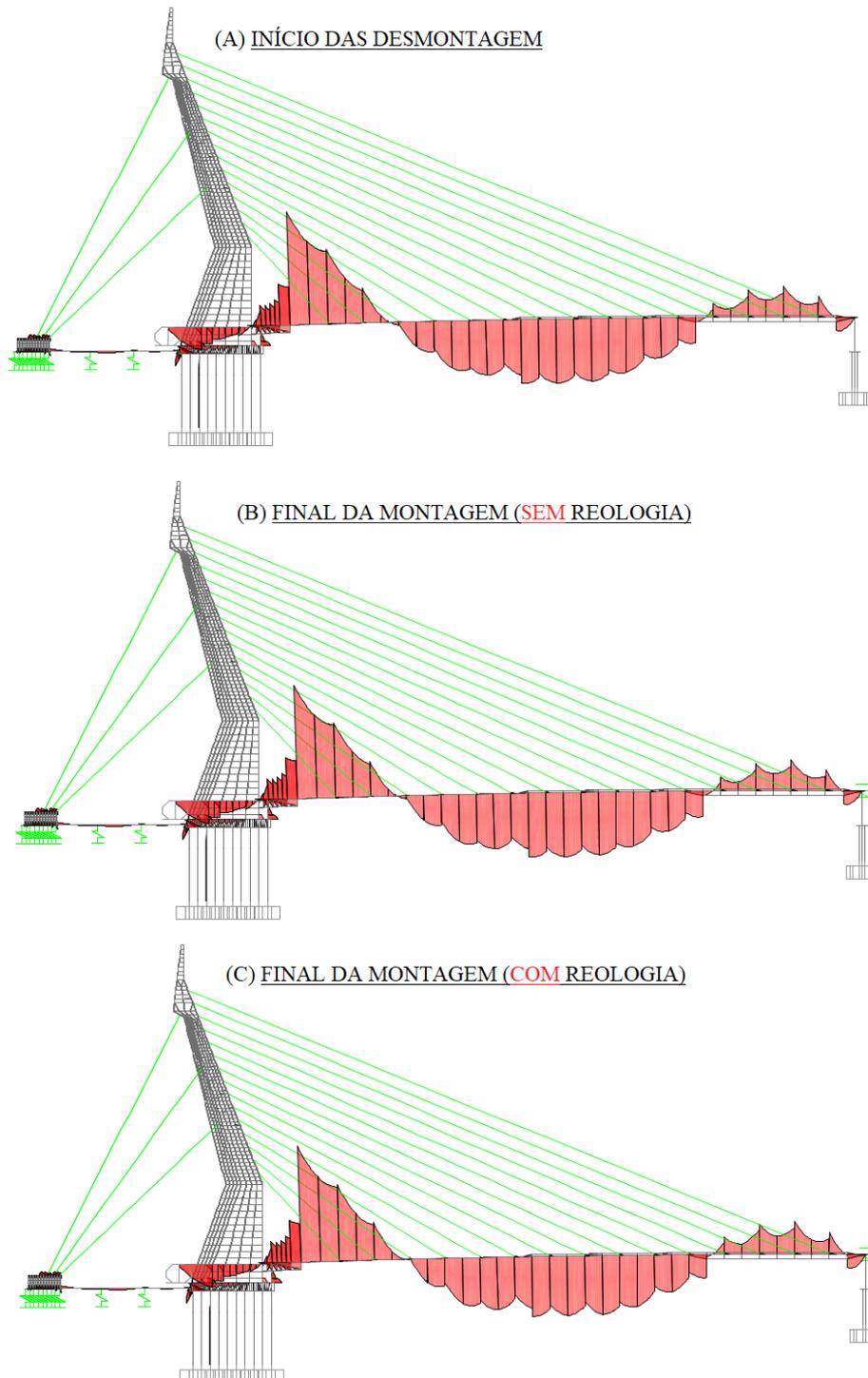


Figura 5-19 – Diagrama de momentos fletores [kN.m].

A Tabela 5-7 compara os valores dos momentos fletores nas aduelas, ao final da montagem e no início da desmontagem.

Tabela 5-7 – Comparação dos momentos fletores nos pontos notáveis.

| MOMENTO FLETOR NAS ADUELAS | | | | | |
|----------------------------|---|------------------|------------------------------|------------------|---|
| Ponto Notável | Final da Montagem (SEM Reologia) [kN.m] | Diferença [kN.m] | Início da Desmontagem [kN.m] | Diferença [kN.m] | Final da Montagem (COM Reologia) [kN.m] |
| ADU01A | -13322 | -0,160 | -13322 | -325,7 | -13648 |
| ADU01B | -9377 | -0,283 | -9377 | -812,9 | -10189 |
| ADU02A | -2088 | -0,418 | -2087 | -363,8 | -2451 |
| ADU02B | 877,9 | -0,550 | 878,4 | -739,9 | 138,5 |
| ADU03A | 7211 | -0,696 | 7211 | -278,2 | 6933 |
| ADU03B | 8673 | -0,835 | 8673 | -803,9 | 7869 |
| ADU04A | 13498 | -0,973 | 13499 | -278,7 | 13220 |
| ADU04B | 14020 | -1,103 | 14021 | -863,4 | 13158 |
| ADU05A | 15783 | -1,215 | 15785 | -625,3 | 15159 |
| ADU05B | 13632 | -1,316 | 13634 | -1609 | 12024 |
| ADU06A | 16038 | -1,368 | 16040 | -1010 | 15030 |
| ADU06B | 16800 | -1,401 | 16801 | -1772 | 15029 |
| ADU07A | 18471 | -1,436 | 18472 | -1272 | 17200 |
| ADU07B | 16509 | -1,463 | 16511 | -1982 | 14529 |
| ADU08A | 18097 | -1,414 | 18099 | -1086 | 17013 |
| ADU08B | 15835 | -1,345 | 15837 | -1362 | 14474 |
| ADU09A | 15684 | -1,174 | 15686 | -822,4 | 14863 |
| ADU09B | 11802 | -0,981 | 11803 | -1457 | 10345 |
| ADU10A | 11466 | -0,663 | 11467 | -803,0 | 10664 |
| ADU10B | 7702 | -0,324 | 7703 | -1253 | 6450 |
| ADU11A | 7346 | 0,164 | 7346 | -687,6 | 6658 |
| ADU11B | -2443 | 0,668 | -2444 | -1098 | -3542 |
| ADU12A | -2519 | 1,331 | -2520 | -489,7 | -3010 |
| ADU12B | -6068 | 2,019 | -6070 | -956,8 | -7027 |
| ADU13A | -4908 | 2,535 | -4910 | -304,0 | -5214 |
| ADU13B | -7064 | 3,022 | -7067 | -542,9 | -7610 |
| ADU14A | -4066 | 3,241 | -4069 | 9,988 | -4059 |
| ADU14B | -4256 | 3,414 | -4259 | -139,5 | -4398 |
| ADU15A | 167,9 | 3,198 | 164,7 | 196,6 | 361,4 |
| ADU15B | 0,000 | 2,949 | -2,949 | 2,949 | 0,000 |

Tal como observado anteriormente, nota-se que os momentos fletores no início da desmontagem e ao final da montagem (sem reologia) apresentam, praticamente, mesmos valores. No entanto, com a consideração da reologia, ao final da montagem as diferenças entre os esforços tornam-se evidentes, indicando a necessidade de se considerar os efeitos do tempo nas etapas construtivas.

Os diagramas de esforços cortantes são apresentados na Figura 5-20.

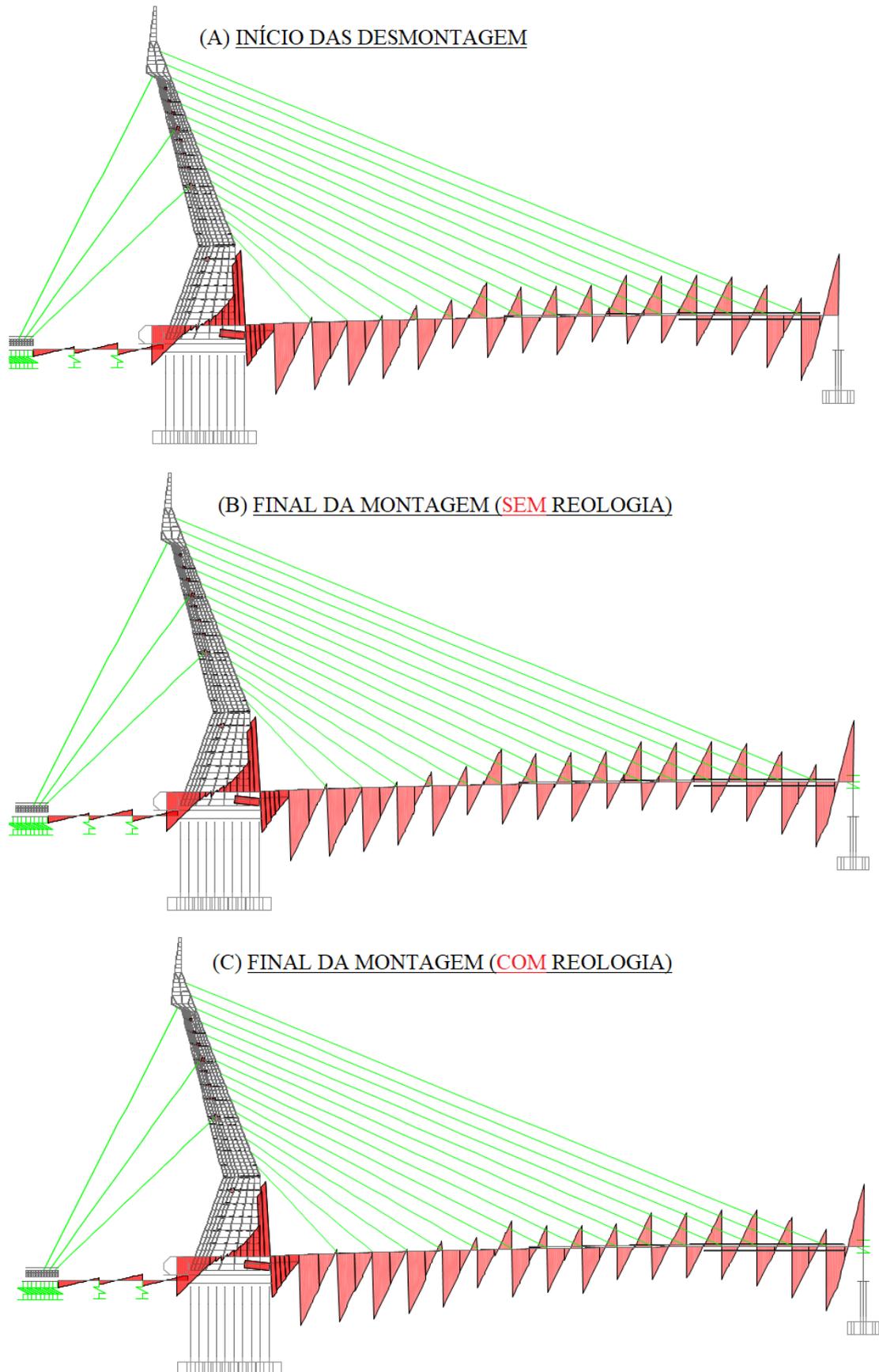


Figura 5-20 – Diagrama de esforços cortantes [kN].

A Tabela 5-8 mostra os valores dos esforços cortantes nas aduelas.

Tabela 5-8 – Comparação dos esforços cortantes nos pontos notáveis.

| ESFORÇO CORTANTE NAS ADUELAS | | | | | |
|------------------------------|---------------------------------------|----------------|----------------------------|----------------|---------------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (SEM Reologia) [kN] | Diferença [kN] | Início da Desmontagem [kN] | Diferença [kN] | Final da Montagem (COM Reologia) [kN] |
| ADU01A | -968,3 | 0,023 | -968,3 | -35,16 | -1003 |
| ADU01B | -72,45 | 0,023 | -72,48 | -34,61 | -107,1 |
| ADU02A | -870,4 | 0,027 | -870,4 | -71,82 | -942,2 |
| ADU02B | 137,3 | 0,026 | 137,3 | -71,82 | 65,48 |
| ADU03A | -697,8 | 0,030 | -697,9 | -131,9 | -829,8 |
| ADU03B | 412,4 | 0,031 | 412,4 | -132,7 | 279,7 |
| ADU04A | -459,8 | 0,032 | -459,8 | -186,9 | -646,8 |
| ADU04B | 550,0 | 0,032 | 550,0 | -186,9 | 363,0 |
| ADU05A | 105,1 | 0,029 | 105,1 | -221,3 | -116,2 |
| ADU05B | 1027 | 0,029 | 1027 | -220,3 | 806,6 |
| ADU06A | -169,0 | 0,019 | -169,0 | -232,2 | -401,2 |
| ADU06B | 887,5 | 0,021 | 887,5 | -230,9 | 656,6 |
| ADU07A | -56,20 | 0,023 | -56,22 | -228,1 | -284,4 |
| ADU07B | 878,7 | 0,023 | 878,7 | -227,9 | 650,8 |
| ADU08A | -121,2 | 0,006 | -121,2 | -211,4 | -332,6 |
| ADU08B | 890,7 | 0,006 | 890,7 | -212,3 | 678,4 |
| ADU09A | 228,0 | -0,017 | 228,0 | -186,6 | 41,40 |
| ADU09B | 1179 | -0,016 | 1179 | -186,7 | 992,7 |
| ADU10A | 179,7 | -0,047 | 179,8 | -145,7 | 34,02 |
| ADU10B | 1141 | -0,047 | 1141 | -145,7 | 995,4 |
| ADU11A | 174,6 | -0,084 | 174,7 | -101,3 | 73,33 |
| ADU11B | 1157 | -0,080 | 1157 | -104,6 | 1052 |
| ADU12A | 91,95 | -0,121 | 92,07 | -58,98 | 33,09 |
| ADU12B | 1109 | -0,122 | 1109 | -58,89 | 1050 |
| ADU13A | -161,6 | -0,087 | -161,5 | -16,80 | -178,3 |
| ADU13B | 856,9 | -0,088 | 856,9 | -16,14 | 840,8 |
| ADU14A | -533,0 | -0,030 | -532,9 | 9,260 | -523,7 |
| ADU14B | 485,5 | -0,031 | 485,5 | 10,25 | 495,7 |
| ADU15A | -369,6 | 0,055 | -369,7 | 15,39 | -354,3 |
| ADU15B | 1783 | 0,054 | 1783 | 13,50 | 1797 |

Observa-se novamente, que, ao final da montagem, a consideração da reologia leva a esforços distintos daquelas obtidos no início da desmontagem. Essa diferença elevada indica a necessidade de ser considerado os efeitos do tempo na análise das etapas construtivas.

As deformadas da estrutura, no início da desmontagem e ao final da montagem, sem ou com reologia, são ilustradas na Figura 5-21.

