

PPE
PROGRAMA DE PROJETOS
DE ESTRUTURAS



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

Marcelo Leite de Melo Filho

**ESTUDO DOS EFEITOS REOLÓGICOS DO CONCRETO EM
TABULEIROS DE PONTES PRÉ-FABRICADAS**



UFRJ

Marcelo Leite de Melo Filho

ESTUDO DOS EFEITOS REOLÓGICOS DO CONCRETO EM TABULEIROS
DE PONTES PRÉ-FABRICADAS

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

Flávia Moll de Souza Judice

Rio de Janeiro

2019

Melo Filho, Marcelo Leite de

Estudo dos efeitos reológicos do concreto em tabuleiros de pontes pré-fabricadas / Marcelo Leite de Melo Filho – 2019.

157.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.

Orientadores: Benjamin Ernani Diaz, Flávia Moll Souza Judice

1. Fluência, 2. Concreto protendido, 3. Vigas Pré-fabricadas, 4. Pré-tração, 5. Fases Construtivas. I. Diaz, Benjamin Ernani e Judice, Flávia Moll de Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Estudo dos efeitos reológicos do concreto em tabuleiros de pontes pré-fabricadas.



UFRJ

ESTUDO DOS EFEITOS REOLÓGICOS DO CONCRETO EM TABULEIROS
DE PONTES PRÉ-FABRICADAS

Marcelo Leite de Melo Filho

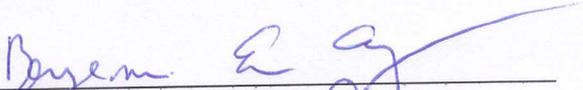
Orientador:

Benjamin Ernani Diaz

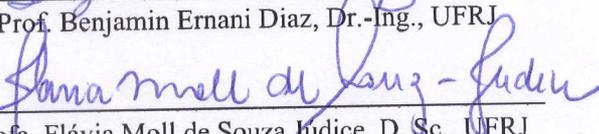
Flávia Moll de S. Judice

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.

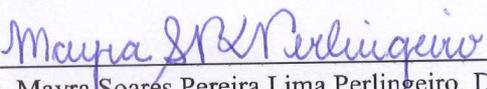
Aprovada pela Banca:



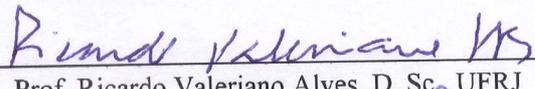
Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr.-Ing., UFRJ



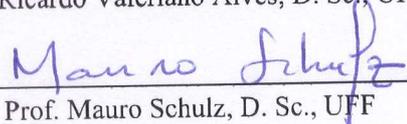
Profa. Flávia Moll de Souza Judice, D. Sc., UFRJ



Profa. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc., UFRJ



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



Prof. Mauro Schulz, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro
2019

AGRADECIMENTOS

À minha família, por sempre me apoiar e incentivar em todos os momentos da minha vida. Aos meus pais, Marcelo e Kátia, e ao meu irmão Gustavo, responsáveis pela minha formação e em grande parte do que me tornei.

A todos os meus professores, do Colégio Pedro II à Escola Politécnica.

Aos meus orientadores, Prof. Flávia Moll e Prof. Ernani Diaz, por todo o aprendizado, paciência, atenção e dedicação na orientação desse trabalho. Foi uma grande honra ter pessoas que eu tanto admiro trabalhando comigo para tornar esse trabalho possível.

Aos amigos da Casagrande Engenharia, que têm importância fundamental na minha formação.

À empresa PREMAG, que disponibilizou as informações, fotos e dados relativos à execução de pontes com sistema misto de protensão.

A todos os meus amigos de curso que tornaram essa jornada na UFRJ mais divertida.

RESUMO

MELO FILHO, Marcelo Leite de. **Estudo Dos Efeitos Reológicos Do Concreto Em Tabuleiros De Pontes Pré-Fabricadas**. Rio de Janeiro. 2019. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2019.