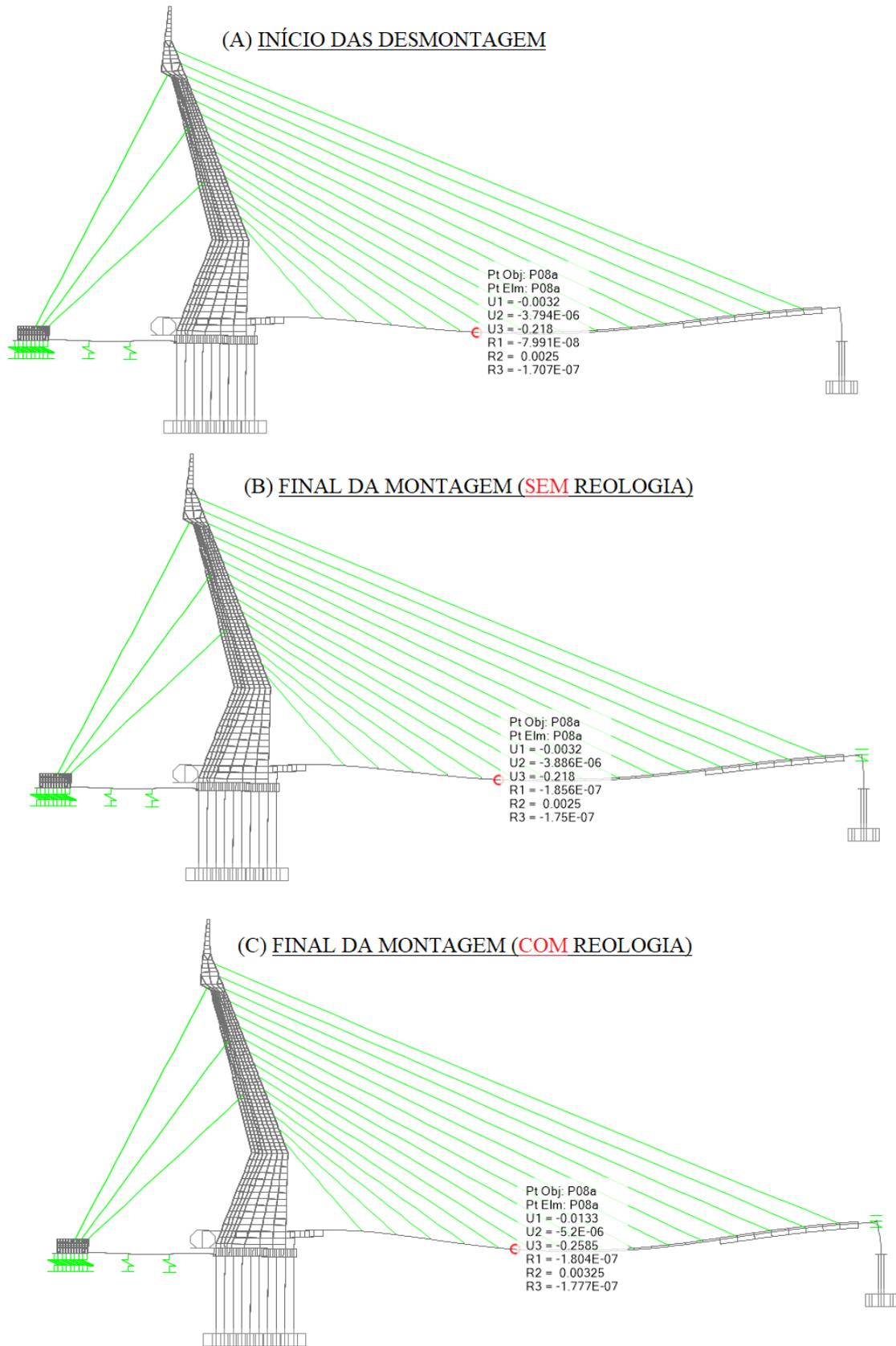


Figura 5-21 – Estrutura deformada [m].

As elevações finais dos pontos notáveis (das aduelas) encontram-se resumidas na Tabela 5-9.

Tabela 5-9 – Comparação das elevações finais dos pontos notáveis.

| ELEVAÇÕES | | | | | |
|---------------|--------------------------------------|---------------|---------------------------|---------------|--------------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (SEM Reologia) [m] | Diferença [m] | Início da Desmontagem [m] | Diferença [m] | Final da Montagem (COM Reologia) [m] |
| ADU01A | -0,0601 | 0,0000 | -0,0601 | -0,0023 | -0,0624 |
| ADU01B | -0,0805 | 0,0000 | -0,0805 | -0,0050 | -0,0855 |
| ADU02A | -0,1026 | 0,0000 | -0,1026 | -0,0093 | -0,1120 |
| ADU02B | -0,1250 | 0,0000 | -0,1250 | -0,0143 | -0,1394 |
| ADU03A | -0,1473 | 0,0000 | -0,1473 | -0,0201 | -0,1674 |
| ADU03B | -0,1681 | 0,0000 | -0,1681 | -0,0256 | -0,1937 |
| ADU04A | -0,1873 | 0,0000 | -0,1873 | -0,0313 | -0,2187 |
| ADU04B | -0,2040 | 0,0000 | -0,2040 | -0,0361 | -0,2401 |
| ADU05A | -0,2180 | 0,0000 | -0,2180 | -0,0404 | -0,2585 |
| ADU05B | -0,2290 | 0,0000 | -0,2290 | -0,0435 | -0,2726 |
| ADU06A | -0,2377 | 0,0000 | -0,2377 | -0,0463 | -0,2840 |
| ADU06B | -0,2430 | 0,0000 | -0,2430 | -0,0482 | -0,2911 |
| ADU07A | -0,2453 | 0,0000 | -0,2453 | -0,0496 | -0,2949 |
| ADU07B | -0,2441 | 0,0000 | -0,2441 | -0,0501 | -0,2942 |
| ADU08A | -0,2399 | 0,0000 | -0,2399 | -0,0503 | -0,2902 |
| ADU08B | -0,2323 | 0,0000 | -0,2323 | -0,0494 | -0,2817 |
| ADU09A | -0,2218 | 0,0000 | -0,2218 | -0,0479 | -0,2697 |
| ADU09B | -0,2083 | 0,0000 | -0,2083 | -0,0452 | -0,2535 |
| ADU10A | -0,1927 | 0,0000 | -0,1927 | -0,0422 | -0,2349 |
| ADU10B | -0,1749 | 0,0000 | -0,1749 | -0,0384 | -0,2133 |
| ADU11A | -0,1558 | 0,0000 | -0,1558 | -0,0345 | -0,1903 |
| ADU11B | -0,1358 | 0,0000 | -0,1357 | -0,0301 | -0,1659 |
| ADU12A | -0,1163 | 0,0000 | -0,1163 | -0,0263 | -0,1426 |
| ADU12B | -0,0972 | 0,0000 | -0,0971 | -0,0225 | -0,1197 |
| ADU13A | -0,0793 | 0,0000 | -0,0793 | -0,0198 | -0,0990 |
| ADU13B | -0,0622 | 0,0000 | -0,0622 | -0,0174 | -0,0796 |
| ADU14A | -0,0466 | 0,0000 | -0,0465 | -0,0163 | -0,0628 |
| ADU14B | -0,0316 | 0,0000 | -0,0315 | -0,0158 | -0,0474 |
| ADU15A | -0,0168 | 0,0000 | -0,0168 | -0,0165 | -0,0333 |
| ADU15B | -0,0013 | 0,0000 | -0,0013 | 0,0000 | -0,0013 |

A Figura 5-22 apresenta, graficamente, as elevações dos pontos notáveis ao longo do comprimento do tabuleiro.

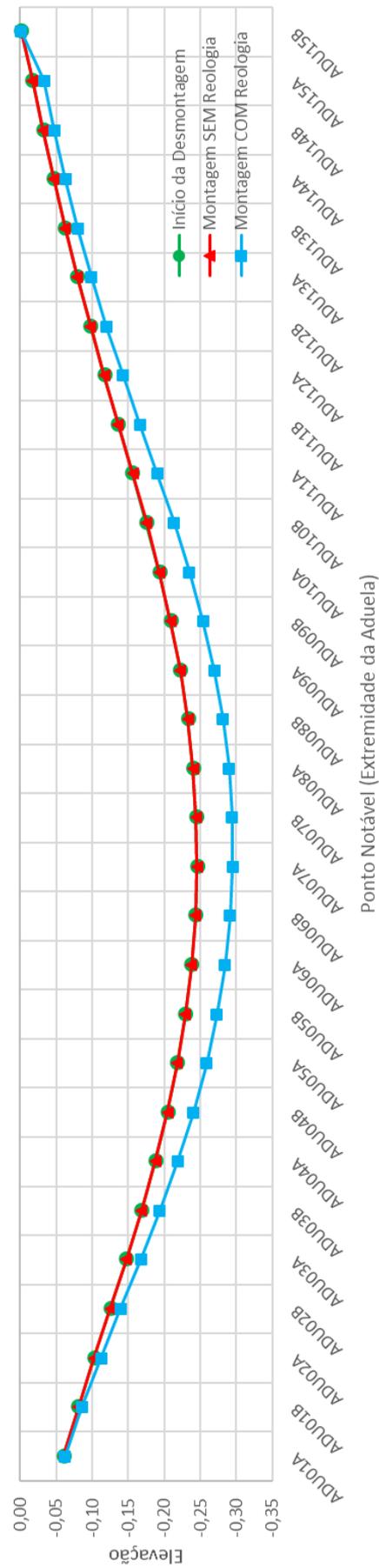


Figura 5-22 – Elevação dos pontos notáveis ao longo do tabuleiro.

5.4.5. ANÁLISE COMPLEMENTAR

Com caráter complementar e a título de comparação, realizou-se a análise das etapas construtivas da Ponte do Saber considerando a possibilidade de execução dessa estrutura em ambientes mais secos, substituindo-se a umidade relativa do ar, anteriormente adotada de 80%, por 50%. Além disso, para ambos os casos de umidade, analisou-se também os esforços solicitantes e as deformações em tempo infinito, neste caso, 15000 dias após o fim da execução da obra.

As Tabela 5-10 e a Figura 5-23 apresentam as forças normais, ao final da montagem e em tempo infinito.

Tabela 5-10 – Comparação entre as forças normais nos estais.

| FORÇA NOS ESTAIS | | | | | | |
|------------------|-----------------------------------|---------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------|--------------------------------|
| Estai | Final da Montagem (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Final da Montagem (RH = 50%) [kN] | Tempo Infinito (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Tempo Infinito (RH = 50%) [kN] |
| T01 | 11720 | -0,0029% | 11720 | 11571 | 0,7413% | 11485 |
| T02 | 9877 | 0,0302% | 9874 | 9808 | 0,5309% | 9756 |
| T03 | 10174 | 0,0174% | 10172 | 10154 | 0,2451% | 10129 |
| T04 | 2689 | 0,1457% | 2686 | 2653 | 0,0079% | 2653 |
| T05 | 2791 | -0,0614% | 2792 | 2770 | -0,0101% | 2770 |
| T06 | 2859 | -0,5769% | 2876 | 2903 | -0,9097% | 2930 |
| T07 | 3178 | -0,7228% | 3201 | 3274 | -1,3596% | 3318 |
| T08 | 2906 | -0,6770% | 2925 | 3027 | -1,5884% | 3075 |
| T09 | 4411 | -0,4478% | 4431 | 4595 | -1,4073% | 4660 |
| T10 | 4058 | -0,3488% | 4072 | 4227 | -1,3315% | 4283 |
| T11 | 4499 | -0,1567% | 4506 | 4632 | -0,8637% | 4672 |
| T12 | 3709 | 0,0222% | 3708 | 3789 | -0,4343% | 3805 |
| T13 | 4745 | 0,2385% | 4734 | 4759 | 0,3308% | 4743 |
| T14 | 4791 | 0,3402% | 4775 | 4732 | 0,9947% | 4685 |
| T15 | 5076 | 0,3844% | 5057 | 4944 | 1,6016% | 4865 |
| T16 | 5755 | 0,2914% | 5738 | 5563 | 1,8718% | 5459 |
| T17 | 6255 | 0,0961% | 6249 | 6021 | 1,9626% | 5903 |
| T18 | 6441 | -0,1177% | 6448 | 6177 | 2,0414% | 6051 |

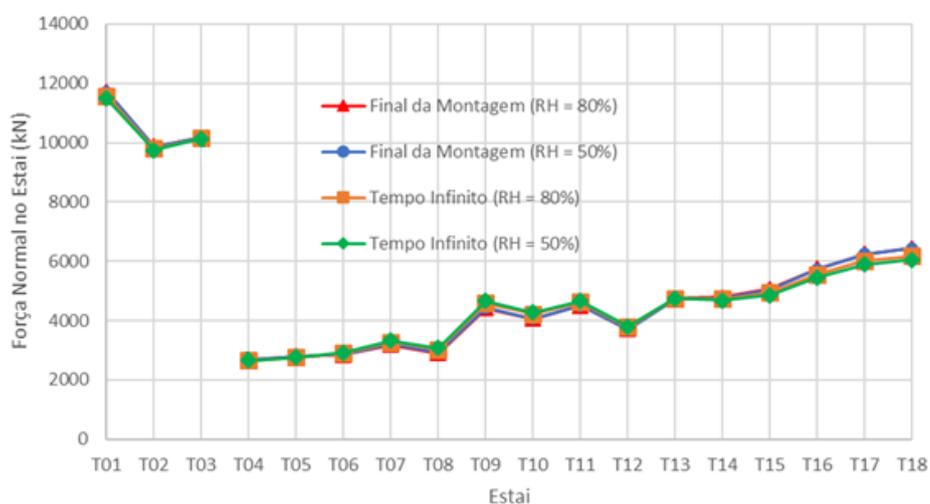


Figura 5-23 – Forças normais nos estais.

A Tabela 5-11 e a Figura 5-24 apresentam os esforços normais nos pontos notáveis, ao final da montagem e em tempo infinito.