A necessidade de rapidez na execução de obras de infraestrutura e o avanço tecnológico da construção no Brasil têm levado à execução de pontes em estruturas pré-fabricadas com vãos livres cada vez maiores. Buscando atender a essa necessidade, como também às prerrogativas da engenharia de transportes que envolvem o método executivo das pontes pré-fabricadas, desenvolveu-se um sistema de ligação entre peças de concreto que permite aumentar o comprimento das longarinas, com até 25 m de extensão, para que atendam vãos de até 40 m. Esse procedimento constitui-se da união do trecho central da viga protendida pré-tensionada com extremidades em concreto armado que se solidarizam em campo com o uso da pós-tensão. A concretagem das longarinas em duas fases e a protensão em idades distintas requer minuciosa análise estrutural. Todavia, a complexidade da análise, que envolve a consideração dos efeitos reológicos nas etapas construtivas da peça, leva, muitas vezes, ao uso de processos simplificados que não retratam o comportamento real da estrutura. Este trabalho avalia as tensões e as deformações do concreto e do aço de protensão a partir de sofisticada análise reológica com o uso do método dos elementos finitos. As diversas fases de construção são levadas em conta a partir da idade das peças de concreto pré-fabricadas. Para isso, são empregadas as prescrições normativas do moderno Código Modelo FIB 2010. As respostas obtidas são comparadas com a análise elástica convencional.

Palavras-chave

Reologia; Fluência; Concreto Protendido; Vigas pré-fabricadas; Pré-tração; Fases construtivas.

ABSTRACT

MELO FILHO, Marcelo Leite de. **Study of the effects of the time dependent properties of concrete on prefabricated bridges.** Rio de Janeiro. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2019.

The need for construction speed of infrastructure works and the technological advance of construction in Brazil have led to the execution of bridges in prefabricated structures with increasing free spans. In order to meet this need and the requirements of transportation engineering, involving the construction method of the prefabricated bridges, a system for connecting precast concrete pieces has been developed that allows the beam length to be increased from 25 m up to 40 m. This procedure consists in the union of the central section of the pre-tensioned prestressed beam to its two end parts in reinforced concrete which are joined on the construction site using post-tension. The beam construction occurs in two phases and the prestressing at different ages require careful structural analysis. However, the beam analysis, which must consider the rheological effects during the constructive steps of the beam, often leads to the use of simplified procedures that do not express the actual structural behavior. This work evaluates the tensions and deformations of the concrete and the prestressed steel through sophisticated rheological analysis with the use of the finite element method. The various stages of construction are taken into account considering the different ages of the prefabricated concrete parts. For this, the normative prescriptions of the modern model code FIB 2010 are used. The obtained results are compared with the conventional elastic analysis.

Key Words

Time dependent Behavior; Creep; Prestressed concrete; Prefabricated beams; Pre-tension; Construction phases.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Justificativa.....	1
1.2. Motivação.....	2
1.3. Apresentação dos capítulos	2
2. REOLOGIA	4
2.1. Conceitos fundamentais	4
2.2. Fenômenos reológicos.....	6
2.2.1. Fluência do concreto.....	6
2.2.2. Retração	14
2.2.3. Relaxação.....	21
2.3. Prescrições normativas	22
2.3.1. Código Modelo FIB 2010.....	22
2.4. Comportamento de estruturas com histórico de tensões variáveis no tempo... 32	
2.4.1. Efeitos reológicos em balanços sucessivos	34
2.4.2. Efeitos reológicos em pontes de vigas pré-moldadas.....	36
3. PROTENSÃO EM VIGAS DE CONCRETO.....	38
3.1. Aspectos históricos.....	38
3.2. Pré-tensão	42
3.2.1. Método executivo	42
3.2.2. Ancoragens por aderência	44
3.3. Pós-tensão.....	49
3.3.1. Componentes do sistema com pós-tração aderente	51
3.3.2. Método executivo	54
3.4. Sistema misto de protensão	57
3.5. Perdas de protensão	60
3.5.1. Perdas imediatas	62
3.5.2. Perdas diferidas	65
4. ESTUDO DE CASO.....	69
4.1. Características do Projeto.....	69
4.1.1. Materiais	73
4.1.2. Fases construtivas	73
4.1.3. Carregamentos	75