Tabela 5-11 – Comparação entre os esforços normais nos pontos notáveis.

| FORÇA NORMAL NAS ADUELAS | | | | | | |
|--------------------------|-----------------------------------|---------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------|--------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Final da Montagem (RH = 50%) [kN] | Tempo Infinito (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Tempo Infinito (RH = 50%) [kN] |
| ADU01A | -54802 | -0,0475% | -54828 | -54698 | 0,3687% | -54496 |
| ADU01B | -54771 | -0,0477% | -54797 | -54668 | 0,3686% | -54467 |
| ADU02A | -52655 | -0,0472% | -52680 | -52567 | 0,3835% | -52366 |
| ADU02B | -52627 | -0,0472% | -52652 | -52539 | 0,3837% | -52337 |
| ADU03A | -50310 | -0,0236% | -50322 | -50189 | 0,4428% | -49966 |
| ADU03B | -50286 | -0,0235% | -50297 | -50164 | 0,4433% | -49941 |
| ADU04A | -47615 | 0,0149% | -47608 | -47414 | 0,5460% | -47155 |
| ADU04B | -47593 | 0,0150% | -47586 | -47392 | 0,5462% | -47133 |
| ADU05A | -45091 | 0,0527% | -45067 | -44787 | 0,6687% | -44487 |
| ADU05B | -45070 | 0,0527% | -45046 | -44766 | 0,6690% | -44467 |
| ADU06A | -41218 | 0,0987% | -41177 | -40755 | 0,8711% | -40400 |
| ADU06B | -45515 | 0,2150% | -45417 | -44780 | 1,223% | -44233 |
| ADU07A | -41970 | 0,2503% | -41865 | -41093 | 1,439% | -40502 |
| ADU07B | -41938 | 0,2568% | -41830 | -41057 | 1,453% | -40460 |
| ADU08A | -37963 | 0,2835% | -37855 | -36970 | 1,690% | -36345 |
| ADU08B | -37930 | 0,2912% | -37819 | -36931 | 1,707% | -36301 |
| ADU09A | -34633 | 0,3022% | -34529 | -33570 | 1,905% | -32930 |
| ADU09B | -34613 | 0,3082% | -34506 | -33547 | 1,918% | -32903 |
| ADU10A | -30375 | 0,2932% | -30286 | -29307 | 2,115% | -28688 |
| ADU10B | -30356 | 0,2998% | -30265 | -29285 | 2,129% | -28662 |
| ADU11A | -26056 | 0,2648% | -25987 | -25051 | 2,280% | -24479 |
| ADU11B | -30493 | 0,3435% | -30388 | -29234 | 2,511% | -28500 |
| ADU12A | -25934 | 0,3109% | -25853 | -24803 | 2,642% | -24148 |
| ADU12B | -25919 | 0,3097% | -25838 | -24779 | 2,660% | -24120 |
| ADU13A | -20700 | 0,2792% | -20642 | -19748 | 2,812% | -19193 |
| ADU13B | -20694 | 0,2750% | -20637 | -19736 | 2,830% | -19177 |
| ADU14A | -15019 | 0,2839% | -14976 | -14295 | 3,063% | -13857 |
| ADU14B | -15033 | 0,2653% | -14993 | -14304 | 3,067% | -13865 |
| ADU15A | -9154 | 0,3959% | -9117 | -8692 | 3,516% | -8386 |
| ADU15B | -14,88 | 0,0067% | -14,88 | -16,15 | -5,708% | -17,07 |

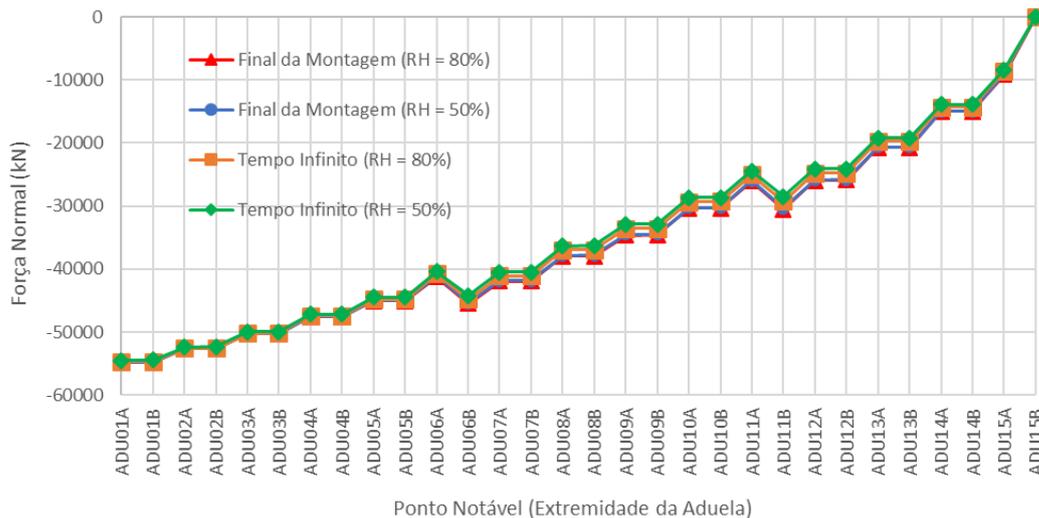


Figura 5-24 – Esforços normais nos pontos notáveis.

A Tabela 5-12 e a Figura 5-25 apresentam os momentos fletores nos pontos notáveis, ao final da montagem e em tempo infinito.

Tabela 5-12 – Comparação entre os momentos fletores nos pontos notáveis.

| MOMENTO FLETOR NAS ADUELAS | | | | | | |
|----------------------------|-------------------------------------|---------------|-------------------------------------|----------------------------------|---------------|----------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (RH = 80%) [kN.m] | Diferença [%] | Final da Montagem (RH = 50%) [kN.m] | Tempo Infinito (RH = 80%) [kN.m] | Diferença [%] | Tempo Infinito (RH = 50%) [kN.m] |
| ADU01A | -13648 | -3,354% | -14106 | -15936 | -6,890% | -17034 |
| ADU01B | -10189 | -5,713% | -10772 | -13377 | -10,24% | -14746 |
| ADU02A | -2451 | -27,50% | -3125 | -6518 | -24,43% | -8110 |
| ADU02B | 138,5 | 554,98% | -630,1 | -4754 | -37,76% | -6549 |
| ADU03A | 6933 | 11,57% | 6131 | 1357 | 140,4% | -548,8 |
| ADU03B | 7869 | 10,87% | 7014 | 1637 | 123,3% | -381,1 |
| ADU04A | 13220 | 6,339% | 12382 | 6551 | 30,75% | 4537 |
| ADU04B | 13158 | 6,468% | 12307 | 6066 | 33,44% | 4037 |
| ADU05A | 15159 | 5,368% | 14345 | 7892 | 24,52% | 5956 |
| ADU05B | 12024 | 6,777% | 11209 | 4596 | 40,69% | 2726 |
| ADU06A | 15030 | 4,929% | 14289 | 7802 | 21,17% | 6151 |
| ADU06B | 15029 | 4,838% | 14302 | 7910 | 19,49% | 6368 |
| ADU07A | 17200 | 3,660% | 16570 | 10622 | 11,44% | 9407 |
| ADU07B | 14529 | 3,909% | 13961 | 8516 | 10,72% | 7603 |
| ADU08A | 17013 | 2,674% | 16558 | 11767 | 4,447% | 11244 |
| ADU08B | 14474 | 2,609% | 14097 | 10019 | 1,568% | 9861 |
| ADU09A | 14863 | 1,896% | 14581 | 11299 | -2,087% | 11535 |
| ADU09B | 10345 | 2,164% | 10121 | 7680 | -7,764% | 8276 |
| ADU10A | 10664 | 1,375% | 10517 | 8881 | -10,60% | 9822 |
| ADU10B | 6450 | 1,613% | 6346 | 5547 | -22,58% | 6800 |
| ADU11A | 6658 | 0,7927% | 6606 | 6507 | -23,01% | 8005 |
| ADU11B | -3542 | 0,2698% | -3533 | -2610 | 73,51% | -691,5 |
| ADU12A | -3010 | 1,248% | -2972 | -1562 | 129,2% | 456,9 |
| ADU12B | -7027 | 0,4764% | -6993 | -5061 | 41,27% | -2972 |
| ADU13A | -5214 | 0,7821% | -5173 | -3074 | 65,15% | -1071 |
| ADU13B | -7610 | 0,2920% | -7588 | -5319 | 35,39% | -3437 |
| ADU14A | -4059 | 0,6593% | -4033 | -2015 | 78,91% | -424,9 |
| ADU14B | -4398 | 0,2197% | -4389 | -2648 | 47,46% | -1391 |
| ADU15A | 361,4 | -6,235% | 383,9 | 1352 | -52,58% | 2064 |
| ADU15B | 0,000017 | -1,995% | 0,000017 | 0,000016 | -2,249% | 0,000017 |

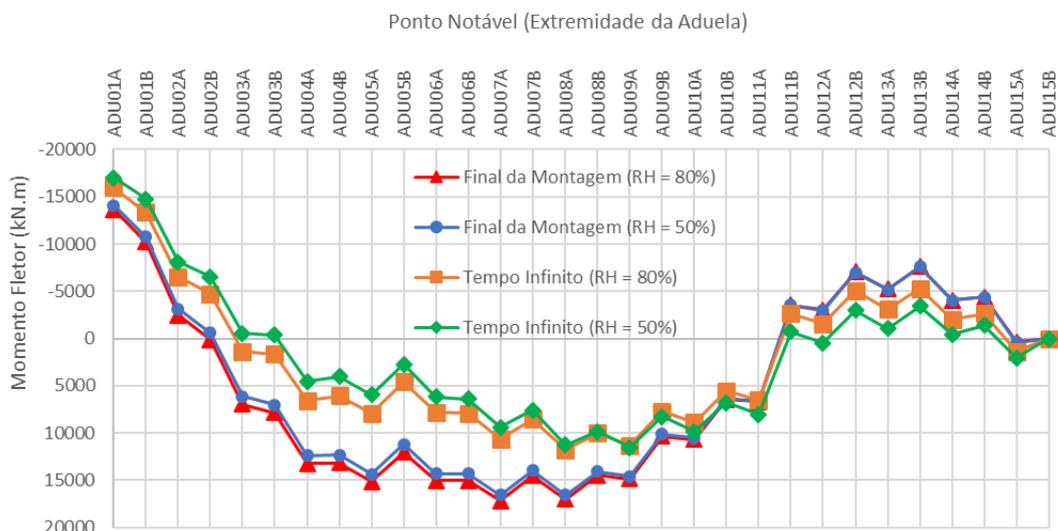


Figura 5-25 – Momentos fletores nos pontos notáveis.

A Tabela 5-13 e a Figura 5-26 apresentam os esforços cortantes nos pontos notáveis, ao final da montagem e em tempo infinito.

Tabela 5-13 – Comparação entre os esforços cortantes nos pontos notáveis.

| ESFORÇO CORTANTE NAS ADUELAS | | | | | | |
|------------------------------|-----------------------------------|---------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------|--------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Final da Montagem (RH = 50%) [kN] | Tempo Infinito (RH = 80%) [kN] | Diferença [%] | Tempo Infinito (RH = 50%) [kN] |
| ADU01A | -1003 | 3,237% | -971 | -792,1 | 9,033% | -720,6 |
| ADU01B | -107,1 | 30,28% | -74,7 | 104,4 | -68,91% | 176,4 |
| ADU02A | -942,2 | 3,316% | -911,0 | -717,3 | 9,987% | -645,7 |
| ADU02B | 65,48 | -47,71% | 96,72 | 290,41 | -24,67% | 362,0 |
| ADU03A | -829,8 | 2,551% | -808,6 | -631,1 | 8,928% | -574,7 |
| ADU03B | 279,7 | -7,577% | 300,9 | 478,1 | -11,69% | 534,0 |
| ADU04A | -646,8 | 1,275% | -638,5 | -501,7 | 6,306% | -470,0 |
| ADU04B | 363,0 | -2,272% | 371,3 | 508,1 | -6,226% | 539,8 |
| ADU05A | -116,2 | -1,937% | -118,5 | -35,1 | 16,89% | -29,16 |
| ADU05B | 806,6 | 0,2734% | 804,4 | 888,4 | -0,7347% | 894,9 |
| ADU06A | -401,2 | -3,087% | -413,6 | -411,2 | -6,321% | -437,2 |
| ADU06B | 656,6 | 1,769% | 645,0 | 649,7 | 3,707% | 625,6 |
| ADU07A | -284,4 | -6,610% | -303,2 | -371,9 | -13,79% | -423,2 |
| ADU07B | 650,8 | 2,899% | 632,0 | 563,8 | 8,998% | 513,1 |
| ADU08A | -332,6 | -6,845% | -355,4 | -482,6 | -14,64% | -553,2 |
| ADU08B | 678,4 | 3,384% | 655,5 | 527,6 | 13,45% | 456,6 |
| ADU09A | 41,40 | 55,89% | 18,26 | -145,53 | -54,28% | -224,5 |
| ADU09B | 992,7 | 2,340% | 969,5 | 806,5 | 9,735% | 728,0 |
| ADU10A | 34,02 | 56,30% | 14,87 | -161,08 | -45,81% | -234,9 |
| ADU10B | 995,4 | 1,929% | 976,2 | 801,1 | 9,152% | 727,8 |
| ADU11A | 73,33 | 17,82% | 60,26 | -98,98 | -56,20% | -154,6 |
| ADU11B | 1052 | 1,309% | 1038 | 877 | 6,467% | 819,9 |
| ADU12A | 33,09 | 18,97% | 26,82 | -88,69 | -28,88% | -114,3 |
| ADU12B | 1050 | 0,5928% | 1044 | 929 | 2,786% | 903,3 |
| ADU13A | -178,3 | 0,1010% | -178,1 | -223,4 | 6,525% | -208,8 |
| ADU13B | 840,8 | -0,0414% | 841,1 | 796,4 | -1,822% | 810,9 |
| ADU14A | -523,7 | 0,4909% | -521,1 | -476,8 | 12,54% | -417,1 |
| ADU14B | 495,7 | -0,5628% | 498,5 | 543,0 | -11,02% | 602,8 |
| ADU15A | -354,3 | -0,0531% | -354,5 | -206,6 | 51,95% | -99,29 |
| ADU15B | 1797 | 0,0029% | 1797 | 1950 | -5,707% | 2061 |

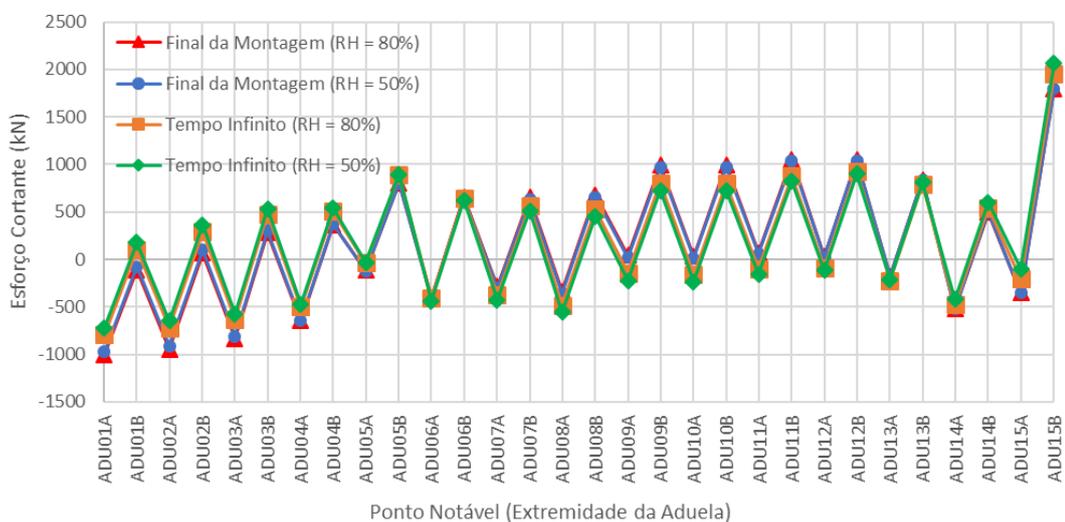


Figura 5-26 – Esforços cortantes nos pontos notáveis.