4.2. Modelagem Computacional	79
4.2.1. Descrição do modelo	79
4.2.2. Elementos em concreto.....	80
4.2.3. Protensão	83
4.2.4. “Elemento fantasma”	90
4.2.5. Apoios.....	93
4.2.6. Carregamentos	94
4.2.7. Grupos de elementos	96
4.3. Etapas construtivas	97
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	102
5.1. Esforços solicitantes	102
5.2. Tensão no bordo inferior da viga	105
5.3. Deslocamentos.....	108
5.4. Tensão no bordo superior da viga	111
5.4.1. Comportamento reológico na interface Viga-Laje	112
5.5. Tensão na laje de rolamento	115
5.5.1. Método de envelhecimento para laje	117
5.6. Tensão nos cabos de protensão	118
5.6.1. Tensão média nos cabos	118
5.6.2. Cordoalhas pré-tracionadas	120
5.6.3. Primeiro cabo pós-tracionado.....	121
5.6.4. Segundo cabo pós-tracionado.....	122
6. CONCLUSÕES	127
6.1. Sugestões para trabalhos futuros	130
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
Anexo 1 - Perdas diferidas de protensão com a consideração das fases construtivas..	135
Anexo 2 – Cálculo da rigidez de aparelhos de apoio fretados segundo o EN 1337-3..	140
Apêndice A – Análise em vigas pré-fabricadas com consolidação posterior da laje ...	141
Apêndice B - Análise de um modelo simplificado.....	143

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material cujas propriedades variam com o tempo. No projeto de estruturas de concreto é comum levar em conta que, a partir do momento da pega, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do material aumentam consideravelmente nas primeiras idades, se estabilizam ainda na fase construtiva e são praticamente constantes na fase de utilização da estrutura.

No entanto, as deformações que o concreto desenvolve com o tempo muitas vezes não são avaliadas e, por vezes, negligenciadas nos projetos estruturais. Os efeitos de retração e fluência podem ser determinantes para a avaliação do comportamento da estrutura em condições de serviço e de ruptura. A não consideração das deformações com o tempo do concreto pode levar a estimativas equivocadas de flecha, fissuração e rigidez da peça. A retração e a fluência podem ser consideradas como os aspectos mais incertos e menos compreendidos do projeto estrutural. (GILBERT & RANZI, 2011)

A literatura técnica sobre estruturas em concreto, em sua maioria, aborda de modo superficial os efeitos reológicos, expondo apenas prescrições normativas para a estimativa de flecha e da fissuração. O assunto não é totalmente entendido cientificamente, embora mais de 100 anos de pesquisa do comportamento estrutural do concreto já se tenham decorridos, sendo tratado, ainda nos dias atuais, com uma abordagem probabilística devido à variabilidade dos resultados.

Diversas técnicas analíticas e numéricas estão disponíveis para a análise e o projeto de estruturas de concreto, podendo ser mais refinadas ou grosseiras. O grau de refinamento depende do nível de exatidão exigida pela análise e pela estrutura.

Atualmente, os programas de análise estrutural estão cada vez mais complexos, permitindo a avaliação da não linearidade (física e geométrica) e os efeitos das deformações do material no tempo, considerando as diversas fases de carregamento da estrutura, os diferentes materiais utilizados e a interação entre as suas partes.

1.1. Justificativa

A necessidade de rapidez na execução de obras de infraestrutura e o avanço tecnológico na construção no Brasil faz com que seja possível a execução de pontes com

vãos cada vez maiores com estruturas pré-fabricadas. Em vista dessa necessidade, vem sendo utilizada em pontes pré-fabricadas de concreto, com vãos superiores a 25m, longarinas concretadas em duas fases, solidarizadas em campo com pós-tração.

Esse método construtivo apresenta diversas vantagens para a agilidade, industrialização e reduz a possibilidade de imprecisões no campo.

Por outro lado, o estudo do comportamento reológico dessas estruturas, tais como flecha e fissuração, bem como as perdas de protensão ao longo do tempo, ainda são efetuados de maneira aproximada de acordo com as prescrições normativas.

1.2. Motivação

A prática profissional de projeto, muitas vezes, não possibilita uma análise mais detalhada do comportamento reológico da estrutura devido aos curtos prazos de entrega do projeto e por não se tratar de algo que possa interferir na segurança à ruptura da estrutura, mas, certamente, pode interferir no seu comportamento em serviço.

As pontes fabricadas com essa nova metodologia ainda são jovens não sendo possível analisar os efeitos do tempo nas obras executadas. O presente trabalho busca, a partir da análise numérica em programa de elementos finitos, avaliar os efeitos do comportamento reológico do concreto na estrutura e comparar com os resultados de uma análise elástica sem a consideração da reologia, como também com prescrições normativas para avaliação dos seus efeitos.

1.3. Apresentação dos capítulos

O capítulo 2 apresenta os conceitos fundamentais da reologia do aço e do concreto. Além da definição teórica da retração, da fluência e da relaxação, são citados os principais fatores que influenciam esse fenômeno. Também são mostradas as formulações matemáticas, de acordo com o Código Modelo FIB 2010, para estimar as deformações no concreto e no aço de protensão ao longo do tempo.

O capítulo 3 cita brevemente os aspectos históricos da construção em pontes protendidas no Brasil. São descritos os conceitos e métodos executivos de protensão com pré-tração e pós-tração e o sistema misto de protensão, objeto de estudo desse trabalho.

Também são apresentadas as prescrições normativas, segundo a norma europeia EN 1992-1-1, para o cálculo das perdas de protensão em estruturas de concreto.

O capítulo 4 apresenta o estudo de caso de um viaduto real executado com o sistema misto de protensão. Além das definições geométricas, são indicadas as armaduras ativas detalhadas em projeto, o tempo de execução previsto para as fases construtivas e as perdas de protensão, calculadas conforme a EN 1992-1-1. A modelagem estrutural elaborada em elementos finitos é desenvolvida utilizando-se três métodos de análise: elástica, elástica com perdas e reológica.

O capítulo 5 mostra os resultados extraídos dos modelos e compara as respostas numéricas levando em consideração os deslocamentos, as tensões nos cabos e no concreto, em seções transversais distintas.

O capítulo 6 faz as considerações finais sobre o estudo realizado e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

2. REOLOGIA

Este capítulo apresenta os conceitos fundamentais dos efeitos do tempo em estruturas de concreto. São apresentadas as formulações matemáticas que governam as deformações por fluência e retração do concreto, bem como as deformações por relaxação do aço de acordo com as prescrições do Código Modelo FIB 2010.

2.1. Conceitos fundamentais

A reologia o estudo das variações das deformações com o tempo. Os fenômenos reológicos atuam tanto na redistribuição dos esforços quanto na variação das deformações da estrutura. Isso faz com que elementos submetidos a cargas permanentes apresentem, além da deformação elástica, uma outra parcela que depende do tempo.

Em estruturas de concreto armado ou protendido, a reologia é intrínseca ao material. Dessa maneira, a deformação total de um corpo de prova de concreto submetido a um carregamento axial, em um dado instante de tempo, possui, basicamente, três parcelas: deformação imediata, deformação em função do tempo e deformação devida à variação de temperatura.