A Tabela 5-14 e a Figura 5-27 apresentam as elevações dos pontos notáveis, ao final da montagem e em tempo infinito.

Tabela 5-14 – Comparação entre as elevações dos pontos notáveis.

| ELEVAÇÕES | | | | | | |
|---------------|----------------------------------|---------------|----------------------------------|-------------------------------|---------------|-------------------------------|
| Ponto Notável | Final da Montagem (RH = 80%) [m] | Diferença [%] | Final da Montagem (RH = 50%) [m] | Tempo Infinito (RH = 80%) [m] | Diferença [%] | Tempo Infinito (RH = 50%) [m] |
| ADU01A | -0,0624 | -0,2277% | -0,0625 | -0,0611 | -0,5355% | -0,0614 |
| ADU01B | -0,0855 | -1,099% | -0,0864 | -0,0872 | -2,438% | -0,0893 |
| ADU02A | -0,1120 | -1,949% | -0,1142 | -0,1183 | -4,123% | -0,1232 |
| ADU02B | -0,1394 | -2,656% | -0,1431 | -0,1515 | -5,468% | -0,1597 |
| ADU03A | -0,1674 | -3,251% | -0,1728 | -0,1860 | -6,559% | -0,1982 |
| ADU03B | -0,1937 | -3,733% | -0,2010 | -0,2191 | -7,455% | -0,2354 |
| ADU04A | -0,2187 | -4,140% | -0,2277 | -0,2507 | -8,214% | -0,2713 |
| ADU04B | -0,2401 | -4,475% | -0,2509 | -0,2785 | -8,876% | -0,3033 |
| ADU05A | -0,2585 | -4,759% | -0,2708 | -0,3028 | -9,469% | -0,3315 |
| ADU05B | -0,2726 | -5,000% | -0,2862 | -0,3222 | -10,02% | -0,3545 |
| ADU06A | -0,2840 | -5,224% | -0,2988 | -0,3386 | -10,56% | -0,3744 |
| ADU06B | -0,2911 | -5,440% | -0,3070 | -0,3500 | -11,09% | -0,3888 |
| ADU07A | -0,2949 | -5,654% | -0,3116 | -0,3572 | -11,61% | -0,3987 |
| ADU07B | -0,2942 | -5,869% | -0,3114 | -0,3587 | -12,15% | -0,4022 |
| ADU08A | -0,2902 | -6,091% | -0,3078 | -0,3559 | -12,69% | -0,4011 |
| ADU08B | -0,2817 | -6,326% | -0,2995 | -0,3473 | -13,26% | -0,3934 |
| ADU09A | -0,2697 | -6,571% | -0,2874 | -0,3339 | -13,84% | -0,3801 |
| ADU09B | -0,2535 | -6,838% | -0,2708 | -0,3149 | -14,46% | -0,3605 |
| ADU10A | -0,2349 | -7,139% | -0,2517 | -0,2924 | -15,12% | -0,3366 |
| ADU10B | -0,2133 | -7,503% | -0,2293 | -0,2656 | -15,87% | -0,3078 |
| ADU11A | -0,1903 | -7,952% | -0,2054 | -0,2366 | -16,70% | -0,2761 |
| ADU11B | -0,1659 | -8,538% | -0,1801 | -0,2056 | -17,69% | -0,2420 |
| ADU12A | -0,1426 | -9,282% | -0,1558 | -0,1760 | -18,78% | -0,2090 |
| ADU12B | -0,1197 | -10,31% | -0,1320 | -0,1471 | -20,12% | -0,1767 |
| ADU13A | -0,0990 | -11,70% | -0,1106 | -0,1210 | -21,63% | -0,1471 |
| ADU13B | -0,0796 | -13,76% | -0,0905 | -0,0965 | -23,57% | -0,1193 |
| ADU14A | -0,0628 | -16,70% | -0,0733 | -0,0754 | -25,89% | -0,0949 |
| ADU14B | -0,0474 | -21,50% | -0,0575 | -0,0558 | -29,34% | -0,0722 |
| ADU15A | -0,0333 | -30,15% | -0,0434 | -0,0378 | -35,07% | -0,0510 |
| ADU15B | -0,0013 | 0,0000% | -0,0013 | -0,0014 | -3,619% | -0,0014 |

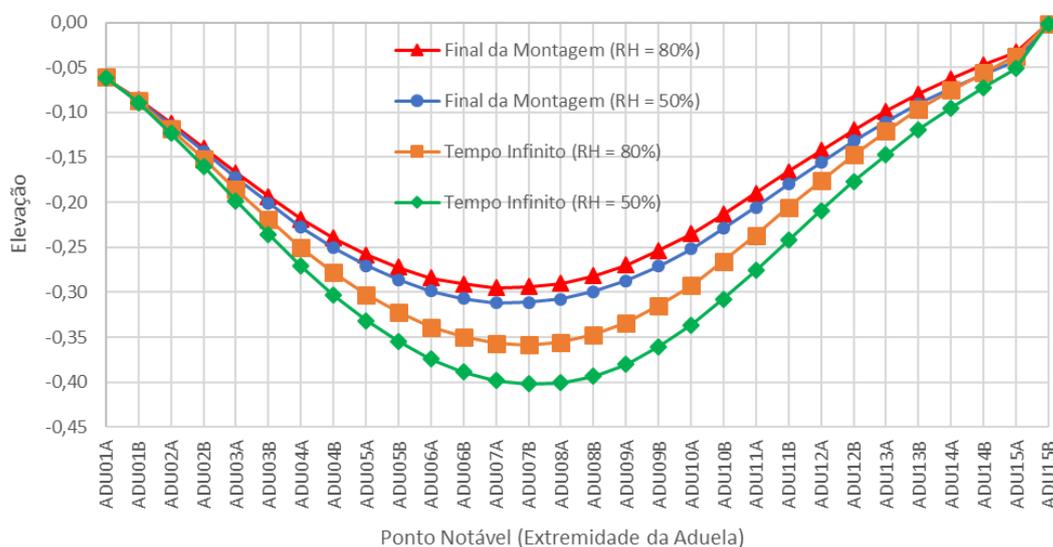


Figura 5-27 – Elevações dos pontos notáveis.

Os resultados mostram que as grandes mudanças, em função da alteração da umidade relativa do ar e da consideração da reologia no tempo infinito, acontecem nos momentos fletores e nas elevações dos pontos notáveis. Nos demais casos (forças normais e esforços cortantes), o que se observam são diferenças, em geral, pequenas, sendo apenas algumas, pontualmente, mais elevadas.

Com relação aos momentos fletores, a Tabela 5-12 e a Figura 5-25 mostram que, de maneira global, a consideração do tempo infinito faz com que esses esforços sejam reduzidos, uma vez que o aumento do momento fletor negativo nas aduelas da extremidade esquerda (ADU01A e ADU01B) do tabuleiro é significativamente menor que a redução do momento positivo nas aduelas centrais.

A Tabela 5-14 e a Figura 5-27 revelam o resultado esperado, ou seja, as deformações se amplificam, tanto pela redução da umidade relativa do ar, como já mostrado na Figura 3-8, quanto pela consideração da reologia no tempo infinito (15000 dias).

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo dos efeitos reológicos (fluência e retração) em estruturas de concreto, mesmo tendo iniciado nos anos 30, com os estudos de Eugene Freyssinet, na França, sobre as perdas de protensão produzidas pela deformação lenta do concreto e pela retração, ainda nos dias atuais é assunto tratado com cautela pelos projetistas em função da variabilidade dos parâmetros envolvidos na sua análise.

Uma avaliação adequada da reologia nas etapas construtivas de pontes estaiadas é de suma importância no projeto, pois é a partir do plano de estaiamento fornecido pelo projetista que se faz o controle, em campo, das forças no estais e dos deslocamentos (flechas) do tabuleiro. A complexidade do comportamento não linear geométrico (da estrutura) e físico (dos materiais), porém, muitas vezes leva a considerações aproximadas, ou até mesmo errôneas, pelo projetista da estrutura.

A enorme capacidade de processamento dos computadores modernos e a sofisticação dos programas de análise estrutural já possibilitam que se considere, de maneira satisfatória, os efeitos da reologia nas fases de construção das pontes, tornando viável a solução de problemas numéricos que, no passado, eram impossíveis de serem resolvidos. Essa evolução dos recursos computacionais tem permitido, progressivamente, projetos estruturais mais próximos da realidade executiva.

Frente à atualidade do tema apresentado, este trabalho teve como objetivo estudar os efeitos reológicos na análise das etapas construtivas da Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro, RJ. Com grande apelo arquitetônico, a Ponte do Saber apresenta vão livre de 179,4 m sobre o Canal do Cunha, ligando a Cidade Universitária da UFRJ à Via Expressa Presidente João Goulart (Linha Vermelha).

Inicialmente, foi feito um breve resumo da evolução histórica dos projetos de pontes estaiadas, descrevendo-se seus principais elementos estruturais e sua importância no comportamento global da obra de arte.

Em seguida, foram apresentados os conceitos fundamentais da fluência e da retração do concreto, os fatores que influenciam a magnitude desses efeitos e a consideração do princípio da superposição de Boltzmann. A fim de evidenciar os efeitos da fluência em estruturas hiperestáticas, desenvolveu-se um exemplo de pórtico biarticulado empregando-se as equações diferenciais de Dischinger.

Foram também abordados aspectos relativos à não linearidade geométrica (das estruturas) e física (dos materiais), que dão base ao estudo da não linearidade dos estais. Foram apresentadas algumas formas de pré-dimensionamento dos estais e a metodologia de análise para determinação das forças nesses elementos estruturais.

Tomando como base as formulações do Código Modelo FIB (2010), foram avaliados os esforços e os deslocamentos obtidos de um modelo computacional em elementos finitos utilizando um programa comercial. Para isso, empregou-se, na análise das etapas construtivas, a técnica da desmontagem (*backward analysis*) e da montagem (*forward analysis*), que permitem determinar as forças iniciais a serem introduzidas nos estais durante a análise de montagem e compor o plano de estaiamento da construção.

Os resultados mostraram que a consideração dos efeitos reológicos se torna imprescindível para a obtenção de adequadas forças nos cabos, pois pequenas variações destas forças podem alterar significativamente a distribuição dos esforços nas seções da viga de rigidez. Por outro lado, a desconsideração dos efeitos reológicos na análise estrutural indicou a falta de convergência dos valores de projeto com as medições em campo.

Comparando-se os esforços normais nos estais, no início da desmontagem e ao final da montagem, sem reologia, foram obtidos praticamente os mesmos resultados. Ao se considerar a reologia, no entanto, a diferença percentual entre as forças nos estais atingiu cerca de 3,71%.

Comparando-se os esforços solicitantes (normal, cortante e fletor) na viga de rigidez (tabuleiro), sem reologia, foram também obtidas as mesmas respostas, tanto no início da desmontagem, como ao final da montagem. Todavia, ao se levar em conta a reologia, as diferenças entre esses valores foram significativas, confirmando a importância da consideração dos efeitos reológicos na determinação dos esforços ao longo do tempo.

Os resultados da análise da Ponte do Saber ratificaram os benefícios trazidos pela adequada modelagem de cada uma das fases da obra e evidenciaram a necessidade da consideração dos efeitos da fluência e da retração no projeto estrutural. A ausência de satisfatória análise estrutural requer, da engenharia de obra, correção obrigatória das flechas especificadas e das forças previamente definidas pelo calculista. Quando se trata de pontes de vãos livres elevados, as discrepâncias entre os resultados crescem ainda mais com o aumento do vão principal.

Embora redundante, ressalta-se que, quanto mais o modelo computacional se aproxima da realidade construtiva, menor é a quantidade de operações de protensão e de acertos ao longo da execução da obra. A elaboração de um plano de estaiamento realista, que leva em conta os efeitos reológicos, reduz a necessidade de correções do greide para atendimento às elevações dos pontos notáveis do projeto inicial frente àquelas obtidas em campo.

6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros, citam-se:

- Determinação das contra-flechas em pontes estaiadas de concreto;
- Efeitos reológicos em pontes formadas por vigas de altura variável e executadas pelo método dos balanços sucessivos;
- Determinação das contra-flechas em pontes formadas por vigas de altura variável e executadas pelo método dos balanços sucessivos;
- Efeitos reológicos e determinação das contra-flechas em tabuleiros de vigas múltiplas para trens de alta velocidade;
- Análise de pontes estaiadas com vigas mistas de rigidez;
- Efeitos reológicos em pontes estaiadas com vigas mistas de rigidez;
- Determinação das contra-flechas em pontes estaiadas com vigas mistas de rigidez.
- Análise não linear física e geométrica geral de pontes estaiadas.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT_ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7583 - Cordoalhas de Aço para Estruturas de Concreto Protendido - Especificação**. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ABNT_ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ALMEIDA, A. E. F. D. **Análise de Etapas Construtivas em Pontes Estaiadas**. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica U.F.R.J. Rio de Janeiro, p. 146. 2017.

AMARAL, J. C. D. **Tensões Originadas pela Retração em Elementos de Concreto com Deformação Restringida Considerando-se o Efeito da Fluência**. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da U.S.P. São Paulo, p. 113. 2011.

ARCELOR MITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**, 2015. Disponível em: <<http://www.belgobekaert.com.br>>.

BAZANT, Z. P. **Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method**. Journal of the American Concrete Institute. [S.l.]. 1972.

BENTO, R. **Análises Estáticas Não Lineares para o Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas - Parte 3**. Instituto Superior Técnico - FunDEC. Lisboa, p. 66. 2012.

BRIDON BEKAERT. **Structural Systems**. Disponível em: <<http://www.bridon.com>>.

CAETANO, E. D. S. **Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges**. IABSE. Switzerland, p. 188. 2007.

CEB-FIP. **Code-Modele CEB-FIP pour les Structures en Beton**. Paris: [s.n.], 1978.

COMPUTERS AND STRUCTURES. **Technical Note - CSI Load Optimizer**. Computers and Structures. California, USA. 2011.

DIAZ, B. E. **Curso sobre Concreto Protendido**. DNER. Rio de Janeiro. 1965.

DISCHINGER, F. **Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken**. Der Bauingenieur:

Jahrgang, v. Heft 5/6, S. 53–63; Heft 21/22, S. 286–294; Heft 31/32, S. 426–437; Heft 47/48, S. 563–572, 1939.

DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL. **Multistrand Stay Cable Systems.**

Disponível em: <<http://www.dsiamerica.com/>>.

EN 1992-1-1. **Eurocode 2 - Design of Concrete Structures- General Rules and Rules for Buildings.** Brussels: CEN, 2004.

EN 1992-2. **Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Concrete Bridges - Design and Detailing Rules.** Brussels: CEN, 2005.

ERNST, H. J. **Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges.**

Der Bauingenieur, v. 40. n. 2, p. 1718-1731. 1965.

FIB. **Model Code for Concrete Structures.** 1. ed. Lausanne: Ernst & Sohn, 2010.

FIB BULLETIN 30. **Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels.** 1.

ed. Lausanne: Sprint-Digital-Druck Stuttgart, 2005.

GALGOUL, N. S. **Contribution to the Design of Slender Reinforced Concrete Columns Subjected do Biaxial Bending and Axial Compression Considering Short and Long Term Loadings.** Berlin. 1985.

GHALI, A.; FAVRE, R.; ELBADRY, M. **Concrete Structures Stresses and**

Deformamtion. 3. ed. Londres: Spon Press, 2002.

GILBERT, R. I.; RANZI, G. **Time-dependent Behaviour of Concrete Structures.**

New York, USA: Spon Press, 2011.

GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C. T. **Cable Supported Bridges: Concept and**

Design. 3. ed. [S.l.]: John Wiley & Sons Ltd, 2012.

GOMES, R. R. S. **Aspectos Técnicos e Construtivos do Projeto de uma Ponte**

Estaiada. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica U.F.R.J. Rio de Janeiro, p. 129. 2013.

GRABOW, M. J. **Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges.** Technical

University of Hamburg Harburg. Hamburg, Germany, p. 267. 2004.

HANAI, J. B. D. **Fundamentos do Concreto Protendido.** UFSCAR. São Carlos. 2005.

- KUPERMAN, S. C. **http:** //techne.pini.com.br/, 2007. Disponível em:
<<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/125/artigo285694-1.aspx>>. Acesso em: 09 maio 2017.
- LEONHARDT. **Spannbeton Fur Die Praxis**. 2. ed. Berlin: Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn, 1962.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R.; ZIEMIAN, R. **Matrix Structural Analysis**. 2. ed. [S.l.]: John Wiley & Sons, 2000.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete Microstructure, Properties and Materials**. 3. ed. EUA: The McGraw - Hill, 2006.
- PODOLNY, W.; SCALZI, B. **Construction and Design of Cable-Stayed Bridges**. 2. ed. New York: Wiley-Interscience, 1986.
- RIBEIRO, C. F. https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/ponte-estaiada-e-indicada-para-vencer-grandes-vaos_11725_0_1. **https:** //www.aecweb.com.br, 2016. Acesso em: 14 set. 2017.
- SCHULZ, M. **Verificação Geral de Peças de Concreto Armado Baseada no Modelo de Chapa Fissurada**. Tese de Doutorado - COPPEE U.F.R.J. Rio de Janeiro, p. 405. 1988.
- SCHULZ, M. **Modelagem e Análise do Comportamento Instantâneo e Reológico de Estruturas de Concreto Protendido**. U.F.F. Niterói, p. 180. 1993.
- SILVA, A. A. D. **Estudo das Fases Construtivas do Vão Principal de uma Ponte Estaiada**. Projeto de Graduação - Escola Politécnica U.F.R.J. Rio de Janeiro, p. 196. 2017.
- SILVA, I. M. D. **Análise da Redistribuição de Esforços em Vigas de Concreto Protendido com Seções Compostas**. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da U.S.P. São Paulo, p. 71. 2003.
- STRUCTURAE. **https:** //structurae.net, 2000. Disponível em:
<<https://structurae.net/structures/norderelbe-bridge>>. Acesso em: 24 jan. 2017.
- STRUCTURES, C. A. [S.l.].

SVENSSON, H. **Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide**. 1. ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2012.

TENSACCIAI. **Stay Cables**. Disponível em: <<http://www.tensacciai.it/>>.

TOLEDO, R. L. S. D. **Dimensionamento de Vigas de Rigidez de Concreto de Pontes Estaiadas**. Dissertação de Mestrado - COPPEE U.F.R.J. Rio de Janeiro, p. 175. 2014.

TORNERI, P. **Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas - Comparação de Alternativas**. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da U.S.P. São Paulo, p. 272. 2002.

TROITSKY, M. S. **Cable-Stayed Bridges: Theory and Design**. 2. ed. Oxford: BSP Professional Books, 1988.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas - Efeitos de Segunda Ordem**. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da U.S.P. São Paulo, p. 126. 2007.

WALTHER, R. et al. **Cable Stayed Bridges**. 2. ed. London: Thomas Telford, 1999.

WIKIPEDIA. **https://en.wikipedia.org**, 2016. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/Russky_Bridge>. Acesso em: 30 jan. 2017.

WIKIPEDIA. **https://en.wikipedia.org**, 2017. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_cable-stayed_bridge_spans>. Acesso em: 06 fev. 2017.

ANEXO A – LISTA DAS PRINCIPAIS PONTES DO MUNDO

O Quadro A-1 resume as principais pontes estaiadas construídas no mundo após a Segunda Grande Guerra e foi elaborado de acordo com as seguintes fontes: GIMSING e GEORGAKIS (2012), SVENSSON (2012) e WIKIPEDIA (2017).

Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continua).

| | Nome | País | Vão Principal (m) | Viga de Rigidez | Inauguração |
|------|--|-------------------------|-------------------|-----------------|-------------|
| 1 - | Ponte Russky (Russa) | Rússia | 1104 | Aço | 2012 |
| 2 - | Ponte Sutong | China | 1088 | Aço | 2008 |
| 3 - | Ponte Stonecutters | China | 1018 | Aço | 2009 |
| 4 - | Ponte Edong | China | 926 | Aço | 2010 |
| 5 - | Ponte Tatara | Japão | 890 | Aço | 1999 |
| 6 - | Ponte da Normandia | França | 856 | Aço | 1995 |
| 7 - | Ponte Jiujiang Fuyin Expressway | China | 818 | Aço | 2013 |
| 8 - | Ponte Jingyue Yangtze River | China | 816 | Aço | 2010 |
| 9 - | Ponte Yachi River | China | 800 | Aço | 2016 |
| 10 - | Ponte Incheon | Coreia do Sul | 800 | Aço | 2009 |
| 11 - | Ponte Xiamen Zhangzhou | China | 780 | Aço | 2013 |
| 12 - | Ponte Shanghai Yangtze River (Chongming North) | China | 730 | Aço | 2009 |
| 13 - | Ponte Duge (Beipan River) | China | 720 | Aço | 2016 |
| 14 - | Ponte Minpu | China | 708 | Aço | 2009 |
| 15 - | Ponte Jiangshun Xi | China | 700 | Aço | 2015 |
| 16 - | Ponte Xiangshan Port | China | 688 | Aço | 2012 |
| 17 - | Ponte Fengdu Second Yangtze River | China | 680 | Aço | 2017 |
| 18 - | Ponte Langqi Min | China | 680 | Aço | 2013 |
| 19 - | Ponte Third Nanjing Yangtze | China | 648 | Aço | 2005 |
| 20 - | Ponte Wangdong Yangtze River | China | 638 | Aço | 2016 |
| 21 - | Ponte New Yalu | China / Coreia do Norte | 636 | Aço | 2015 |
| 22 - | Ponte Tongling Segundo (Road-rail) | China | 630 | Aço | 2015 |
| 23 - | Ponte Second Nanjing Yangtze | China | 628 | Aço | 2001 |
| 24 - | Ponte Jintang | China | 620 | Aço | 2009 |
| 25 - | Ponte Baishazhou Yangtze River | China | 618 | Aço | 2000 |
| 26 - | Ponte Erqi Yangtze River | China | 616 | Aço | 2011 |
| 27 - | Ponte Yongchuan | China | 608 | Aço | 2014 |
| 28 - | Ponte Mieiko - Chuo | Japão | 590 | Aço | 1998 |
| 29 - | Ponte Anqing Yangtze River Railway | China | 580 | Aço | 2015 |
| 30 - | Ponte Taoyaomen | China | 580 | Aço | 2003 |
| 31 - | Ponte Huanggang | China | 567 | Aço | 2013 |
| 32 - | Ponte La Pepa | Espanha | 540 | Aço | 2015 |
| 33 - | Ponte Huangyi | China | 520 | Aço | 2012 |
| 34 - | Ponte Baluarte | México | 520 | Aço | 2012 |
| 35 - | Ponte Anqing Yangtze River Road | China | 510 | Aço | 2004 |
| 36 - | Ponte Tsurumi Tsubasa | Japão | 510 | Aço | 1994 |
| 37 - | Ponte Tianxingzhou Yangtze River | China | 504 | Aço | 2008 |
| 38 - | Ponte Hwatae | Coreia do Sul | 500 | Aço | 2015 |
| 39 - | Ponte Mokpo Grand | Coreia do Sul | 500 | Aço | 2012 |
| 40 - | Ponte Kanchanaphisek | Tailândia | 500 | Aço | 2007 |
| 41 - | Ponte Ikuchi | Japão | 490 | Aço | 1991 |
| 42 - | Ponte Higashi Kobe | Japão | 485 | Aço | 1992 |
| 43 - | Ponte Zhanjiang | China | 480 | Aço | 2006 |
| 44 - | Ponte Megami | Japão | 480 | Aço | 2006 |
| 45 - | Ponte Jushan Yangtze River | China | 460 | Aço | 2001 |
| 46 - | Ponte Yokohama Bay | Japão | 460 | Aço | 1989 |
| 47 - | Ponte Gangzhuao | China | 458 | Aço | 2014 |
| 48 - | Ponte Rama IX | Tailândia | 450 | Aço | 1987 |
| 49 - | Ponte Hangzhou Bay | China | 448 | Aço | 2008 |
| 50 - | Ponte Dongshuimen Yangtze River | China | 445 | Aço | 2013 |

Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continua).

| | Nome | País | Vão Principal (m) | Viga de Rigidez | Inauguração |
|-------|--|------------------|-------------------|-----------------|-------------|
| 51 - | Ponte Jiashao (Jiaxing - Shaoxing) | China | 428 | Aço | 2013 |
| 52 - | Ponte Hitsuishijima | Japão | 420 | Aço | 1998 |
| 53 - | Ponte Meiko - Higashi | Japão | 410 | Aço | 1998 |
| 54 - | Ponte Zhivopisny (Serebyany Bor) | Rússia | 409,5 | Aço | 2007 |
| 55 - | Ponte Surgut | Rússia | 408 | Aço | 2000 |
| 56 - | Ponte Runyang Yangtze River | China | 406 | Aço | 2005 |
| 57 - | Ponte Meiko Nishi Norte (Primeira) | Japão | 406 | Aço | 1985 |
| 58 - | Ponte Meiko Nishi Sul (Segunda) | Japão | 405 | Aço | 1997 |
| 59 - | Ponte Suez Canal | Egito | 404 | Aço | 2001 |
| 60 - | Ponte Saint - Nazaire | França | 404 | Aço | 1974 |
| 61 - | Ponte Nissibi Euphrates | Turquia | 400 | Aço | 2015 |
| 62 - | Ponte Takashima Hizen | Japão | 400 | Aço | 2009 |
| 63 - | Ponte Ada (Sava) | Sérvia | 376 | Aço | 2012 |
| 64 - | Ponte Flehe | Alemanha | 368 | Aço | 1979 |
| 65 - | Ponte Tjorn | Suécia | 366 | Aço | 1982 |
| 66 - | Ponte Third Orinoco | Venezuela | 360 | Aço | 2017 |
| 67 - | Ponte Duisburg - Neuenkamp | Alemanha | 350 | Aço | 1970 |
| 68 - | Viaduto de Millau | França | 342 | Aço | 2004 |
| 69 - | Ponte Wesel (Niederheinbrücke) | Alemanha | 335 | Aço | 2009 |
| 70 - | Ponte Zarate - Brazo Largo (Bartolomé Mitre) | Argentina | 330 | Aço | 1978 |
| 71 - | Ponte Kohlbrand | Alemanha | 325 | Aço | 1974 |
| 72 - | Ponte Knie | Alemanha | 319 | Aço | 1969 |
| 73 - | Ponte A 42 (Emscherschnellweg) | Alemanha | 310 | Aço | 1990 |
| 74 - | Ponte Erskine | Reino Unido | 305 | Aço | 1971 |
| 75 - | Ponte SNP (Bratislava) | Eslováquia | 303 | Aço | 1972 |
| 76 - | Ponte de Severin | Alemanha | 301 | Aço | 1959 |
| 77 - | Ponte Faro | Dinamarca | 290 | Aço | 1985 |
| 78 - | Ponte Rhine River (Ilverich) | Alemanha | 288 | Aço | 2002 |
| 79 - | Ponte Kurt-Schumacher (Manheim-Ludwigshafen) | Alemanha | 287 | Aço | 1972 |
| 80 - | Ponte Erasmus | Holanda | 280 | Aço | 1996 |
| 81 - | Ponte Friedrich Ebert (Bonn North) | Alemanha | 280 | Aço | 1967 |
| 82 - | Ponte Leverkusen | Alemanha | 280 | Aço | 1964 |
| 83 - | Ponte Speyer | Alemanha | 275 | Aço | 1975 |
| 84 - | Ponte Theodor Heuss (Düsseldorf North) | Alemanha | 260 | Aço | 1957 |
| 85 - | Ponte Obere Argen | Alemanha | 258 | Aço | 1990 |
| 86 - | Ponte Oberkassel | Alemanha | 258 | Aço | 1976 |
| 87 - | Ponte Röss Kalkar | Alemanha | 255 | Aço | 1967 |
| 88 - | Ponte New Sava Railroad (Save Railway) | Sérvia | 254 | Aço | 1977 |
| 89 - | Ponte Papineau - Leblanc | Canadá | 241 | Aço | 1969 |
| 90 - | Ponte Neuwied | Alemanha | 235 | Aço | 1978 |
| 91 - | Ponte Katsushika Harp | Japão | 220 | Aço | 1986 |
| 92 - | Ponte Rokko | Japão | 220 | Aço | 1977 |
| 93 - | Ponte Indiano | Itália | 206 | Aço | 1978 |
| 94 - | Ponte Alamillo | Espanha | 200 | Aço | 1992 |
| 95 - | Ponte Strelasnd (Ziegelgrabenbrücke) | Alemanha | 198 | Aço | 2007 |
| 96 - | Ponte Stromsund | Suécia | 182 | Aço | 1956 |
| 97 - | Ponte Halic (Golden Horn Metro) | Turquia | 180 | Aço | 2014 |
| 98 - | Ponte Maxau | Alemanha | 175 | Aço | 1966 |
| 99 - | Ponte de Norderelbe | Alemanha | 172 | Aço | 1962 |
| 100 - | Ponte Railway Station (Ludwigshafen Central Station) | Alemanha | 140 | Aço | 1968 |
| 101 - | Ponte Hama Bouziane Conveyor | Argélia | 128 | Aço | 1998 |
| 102 - | Ponte Mariansky | República Tcheca | 123 | Aço | 1998 |
| 103 - | Ponte Betania | Colômbia | 88 | Aço | 1982 |
| 104 - | Ponte do Canal (Neto River) | Itália | 82 | Aço | 1973 |
| 105 - | Ponte Neckar (Untertürkheim) | Alemanha | 77 | Aço | 1967 |
| 106 - | Ponte Schillersteg | Alemanha | 69 | Aço | 1960 |
| 107 - | Ponte Skamsund | Noruega | 530 | Concreto | 1991 |
| 108 - | Ponte Jingzhou Bridge Yangtze River | China | 500 | Concreto | 2002 |
| 109 - | Ponte Ehuang Yangtze River | China | 480 | Concreto | 2002 |
| 110 - | Ponte Arthur Ravenel Junior | Estados Unidos | 471 | Concreto | 2005 |

Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continua).

| | Nome | País | Vão Principal (m) | Viga de Rigidez | Inauguração |
|-------|--|----------------------|-------------------|-----------------|-------------|
| 111 - | Ponte Changshou | China | 460 | Concreto | 2009 |
| 112 - | Ponte Yibin Yangtze River | China | 460 | Concreto | 2008 |
| 113 - | Ponte Fengjie Yangtze River | China | 460 | Concreto | 2005 |
| 114 - | Ponte Fuling Shibangou Yangtze River | China | 450 | Concreto | 2009 |
| 115 - | Ponte Dafosi Yangtze River | China | 450 | Concreto | 1997 |
| 116 - | Ponte Second Chongqing Yangtze River (Lijiatua) | China | 444 | Concreto | 1995 |
| 117 - | Ponte Barrios de Luna | Espanha | 440 | Concreto | 1983 |
| 118 - | Ponte Bai Chay | Vietnã | 435 | Concreto | 2006 |
| 119 - | Ponte Tongling Yangtze River | China | 432 | Concreto | 1995 |
| 120 - | Ponte Helgeland | Noruega | 425 | Concreto | 1991 |
| 121 - | Ponte Second Hejiang Yangtze River | China | 420 | Concreto | 2013 |
| 122 - | Ponte Centenário (Centennial) | Panamá | 420 | Concreto | 2004 |
| 123 - | Ponte Vasco da Gama | Portugal | 420 | Concreto | 1998 |
| 124 - | Ponte Yunyang Han River | China | 414 | Concreto | 1994 |
| 125 - | Ponte Wadi Leban | Arábia Saudita | 405 | Concreto | 2000 |
| 126 - | Ponte Second Wuhan Yangtze River | China | 400 | Concreto | 1995 |
| 127 - | Ponte de Iroise (Iroise) | França | 400 | Concreto | 1994 |
| 128 - | Ponte Dames Point | Estados Unidos | 396 | Concreto | 1989 |
| 129 - | Ponte My Thuan | Vietnã | 350 | Concreto | 2000 |
| 130 - | Ponte Glebe Island (ANZAC) | Austrália | 345 | Concreto | 1995 |
| 131 - | Ponte Rosario - Victoria | Argentina | 330 | Concreto | 2003 |
| 132 - | Ponte San Roque González (Posadas - Encarnación) | Argentina / Paraguai | 330 | Concreto | 1987 |
| 133 - | Ponte Brotonne | França | 320 | Concreto | 1977 |
| 134 - | Ponte Pasco - Kennewick | Estados Unidos | 299 | Concreto | 1978 |
| 135 - | Ponte Wadi-Kuf | Líbia | 282 | Concreto | 1971 |
| 136 - | Ponte East Huntington | Estados Unidos | 274 | Concreto | 1985 |
| 137 - | Ponte General Manuel Belgrano (Chaco-Corrientes) | Argentina | 245 | Concreto | 1973 |
| 138 - | Ponte Tilikum (Bridge of the People) | Estados Unidos | 240 | Concreto | 2015 |
| 139 - | Ponte de Maracaibo | Venezuela | 235 | Concreto | 1962 |
| 140 - | Ponte Van Troi - Tran Thi Ly | Vietnã | 230 | Concreto | 2013 |
| 141 - | Ponte Penang | Malásia | 225 | Concreto | 1988 |
| 142 - | Ponte Evripos | Grécia | 215 | Concreto | 1993 |
| 143 - | Viaduto Polcevera | Itália | 208 | Concreto | 1964 |
| 144 - | Ponte Flintshire (Dee River) | Reino Unido | 194 | Concreto | 1997 |
| 145 - | Ponte Carpineto | Itália | 181 | Concreto | 1977 |
| 146 - | Ponte Ganter | Suíça | 174 | Concreto | 1980 |
| 147 - | Ponte Nordhordland Floating | Noruega | 163 | Concreto | 1994 |
| 148 - | Ponte Olympic Grand | Coreia do Sul | 150 | Concreto | 1988 |
| 149 - | Ponte Hoechst | Alemanha | 148 | Concreto | 1972 |
| 150 - | Ponte Sancho El Mayor | Espanha | 146 | Concreto | 1981 |
| 151 - | Ponte Metten Danube | Alemanha | 145 | Concreto | 1980 |
| 152 - | Ponte Ansa della Magliana | Itália | 145 | Concreto | 1967 |
| 153 - | Ponte Sunniberg | Suíça | 140 | Concreto | 1998 |
| 154 - | Ponte Pumarejo (Rio Magdalena) | Colômbia | 140 | Concreto | 1974 |
| 155 - | Ponte Kuang Fu | Taiwan | 134 | Concreto | 1977 |
| 156 - | Ponte de Canal de Danube | Áustria | 119 | Concreto | 1975 |
| 157 - | Ponte Leven River | Reino Unido | 115 | Concreto | 1995 |
| 158 - | Ponte Macau | China | 112 | Concreto | 1994 |
| 159 - | Ponte Flößer | Alemanha | 107 | Concreto | 1985 |
| 160 - | Ponte Second Manama-Muharraq Crossing | Barém | 102 | Concreto | 1997 |
| 161 - | Ponte Belbo River (Nizza Monferrato) | Itália | 100 | Concreto | 2013 |
| 162 - | Ponte Diepoldsau | Suíça | 97 | Concreto | 1985 |
| 163 - | Ponte Donzère-Mondragon | França | 78 | Concreto | 1952 |
| 164 - | Ponte Blaubeurer Tor (Ludwig Erhard) | Alemanha | 74 | Concreto | 1989 |
| 165 - | Ponte Livenza (Strallato sul fiume Livenza a Meduna) | Itália | 66 | Concreto | 2002 |
| 166 - | Ponte N12 Freeway (Germiston) | África do Sul | 50 | Concreto | 1995 |
| 167 - | Ponte Qingzhou (Ching Chau Min Jiang) | China | 605 | Mista | 2001 |
| 168 - | Ponte Yangpu | China | 602 | Mista | 1993 |
| 169 - | Ponte Xupu | China | 590 | Mista | 1997 |
| 170 - | Ponte Rio - Antirio | Grécia | 560 | Mista | 2004 |

Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continua).

| | Nome | País | Vão Principal (m) | Viga de Rigidez | Inauguração |
|-------|---|----------------------|-------------------|-----------------|-------------|
| 171 - | Ponte Can Tho (Cuu Long) | Vietnã | 550 | Mista | 2010 |
| 172 - | Ponte Shantou Queshi | China | 518 | Mista | 1999 |
| 173 - | Ponte Sungai Johor | Malásia | 500 | Mista | 2011 |
| 174 - | Ponte Oresund | Dinamarca / Suécia | 490 | Mista | 2000 |
| 175 - | Ponte John James Audubon | Estados Unidos | 482 | Mista | 2011 |
| 176 - | Ponte Second Jiaojiang | China | 480 | Mista | 2014 |
| 177 - | Ponte Geogeum (Geo Geum) | Coreia do Sul | 480 | Mista | 2011 |
| 178 - | Ponte Busan - Geoje Fixed Link | Coreia do Sul | 475 | Mista | 2010 |
| 179 - | Ponte Ting Kau | China | 475 | Mista | 1998 |
| 180 - | Ponte Port Mann | Canadá | 470 | Mista | 2012 |
| 181 - | Ponte Seohae | Coreia do Sul | 470 | Mista | 2000 |
| 182 - | Ponte Qingshuipu (Ningbo) | China | 468 | Mista | 2011 |
| 183 - | Ponte Alex Fraser (Annancis) | Canadá | 465 | Mista | 1986 |
| 184 - | Ponte Stan Musil Veterans Memorial | Estados Unidos | 457 | Mista | 2014 |
| 185 - | Ponte Second Hooghly | Índia | 457 | Mista | 1994 |
| 186 - | Ponte Setu Vidyasagar | Índia | 457 | Mista | 1992 |
| 187 - | Ponte Serven Segundo | Reino Unido | 456 | Mista | 1996 |
| 188 - | Ponte Rainha Elizabeth II | Reino Unido | 450 | Mista | 1991 |
| 189 - | Ponte Guanyinyan Yangtze River | China | 436 | Mista | 2009 |
| 190 - | Ponte Suramadu | Indonésia | 434 | Mista | 2009 |
| 191 - | Ponte Kap Shui Mun | China | 430 | Mista | 1997 |
| 192 - | Ponte Nan Pu | China | 423 | Mista | 1991 |
| 193 - | Ponte Donghai | China | 420 | Mista | 2005 |
| 194 - | Ponte Sunningesund (Uddevalla) | Suécia | 414 | Mista | 2000 |
| 195 - | Ponte Rande | Espanha | 401 | Mista | 1981 |
| 196 - | Ponte Machang | Coreia do Sul | 400 | Mista | 2008 |
| 197 - | Ponte Rande Strait | Espanha | 400 | Mista | 1977 |
| 198 - | Ponte Higuamo (Mauricio Baez) | República Dominicana | 390 | Mista | 2007 |
| 199 - | Ponte Fred Hartman (Houston Ship Channel - Baytown) | Estados Unidos | 381 | Mista | 1995 |
| 200 - | Ponte Sunshine Skyway | Estados Unidos | 366 | Mista | 1987 |
| 201 - | Ponte Memorial Bill Emerson | Estados Unidos | 351 | Mista | 2003 |
| 202 - | Ponte Kamali River | Nepal | 325 | Mista | 1993 |
| 203 - | Viaduto Mezcala | México | 311 | Mista | 1993 |
| 204 - | Ponte Second Orinoco | Venezuela | 300 | Mista | 2006 |
| 205 - | Ponte Rama VIII | Tailândia | 300 | Mista | 2002 |
| 206 - | Ponte Bayview (Quincy) | Estados Unidos | 274 | Mista | 1987 |
| 207 - | Ponte Raippaluoto (Replot) | Finlândia | 250 | Mista | 1998 |
| 208 - | Ponte Veterans Memorial (Weirton-Steubenville) | Estados Unidos | 250 | Mista | 1990 |
| 209 - | Ponte Golden Ears | Canadá | 242 | Mista | 2009 |
| 210 - | Ponte Clark | Estados Unidos | 230 | Mista | 1994 |
| 211 - | Ponte Memorial Leonard P. Zakim Bunker Hill | Estados Unidos | 227 | Mista | 2003 |
| 212 - | Ponte Burlington | Estados Unidos | 201 | Mista | 1993 |
| 213 - | Ponte Niederwartha | Alemanha | 192 | Mista | 2008 |
| 214 - | Ponte Tisza River | Hungria | 180 | Mista | 2010 |
| 215 - | Ponte Nelson Mandela | África do Sul | 176 | Mista | 2003 |
| 216 - | Ponte Barranca El Zapote | México | 176 | Mista | 1993 |
| 217 - | Ponte Barranca El Canon | México | 166 | Mista | 1993 |
| 218 - | Ponte Tahtiniemi (Heinola) | Finlândia | 165 | Mista | 1994 |
| 219 - | Ponte Steyregger Danube | Áustria | 161 | Mista | 1979 |
| 220 - | Ponte O'Connell (Sitka Harbor) | Estados Unidos | 157 | Mista | 1972 |
| 221 - | Ponte Utsjoki Saame | Finlândia | 155 | Mista | 1993 |
| 222 - | Ponte Mohammed al Baquir | Iraque | 150 | Mista | 2017 |
| 223 - | Ponte Kolbäck | Suécia | 130 | Mista | 2001 |
| 224 - | Ponte Port of Venice (Marghera) | Itália | 126 | Mista | 2006 |
| 225 - | Ponte Kemijoki | Finlândia | 126 | Mista | 1989 |
| 226 - | Ponte Heer - Agimont | Bélgica | 123 | Mista | 1975 |
| 227 - | Viaduto La Arena | Espanha | 105 | Mista | 1993 |
| 228 - | Ponte Saint - Maurice | Suiça | 105 | Mista | 1986 |
| 229 - | Ponte Berlin (Berliner) | Alemanha | 87 | Mista | 2006 |
| 230 - | Ponte Buchenau | Alemanha | 59 | Mista | 1956 |

Quadro A-1 – Principais pontes estaiadas no mundo (Continuação).

| | Nome | País | Vão Principal (m) | Viga de Rigidez | Inauguração |
|-------|----------------------------------|----------------|-------------------|-----------------|-------------|
| 231 - | Ponte Zolotoy Rog | Rússia | 737 | - | 2012 |
| 232 - | Ponte Bukhang | Coreia do Sul | 540 | - | 2014 |
| 233 - | Ponte Qingshuipu Railway | China | 468 | - | 2014 |
| 234 - | Ponte Dingshan | China | 464 | - | 2013 |
| 235 - | Ponte Danzhou Yangpu | China | 460 | - | 2014 |
| 236 - | Ponte Zhongxian Huyu Express way | China | 460 | - | 2010 |
| 237 - | Ponte Liuchonghe | China | 438 | - | 2013 |
| 238 - | Ponte Liaohe | China | 436 | - | 2010 |
| 239 - | Ponte Hanjiatuo | China | 432 | - | 2013 |
| 240 - | Ponte Dongshuimen | China | 430 | - | 2013 |
| 241 - | Ponte Myodo | Coreia do Sul | 430 | - | 2012 |
| 242 - | Ponte Greenville | Estados Unidos | 420 | - | 2010 |
| 243 - | Ponte Huai'na | China | 416 | - | 2012 |
| 244 - | Ponte Quanzhou Bay | China | 400 | - | 2015 |
| 245 - | Ponte Zongjianhe | China | 400 | - | 2014 |

ANEXO B – CÁLCULOS COMPLETARES DO ITEM 3.6

Os cálculos de análise de um quadro sob ação de peso próprio com modificação do esquema estrutural e auxílio do MathCad, conforme item 3.6, são apresentados.