A deformação imediata ocorre devido às propriedades elásticas do concreto. De acordo com a Lei de Hooke, a tensão é proporcional à deformação, sendo o módulo de elasticidade (E) do material a constante de proporcionalidade, mas que pode variar com o tempo no caso do concreto.

As deformações devidas à variação de temperatura dependem do coeficiente de dilatação térmica do material, que se expande ou se contrai em função da variação de temperatura em relação à temperatura de equilíbrio do corpo.

As deformações do concreto ao longo do tempo ocorrem devido à fluência e à retração. Para a determinação dessas deformações, é necessário o conhecimento das propriedades que influenciam esses fenômenos e os procedimentos numéricos ou analíticos para a quantificação dessas deformações. As expressões para a avaliação da retração e da fluência são provenientes de resultados experimentais e de análises probabilísticas considerando a variabilidade de parâmetros e condições ambientais que podem interferir na deformação do material. A análise de uma estrutura submetida a

efeitos reológicos deve satisfazer às equações constitutivas, como também às de equilíbrio de forças e de compatibilidade de deformações.

Segundo GILBERT e RANZI (2011), a deformação total do concreto sob uma tensão constante aplicada em t_0 , em determinado tempo t , é dada por:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t_0) + \varepsilon_{cr}(t, t_0) + \varepsilon_{sh}(t, t_s) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (2.1)$$

onde:

$\varepsilon(t)$ é a deformação total;

$\varepsilon_e(t_0)$ é a deformação instantânea (*elastic*);

$\varepsilon_{cr}(t, t_0)$ é a deformação por fluência (*creep*);

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

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

A Eq. (2.1) indica que são necessários definir três instantes para a determinação da deformação. O tempo t representa a idade do concreto no momento da análise, o tempo t_0 indica a idade da peça quando a carga é aplicada e t_s corresponde à idade no início da secagem da água existente no interior da estrutura.

A Figura 1 representa, graficamente, as parcelas de deformação de um corpo de prova de concreto submetido à compressão constante (σ_{c0}) e em temperatura ambiente uniforme.

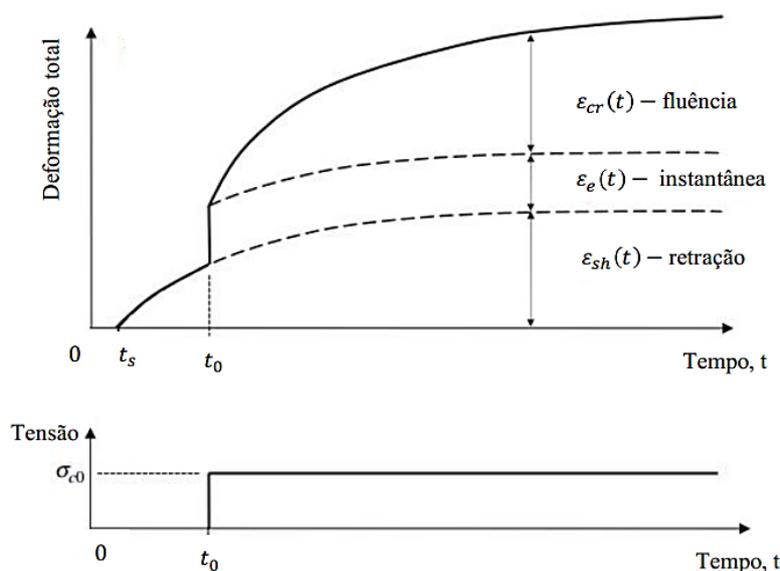


Figura 1- Deformações no concreto sob tensão constante (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).

2.2. Fenômenos reológicos

Descrevem-se, a seguir, os fenômenos da fluência, da retração e da relaxação e seus efeitos nas deformações dos materiais.

2.2.1. Fluência do concreto

Quando o concreto é submetido a uma tensão qualquer, deformações devidas à fluência se desenvolvem com o passar do tempo, aumentando mais rapidamente no concreto jovem e chegando a um valor limite quando o tempo se aproxima do infinito. Cerca de 90% da deformação por fluência é atingida após três anos do carregamento (GILBERT & RANZI, 2011).

A fluência é caracterizada, de maneira teórica, como formada por duas parcelas: uma parcela básica e outra parcela que depende da secagem do concreto.

A fluência básica é aquela em que o elemento carregado está em equilíbrio hídrico, ou seja, não há perda de água para o ambiente externo, o que ocorreria caso o ambiente tivesse umidade relativa do ar de 100%. A fluência básica independe do tamanho e formato do elemento estrutural, já que o fenômeno é caracterizado por uma deformação quando não há troca de umidade do elemento com o meio exterior (ACI Committee, 2008). Para determinar a fluência básica, os corpos de prova devem ser "selados" (sem perda ou ganho de umidade) e submetidos a uma tensão constante. De acordo com BAZANT (1998), não foi possível determinar se a fluência básica se aproxima de um valor limite, mesmo após ensaios de 30 anos de duração com corpos de provas selados.

A fluência por secagem é definida pela deformação adicional sofrida pelo elemento exposto ao meio ambiente e suscetível à secagem, descontando a fluência básica (MEHTA & MONTEIRO, 2006). O fenômeno, que ocorre devido ao processo de secagem, tende a um valor limite com o tempo (BAZANT, 1998).

A fluência pura, por sua vez, é definida como aquela decorrente de tensões constantes aplicadas ao longo da vida útil do elemento estrutural, mas que dificilmente é observada na prática da engenharia. O comportamento do concreto quando carregado, e posteriormente descarregado, é apresentado na Figura 2.

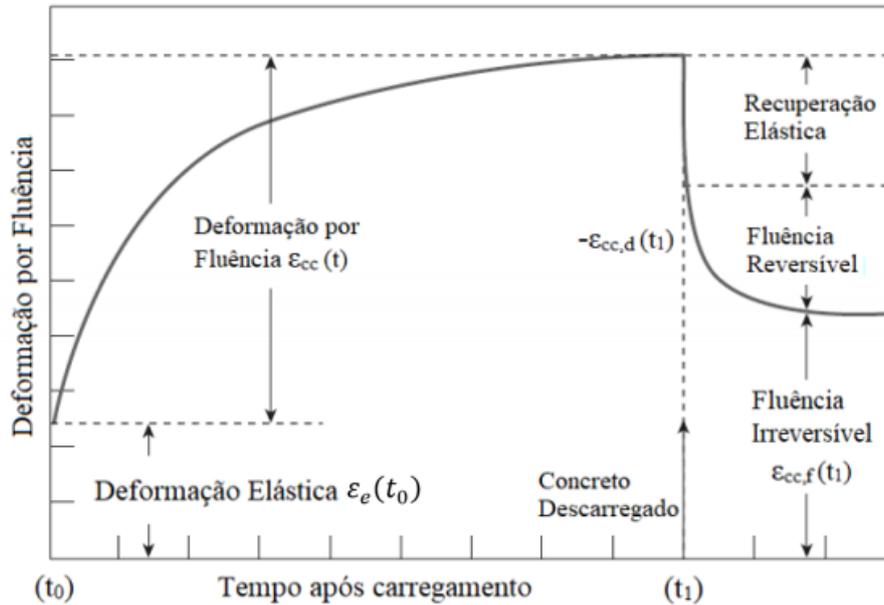


Figura 2 – Comportamento do concreto após o descarregamento (Adaptado da NBR 8224, 1983).