(1) Dados de Entrada:

ORIGIN := 1

(1.1) Material

$$f_{ck} := 30000$$

$$E_{ci} := 33600000$$

$$\Delta f := 8000$$

$$\nu := 0.20$$

$$\text{Cimento} := 42,5 \text{ N}$$

(1.2) Seção:

$$L_w := 6.00$$

$$b := 0.30$$

$$h := 0.60$$

$$f_s := \frac{6}{5}$$

(1.4) Tempo:

$$t_0 := 7 \quad t_{\text{final}} := 15000 \quad \Delta t := 1$$

$$\sum t := \left(\frac{t_{\text{final}} - t_0}{\Delta t} \right) + 1$$

$$\sum t = 14994.000$$

$$t := \text{for } i \in 1.. \sum t - 1 \begin{cases} t_1 \leftarrow t_0 \\ t_{i+1} \leftarrow t_i + \Delta t \end{cases}$$

| | |
|----|-------|
| | 1 |
| 1 | 7.00 |
| 2 | 8.00 |
| 3 | 9.00 |
| 4 | 10.00 |
| 5 | 11.00 |
| 6 | 12.00 |
| 7 | 13.00 |
| 8 | 14.00 |
| 9 | 15.00 |
| 10 | 16.00 |
| 11 | 17.00 |
| 12 | 18.00 |
| 13 | 19.00 |
| 14 | 20.00 |
| 15 | 21.00 |
| 16 | ... |

(1.3) Condições Reológicas:

$$RH := 50$$

$$s_w := 0.25$$

(2) Cálculos Preliminares:

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054$$

$$A_w := b \cdot h = 0.180$$

$$A_q := \frac{1}{f_s} \cdot A = 0.150$$

$$P := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.80$$

$$h_r := \frac{2 \cdot A}{P} = 0.20$$

$$f_{cm} := f_{ck} + \Delta f = 38000$$

$$G_{ci} := \frac{E_{ci}}{2 \cdot (1 + \nu)} = 14000000$$

$$E(t) := \beta_E(t) \cdot E_{ci}$$

$$G(t) := \frac{E(t)}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\beta_{cc}(t) := e^{-s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right]}$$

$$\beta_E(t) := \beta_{cc}(t)^{0.5}$$

E(t) =

| |
|------------|
| 29651895.9 |
| 30134553.8 |
| 30540289.9 |
| 30887793.1 |
| 31189922.9 |
| 31455863.8 |
| 31692378.3 |
| 31904573.6 |
| 32096389.7 |
| 32270923.1 |
| 32430645.7 |
| 32577559.0 |
| 32713303.2 |
| 32839237.7 |
| 32956499.7 |
| ... |

G(t) =

| |
|------------|
| 12354956.6 |
| 12556064.1 |
| 12725120.8 |
| 12869913.8 |
| 12995801.2 |
| 13106609.9 |
| 13205157.6 |
| 13293572.3 |
| 13373495.7 |
| 13446217.9 |
| 13512769.0 |
| 13573982.9 |
| 13630543.0 |
| 13683015.7 |
| 13731874.9 |
| ... |

$\beta_{cc}(t) =$

| |
|-------|
| 0.779 |
| 0.804 |
| 0.826 |
| 0.845 |
| 0.862 |
| 0.876 |
| 0.890 |
| 0.902 |
| 0.913 |
| 0.922 |
| 0.932 |
| 0.940 |
| 0.948 |
| 0.955 |
| 0.962 |
| ... |

$\beta_E(t) =$

| |
|-------|
| 0.882 |
| 0.897 |
| 0.909 |
| 0.919 |
| 0.928 |
| 0.936 |
| 0.943 |
| 0.950 |
| 0.955 |
| 0.960 |
| 0.965 |
| 0.970 |
| 0.974 |
| 0.977 |
| 0.981 |
| ... |

(3) Coeficiente de Fluência:

(3.1) Coeficiente de Fluência Básica $\rightarrow \varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0)$

$$\beta_{bc1}(f_{cm}) := \frac{1.8}{\left(\frac{f_{cm}}{1000}\right)^{0.7}} \rightarrow \beta_{bc1}(f_{cm}) = 0.141$$

$$\beta_{bc2}(t, t_0) := \ln \left[\left(\frac{30}{t_0} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right]$$

$$\beta_{bc2}(t, t_0) = \begin{array}{|c|} \hline 0.0000000 \\ \hline 2.9790220 \\ \hline 3.6464192 \\ \hline 4.0431515 \\ \hline 4.3264384 \\ \hline 4.5469356 \\ \hline 4.7274890 \\ \hline 4.8803748 \\ \hline 5.0129564 \\ \hline 5.1300002 \\ \hline 5.2347689 \\ \hline 5.3295946 \\ \hline 5.4162020 \\ \hline 5.4959028 \\ \hline 5.5697176 \\ \hline \dots \\ \hline \end{array} \quad \varphi_{bc}(t, t_0) := \beta_{bc1}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc2}(t, t_0) \rightarrow \varphi_{bc}(t, t_0) = \begin{array}{|c|} \hline 0.0000000 \\ \hline 0.4202403 \\ \hline 0.5143877 \\ \hline 0.5703534 \\ \hline 0.6103157 \\ \hline 0.6414204 \\ \hline 0.6668905 \\ \hline 0.6884575 \\ \hline 0.7071604 \\ \hline 0.7236713 \\ \hline 0.7384507 \\ \hline 0.7518274 \\ \hline 0.7640448 \\ \hline 0.7752879 \\ \hline 0.7857007 \\ \hline \dots \\ \hline \end{array}$$

(3.2) Coeficiente de Fluência por Secagem $\rightarrow \varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$

$$\beta_{dc1}(f_{cm}) := \frac{412}{\left(\frac{f_{cm}}{1000}\right)^{1.4}} \rightarrow \beta_{dc1}(f_{cm}) = 2.530 \quad \beta(RH) := \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{1000 \cdot h_r}{100}}} \rightarrow \beta(RH) = 0.855$$

$$\beta_{dc2}(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \rightarrow \beta_{dc2}(t_0) = 0.635$$

$$\gamma(t_0) := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_0}}} \rightarrow \gamma(t_0) = 0.276$$

$$\alpha_{fcm} := \left[\frac{35}{\left(\frac{f_{cm}}{1000}\right)} \right]^{0.5} \rightarrow \alpha_{fcm} = 0.960$$

$$\beta_h := \begin{cases} 1.5 \cdot (1000 \cdot h_r) + 250 \cdot \alpha_{fcm} & \text{if } 1.5 \cdot (1000 \cdot h_r) + 250 \cdot \alpha_{fcm} \leq 1500 \cdot \alpha_{fcm} \\ (1500 \cdot \alpha_{fcm}) & \text{otherwise} \end{cases} \rightarrow \beta_h = 539.929$$

$$\beta_{dc3}(t, t_0) := \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)}$$

$$\varphi_{dc}(t, t_0) := \beta_{dc1}(f_{cm}) \cdot \beta^{(RH)} \beta_{dc2}(t_0) \cdot \beta_{dc3}(t, t_0)$$

$$\beta_{dc3}(t, t_0) =$$

| |
|-----------|
| 0.0000000 |
| 0.1760306 |
| 0.2130386 |
| 0.2381457 |
| 0.2576963 |
| 0.2739286 |
| 0.2879211 |
| 0.3002846 |
| 0.3114019 |
| 0.3215304 |
| 0.3308522 |
| 0.3395014 |
| 0.3475799 |
| 0.3551672 |
| 0.3623264 |
| ... |

$$\varphi_{dc}(t, t_0) =$$

↓

| |
|-----------|
| 0.0000000 |
| 0.2416878 |
| 0.2924993 |
| 0.3269709 |
| 0.3538137 |
| 0.3761005 |
| 0.3953120 |
| 0.4122869 |
| 0.4275508 |
| 0.4414571 |
| 0.4542558 |
| 0.4661311 |
| 0.4772228 |
| 0.4876400 |
| 0.4974695 |
| ... |

(3.3) Coeficiente de Fluência → $\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$

| | | | |
|-------|--|---|---------------------|
| t = | $\varphi(t, t_0) := \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$ | → | $\varphi(t, t_0) =$ |
| 7.00 | | | 0.000000 |
| 8.00 | | | 0.661928 |
| 9.00 | | | 0.806887 |
| 10.00 | | | 0.897324 |
| 11.00 | | | 0.964129 |
| 12.00 | | | 1.017521 |
| 13.00 | | | 1.062203 |
| 14.00 | | | 1.100744 |
| 15.00 | | | 1.134711 |
| 16.00 | | | 1.165128 |
| 17.00 | | | 1.192706 |
| 18.00 | | | 1.217958 |
| 19.00 | | | 1.241268 |
| 20.00 | | | 1.262928 |
| 21.00 | | | 1.283170 |
| ... | | | ... |

(4) Cálculo da Força "X":

$$X_g := 18.56987$$

$$\delta_{10.E28} := \frac{-1350}{E(28) \cdot I} = -0.00744048 \quad \rightarrow \quad \delta_{10.E28} = -0.00744048$$

$$\delta_{11.E28} := \frac{72}{(E(28) \cdot I)} + \frac{6}{(E(28) \cdot A)} + \frac{7.2}{(G(28) \cdot A)} = 0.00040067 \quad \rightarrow \quad \delta_{11.E28} = 0.00040067$$

OBS.: Cálculo feito manualmente pelo método das forças.

$$t_{\Delta} := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ \left| \begin{array}{l} t_{\Delta_1} \leftarrow t_2 \\ t_{\Delta_{i+1}} \leftarrow t_{\Delta_i} + 2 \cdot \Delta_t \end{array} \right. \\ t_{\Delta} \end{cases}$$

| | 1 |
|----------------|--------|
| 1 | 8.000 |
| 2 | 10.000 |
| 3 | 12.000 |
| 4 | 14.000 |
| 5 | 16.000 |
| 6 | 18.000 |
| 7 | 20.000 |
| $t_{\Delta} =$ | 22.000 |
| 9 | 24.000 |
| 10 | 26.000 |
| 11 | 28.000 |
| 12 | 30.000 |
| 13 | 32.000 |
| 14 | 34.000 |
| 15 | 36.000 |
| 16 | ... |

| | 1 |
|------------------------------|----------|
| 1 | 0.661928 |
| 2 | 0.897324 |
| 3 | 1.017521 |
| 4 | 1.100744 |
| 5 | 1.165128 |
| 6 | 1.217958 |
| 7 | 1.262928 |
| $\varphi(t_{\Delta}, t_0) =$ | 1.302179 |
| 9 | 1.337070 |
| 10 | 1.368518 |
| 11 | 1.397174 |
| 12 | 1.423517 |
| 13 | 1.447908 |
| 14 | 1.470631 |
| 15 | 1.491909 |
| 16 | ... |

$$E_{ci.\Delta t}(t_{\Delta}) := \beta_E(t_{\Delta}) \cdot E_{ci}$$

| | 1 |
|---------------------------------|--------------|
| 1 | 30134553.805 |
| 2 | 30887793.094 |
| 3 | 31455863.766 |
| 4 | 31904573.572 |
| 5 | 32270923.063 |
| 6 | 32577558.959 |
| 7 | 32839237.720 |
| $E_{ci.\Delta t}(t_{\Delta}) =$ | 33066049.074 |
| 9 | 33265161.088 |
| 10 | 33441827.490 |
| 11 | 33600000.000 |
| 12 | 33742716.752 |
| 13 | 33872357.664 |
| 14 | 33990817.525 |
| 15 | 34099626.427 |
| 16 | ... |

$$G_{ci.\Delta t}(t_{\Delta}) := \frac{E_{ci.\Delta t}(t_{\Delta})}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

| | 1 |
|---------------------------------|--------------|
| 1 | 12556064.086 |
| 2 | 12869913.789 |
| 3 | 13106609.902 |
| 4 | 13293572.322 |
| 5 | 13446217.943 |
| 6 | 13573982.900 |
| 7 | 13683015.717 |
| $G_{ci.\Delta t}(t_{\Delta}) =$ | 13777520.448 |
| 9 | 13860483.787 |
| 10 | 13934094.788 |
| 11 | 14000000.000 |
| 12 | 14059465.313 |
| 13 | 14113482.360 |
| 14 | 14162840.635 |
| 15 | 14208177.678 |
| 16 | ... |

$$\Delta\varphi(t_\Delta) := \varphi(t_\Delta + \Delta t, t_0) - \varphi(t_\Delta - \Delta t, t_0)$$

$$\delta_{11}(t_\Delta) := \frac{7.2}{(E(t_\Delta) \cdot I)} + \frac{6}{(E(t_\Delta) \cdot A)} + \frac{7.2}{(G(t_\Delta) \cdot A)}$$

$$\Delta\varphi(t_\Delta) =$$

| | 1 |
|----|-------------|
| 1 | 0.806886967 |
| 2 | 0.157242379 |
| 3 | 0.098073162 |
| 4 | 0.072508690 |
| 5 | 0.057995261 |
| 6 | 0.048561177 |
| 7 | 0.041902653 |
| 8 | 0.036934123 |
| 9 | 0.033074411 |
| 10 | 0.029983239 |
| 11 | 0.027447665 |
| 12 | 0.025327375 |
| 13 | 0.023526024 |
| 14 | 0.021975187 |
| 15 | 0.020624883 |
| 16 | ... |

$$\delta_{11}(t_\Delta) =$$

| | 1 |
|----|------------|
| 1 | 0.00044675 |
| 2 | 0.00043586 |
| 3 | 0.00042799 |
| 4 | 0.00042197 |
| 5 | 0.00041718 |
| 6 | 0.00041325 |
| 7 | 0.00040996 |
| 8 | 0.00040714 |
| 9 | 0.00040471 |
| 10 | 0.00040257 |
| 11 | 0.00040067 |
| 12 | 0.00039898 |
| 13 | 0.00039745 |
| 14 | 0.00039607 |
| 15 | 0.00039480 |
| 16 | ... |

$$\delta_{10}^g \cdot d\varphi + X \cdot \delta_{11} \cdot d\varphi + \delta_{11} \cdot dX = 0$$

Adotando as variações discretas: $\Delta\varphi$ e ΔX e sabendo que:

$$X_i = \sum_1^{i-1} \Delta X_i + \Delta X_i$$

Isolando a parcela ΔF , temos:

$$\Delta X_i = \frac{[-(\delta_{10}^g \cdot \Delta\varphi) - (\sum_1^{i-1} \Delta X_i \cdot \delta_{11} \cdot \Delta\varphi)]}{(\delta_{11} \cdot \Delta\varphi) + \delta_{11}(t)}$$

Logo:

$$A_1(t_\Delta) := -\delta_{10.E28} \cdot \Delta\varphi(t_\Delta) \quad A_2(t_\Delta) := \delta_{11.E28} \cdot \Delta\varphi(t_\Delta) \quad A_3(t_\Delta) := \delta_{11.E28} \cdot \Delta\varphi(t_\Delta) \quad A_4(t_\Delta) := \delta_{11}(t_\Delta)$$

$$\Delta X := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..\text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ F_1 \leftarrow 0 \\ \Delta X_i \leftarrow \frac{A_1(t_{\Delta_i}) - (F_i) \cdot A_2(t_{\Delta_i})}{A_3(t_{\Delta_i}) + A_4(t_{\Delta_i})} \\ F_{i+1} \leftarrow F_i + \Delta X_i \\ \Delta X \end{array} \right.$$

$$\sum X := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..\text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ \sum X_i \leftarrow \sum_{i=1}^i \Delta X_i \\ \sum X \end{array} \right.$$

$$\Delta X =$$

| | 1 |
|----|--------|
| 1 | 7.7964 |
| 2 | 1.3606 |
| 3 | 0.7916 |
| 4 | 0.5553 |
| 5 | 0.4256 |
| 6 | 0.3436 |
| 7 | 0.2871 |
| 8 | 0.2458 |
| 9 | 0.2145 |
| 10 | 0.1898 |
| 11 | 0.1699 |
| 12 | 0.1535 |
| 13 | 0.1398 |
| 14 | 0.1282 |
| 15 | 0.1183 |
| 16 | ... |

$$\Sigma X =$$

| | 1 |
|----|---------|
| 1 | 7.7964 |
| 2 | 9.1570 |
| 3 | 9.9486 |
| 4 | 10.5039 |
| 5 | 10.9295 |
| 6 | 11.2731 |
| 7 | 11.5601 |
| 8 | 11.8060 |
| 9 | 12.0204 |
| 10 | 12.2102 |
| 11 | 12.3801 |
| 12 | 12.5337 |
| 13 | 12.6735 |
| 14 | 12.8017 |
| 15 | 12.9200 |
| 16 | ... |