Observa-se que a deformação total provocada pela deformação elástica e pela deformação por fluência não é totalmente recuperada após o descarregamento, havendo uma parte irrecuperável significativa da deformação por fluência. A parcela de deformação recuperável devida à fluência também é chamada de “deformação elástica atrasada” e acredita-se que seja causada pela elasticidade do agregado atuando no cimento viscoso após a remoção da carga. A distinção entre fluência recuperável e irrecuperável se faz necessária quando há variação de tensão ao longo da vida útil da estrutura.

Nas expressões que se seguem o índice *cr* ou *c* designa fluência, de *creep* em inglês.

A capacidade do concreto de se deformar por fluência pode ser expressa de três formas. A mais usada, na prática, como prescreve o código FIB 2010, é dada pelo coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, tal que:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cr}(t, t_0)}{\varepsilon_e(t_0)} \quad (2.2)$$

onde:

$\varepsilon_e(t_0)$ é a deformação elástica no instante t_0 , considerando, por definição, E_{ci28} ;

$\varepsilon_{cr}(t, t_0)$ é a deformação por fluência no instante t para o carregamento em t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência no instante t para o carregamento em t_0 .

A deformação elástica é obtida pela Lei de Hooke, por definição:

$$\varepsilon_e(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci\ 28}} \quad (2.3)$$

onde:

$\sigma_c(t_0)$ é a tensão aplicada no concreto no instante t_0 ;

$E_{ci\ 28}$ é o módulo de elasticidade inicial concreto aos 28 dias.

Para níveis de tensão de até 50% da resistência à compressão do concreto, a deformação elástica e de fluência são proporcionais à tensão aplicada. Pode-se concluir, para tensões menores que $0,5f_{ck}$, que o coeficiente de fluência (quanto à sua variação no tempo) depende somente do tempo t e da idade do carregamento t_0 .

2.2.1.1. Princípio da superposição

O princípio da superposição é comumente usado para estimar a deformação causada por um histórico de tensões variável no tempo (GILBERT & RANZI, 2011). O efeito da superposição é equivalente à hipótese de linearidade das equações constitutivas, onde a deformação produzida por um aumento de tensão no tempo t_i não é afetada por qualquer tensão aplicada anteriormente ou posteriormente a essa. O princípio da superposição foi proposto por Boltzmann, em 1876, para materiais que não sofrem envelhecimento e, por Volterra, em 1913, em caso contrário (BAZANT, 1998).

O princípio da superposição produz bons resultados nas seguintes condições:

- Os níveis de tensão são inferiores a 40% da resistência característica à compressão do material;
- A estrutura não é descarregada;
- Não há mudança significativa na umidade relativa do ar durante o processo;
- Não há aumento significativo das tensões após o início do carregamento inicial.

Deve-se notar que, a seguir, as expressões matemáticas modificam a definição das funções de $\varphi(t, t_0)$ fornecidas nas expressões (2.2) e (2.3).

A Eq. (2.4) descreve matematicamente a superposição dos efeitos, tal que:

$$\varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t) = \frac{\Delta\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\Delta\sigma(t_1)}{E_c(t_1)} [1 + \varphi(t, t_1)] + \dots + \frac{\Delta\sigma(t_n)}{E_c(t_n)} [1 + \varphi(t, t_n)] \quad (2.4)$$

Reescrevendo a Eq. (2.4) com “n” passos, no tempo, chega-se a:

$$\varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta\sigma(t_i)}{E_c(t_i)} [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (2.5)$$

A Figura 3 ilustra o princípio da superposição de efeitos, a partir de gráficos que apresentam a tensão e deformação para diferentes instantes de tempo. Nessa ilustração, (a) e (b) representam tensões de mesma magnitude aplicadas em diferentes instantes (t_0 e t_1), (c) e (d) apresentam graficamente a superposição de efeitos caso as tensões de (a) e (b) fossem somadas ou subtraídas, respectivamente.