Desta forma, temos: $X_{FINAL} = 17.604 \text{ kN}$

$$EIXO_X := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ \left| \begin{array}{l} EIXO_{X_1} \leftarrow 0 \\ EIXO_{X_{i+1}} \leftarrow \varphi(t_\Delta, t_0)i \end{array} \right. \\ EIXO_X \end{cases}$$

$$EIXO_Y := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ \left| \begin{array}{l} EIXO_{Y_1} \leftarrow 0 \\ EIXO_{Y_{i+1}} \leftarrow \frac{\sum X_i}{X_g} \end{array} \right. \\ EIXO_Y \end{cases}$$

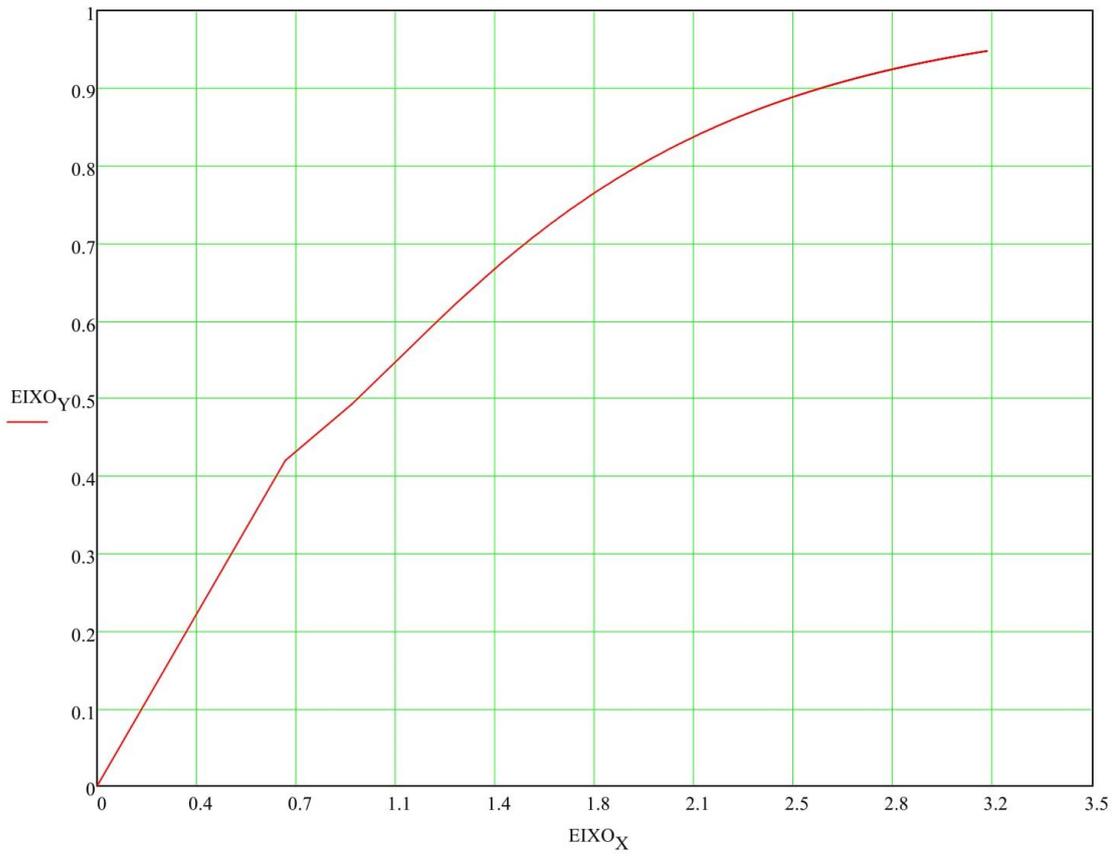
EIXO "X" EIXO "Y"
(φ) (X/X_g)

$$GRÁFICO := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{round}\left(\frac{\sum t}{2}\right) \\ \left| \begin{array}{l} GRÁFICO_{i,1} \leftarrow EIXO_{X_i} \\ GRÁFICO_{i,2} \leftarrow EIXO_{Y_i} \end{array} \right. \\ GRÁFICO \end{cases}$$

$$GRÁFICO =$$

| | 1 | 2 |
|----|---------|---------|
| 1 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2 | 0.66193 | 0.41984 |
| 3 | 0.89732 | 0.49311 |
| 4 | 1.01752 | 0.53574 |
| 5 | 1.10074 | 0.56564 |
| 6 | 1.16513 | 0.58856 |
| 7 | 1.21796 | 0.60706 |
| 8 | 1.26293 | 0.62252 |
| 9 | 1.30218 | 0.63576 |
| 10 | 1.33707 | 0.64731 |
| 11 | 1.36852 | 0.65753 |
| 12 | 1.39717 | 0.66668 |
| 13 | 1.42352 | 0.67495 |
| 14 | 1.44791 | 0.68248 |
| 15 | 1.47063 | 0.68938 |
| 16 | 1.49191 | ... |

Razão $\sum X/Xg$ x Coeficiente de Fluência



ANEXO C – ANEXO KK DA NORMA EN-1992-2 DE PONTES

Abaixo é apresentado o anexo KK da norma europeia de pontes EN-1992-2. É importante mostrar como a norma europeia trata o assunto de efeitos reológicos em estruturas de pontes.

Annex KK (informative)

Structural effects of time dependent behaviour of concrete

KK.1 Introduction

This Annex describes different methods of evaluating the time dependent effects of concrete behaviour.

KK.2 General considerations

(101) Structural effects of time dependent behaviour of concrete, such as variation of deformation and/or $\overline{\Delta C_1}$ of internal actions, should be considered, in general, in serviceability conditions. $\overline{\Delta C_1}$

NOTE In particular cases (e.g. structures or structural elements sensitive to second order effects or structures, in which action effects cannot be redistributed) time dependent effects may also have an influence at ULS.

(102) When the compressive stresses in concrete are less than $0,45 f_{ck}(t)$ under the quasi permanent combination, a linear structural analysis and a linear ageing viscoelastic model is appropriate. The time dependent behaviour of concrete should be described by the creep coefficient $\varphi(t, t_0)$ or the creep function $J(t, t_0)$ or, alternatively, by the relaxation function $R(t, t_0)$. For higher compressive stresses, non-linear creep effects should be considered.

(103) Time dependent analysis for the evaluation of deformation and internal actions of rigid restrained reinforced and prestressed concrete structures may be carried out assuming them to be homogeneous and the limited variability of concrete properties in different regions of the structure may be ignored. Any variation in restraint conditions during the construction stages or the lifetime of the structure should be taken into account in the evaluation.

(104) Different types of analysis and their typical applications are shown in Table KK 101.

Table KK.101 — Type of analysis

| Type of analysis | Comment and typical application |
|---|--|
| General and incremental step-by-step method | These are general methods and are applicable to all structures. Particularly useful for verification at intermediate stages of construction in structures where properties vary along the length (e.g. cantilever construction). |
| Methods based on the theorems of linear viscoelasticity | Applicable to homogeneous structures with rigid restraints. |
| The ageing coefficient method | This method will be useful when only the long -term distribution of forces and stresses are required. Applicable to bridges with composite sections (precast beams and in-situ concrete slabs). |
| Simplified ageing coefficient method | Applicable to structures that undergo changes in support conditions (e.g. span-to-span or free cantilever construction). |

The following assumptions are made in all the methods noted above:

- Creep and shrinkage are considered independent of each other.
- For each type of concrete in a section, average creep and shrinkage properties are adopted ignoring any minor differences at different locations.
- The principle of superposition is valid for the assessment of total deformation due to actions applied at various ages.

Brief outline details of some of the methods are given in the following sections.

KK.3 General method

(101) The following assumptions are made:

a) The fundamental equation for time dependent concrete strain is:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (\text{KK.101})$$

In this equation, the first term represents the instantaneous deformations due to a stress applied at t_0 . The second term represents the creep due to this stress. The third term represents the sum of the instantaneous and creep deformations due to the variation in stresses occurring at instant t_i . The fourth term represents the shrinkage deformation.

- b) Reinforcing steel is assumed to behave linearly under instantaneous loads. When the stress in prestressing steel is greater than $0,5f_{pmax}$ relaxation and a variable state of deformation should be taken into account.
- c) Perfect bond exists between concrete and the bonded steel.
- d) In the case of linear elements, sections are assumed to be plane before and after deformation.
- e) Equilibrium and compatibility are maintained.

(102) Concrete creep at each section depends on its stress history. This is accounted for by a step-by-step process. Structural analysis is carried out at successive time intervals maintaining conditions of equilibrium and compatibility and using the basic properties of materials relevant at the time under consideration. The deformation is computed at successive time intervals using the variation of concrete stress in the previous time interval.

KK.4 Incremental method

(101) At time t where the applied stress is σ , the creep strain $\varepsilon_{cc}(t)$, the potential creep strain $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (i.e. the creep strain that would be reached at time $t = \infty$, if the stress applied at time t were kept constant) and the creep rate are theoretically derived from the whole loading history.

(102) The potential creep strain at time t may be evaluated using the principle of superposition (for notations, see formula (KK.101) and EN 1992-1-1 Annex B):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) At time t , it is possible to define an equivalent time t_e such that, under a constant stress applied from time t_e , the same creep strain and the same potential creep strain are obtained; t_e fulfils the equation:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{KK.103})$$

The creep rate at time t can thus be calculated using the creep curve corresponding to the equivalent time:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.104})$$

(104) When $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, which particularly applies to the case of creep unloading, t_e is defined relative to the current phase and accounts for the sign change of the applied stress. It reads:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (\text{KK.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.106})$$

where $\varepsilon_{ccMax}(t)$ is the last extreme creep strain reached before time t .

KK.5 Application of theorems of linear viscoelasticity

(101) In structures with rigid restraints, stresses and deformations may initially be evaluated by means of an elastic analysis of the structure in which the elastic modulus is assumed to be constant.

(102) Time dependent properties of concrete are fully characterised by the creep function $J(t, t_0)$ and the relaxation function $R(t, t_0)$, where:

$J(t, t_0)$ represents the total stress dependent strain per unit stress, i.e. the strain response at time " t " resulting from a sustained and constant imposed unit stress applied at time " t_0 "

$R(t, t_0)$ represents the stress response at time " t " resulting from a sustained and constant imposed unit stress-dependent strain applied at time " t_0 "

(103) Under direct actions (imposed loads) the elastic stresses are not modified by creep. The deformations $D(t)$ may be evaluated at time " t " by integration of elastic strain increments factored by the creep factor $J(t, \tau) E_C$

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{KK.107})$$

$$D(t) = E_C \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (\text{KK.108})$$

(104) Under indirect actions (imposed deformations) the elastic deformations are not modified by creep. The stresses may be evaluated at time "t" by integration of the elastic stress increments factored by the relaxation factor $R(t, \tau)/E_C$

$$\boxed{AC_1} \quad D(t) = D_{cl}(t) \boxed{AC_1} \quad (KK.109)$$

$$S(t) = \frac{1}{E_C} \int_0^t R(t, \tau) dS_{cl}(\tau) \quad (KK.110)$$

(105) In a structure subjected to imposed constant loads, whose initial static scheme (101) is modified into a final scheme (102) by the introduction of additional restraint at time $t_1 \geq t_0$ (t_0 being the structure age at loading), the stress distribution evolves for $t > t_1$ and approaches that corresponding to the load application in the final static scheme

$$S_2(t) = S_{cl,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{cl,1} \quad (KK.111)$$

where:

$S_2(t)$ is the stress distribution for $t > t_1$ in the structure with modified restraints;

$S_{cl,1}$ is the elastic stress distribution in the initial static scheme;

$\Delta S_{cl,1}$ is the correction to be applied to the elastic solution $S_{cl,1}$ to comply with the elastic solution related to the load application in the final static scheme.

$\xi(t, t_0, t_1)$ is the redistribution function

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (KK.112)$$

with $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

$$\text{and } \xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_C(t_0)} \quad (KK.113)$$

(106) In cases in which the transition from the initial static scheme to the final scheme is reached by means of several different restraint modifications applied at different times $t_i \geq t_0$, the stress variation induced by creep, by the effect of applying a group Δn_j of additional restraints at time t_j , is independent of the history of previous additional restraints introduced at times $t_i < t_j$ and depends only on the time t_j of application of Δn_j restraints

$$S_{j+1} = S_{cl,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{cl,i} \quad (KK.114)$$

KK.6 Ageing coefficient method

(101) The ageing coefficient method enables variations in stress, deformation, forces and movements due to the time-dependent behaviour of the concrete and the prestressing steel at infinite time to be calculated without discrete time related analysis. In particular, on a section level, the changes in axial deformation and curvature due to creep, shrinkage and relaxation may be determined using a relatively simple procedure.

(102) The deformation produced by stress variations with time in the concrete may be taken as that $\overline{AC1}$ which would result from a variation in stress applied $\overline{AC1}$ and maintained from an intermediate age.

$$\overline{AC1} \int_{\tau=t_0}^t \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t} \overline{AC1} \quad (KK.118)$$

where χ is the ageing coefficient. The value of χ may be determined at any given moment, by means of a step-by-step calculation or may be taken as being equal to 0,80 for $t = \infty$.

Relaxation at variable deformation may be evaluated in a simplified manner at infinite time as being the relaxation at constant length, multiplied by a reduction factor of 0,80.

KK.7 Simplified formulae

(101) Forces at time t_∞ may be calculated for those structures that undergo changes in support conditions (span-to-span construction, free cantilever construction, movements at supports, etc.) using a simplified approach. In these cases, as a first approximation, the internal force distribution at t_∞ may be taken as

$$\overline{AC1} S_\infty = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_1)} \right] \overline{AC1} \quad (KK.119)$$

where:

S_0 represents the internal forces at the end of the construction process.

$\overline{AC1} S_1$ represents the internal forces in the final static scheme.

t_0 is the concrete age at application of the constant permanent loads.

t_1 is the age of concrete when the restraint conditions are changed. $\overline{AC1}$