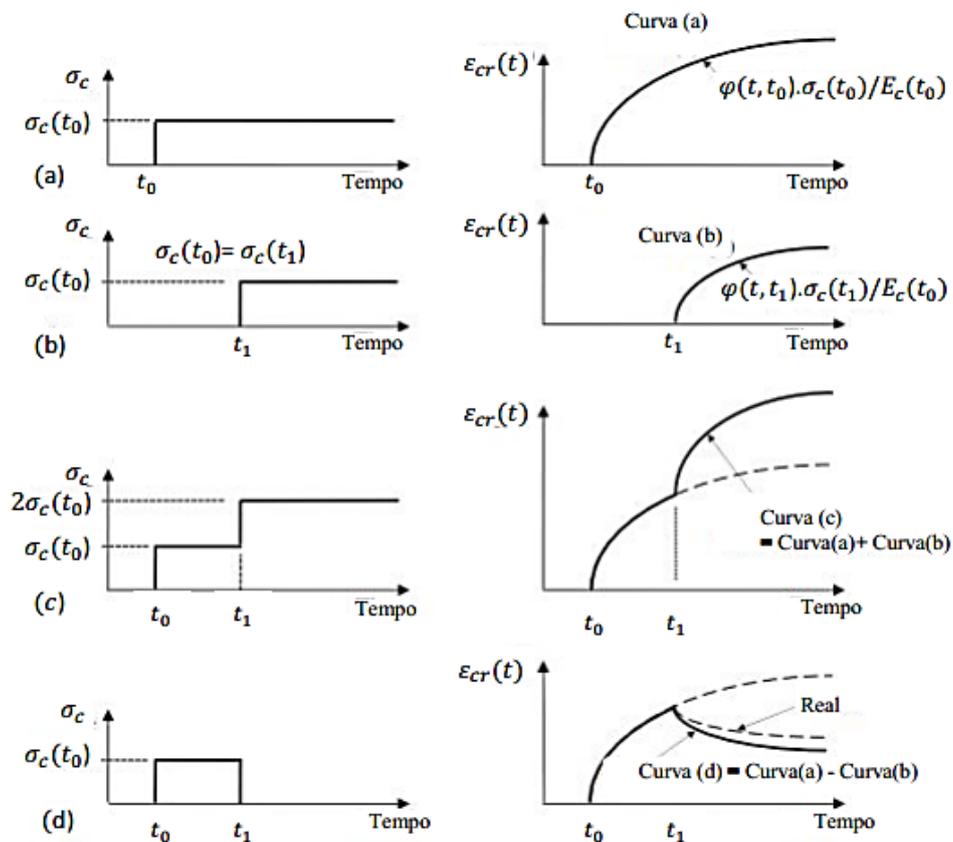


Figura 3 – Princípio da superposição das deformações (Adaptado de GILBERT e RANZI, 2011).

Uma das desvantagens do método da superposição é a diminuição da exatidão quando existe redução das tensões ao longo do tempo. Essa perda de precisão ocorre devido à desconsideração do método da parcela irrecuperável da fluência, conforme apresentado na Figura 2. Porém, para a maioria dos casos práticos, o princípio da superposição fornece boa aproximação para avaliação da deformação em elementos estruturais com histórico de tensão variável (SOUZA, 2013).

2.2.1.2. Fatores que influenciam a fluência

A fluência do concreto é causada por uma série de fatores complexos que ainda não são completamente entendidos. Segundo NEVILLE *et al.* (1983), mecanismos intrínsecos à pasta de cimento causam fluência, são eles:

- Deslizamento das camadas coloidais no gel do cimento entre as camadas de água absorvida (fluxo viscoso);
- Expulsão e decomposição da água no gel do cimento (exsudação);
- Deformação elástica dos agregados e dos cristais do gel como fluxo viscoso;
- Trincas locais no gel do cimento que ocasionam a destruição das ligações químicas (micro fissuração);
- Deformação mecânica;
- Fluxo plástico.

Outros fatores também interferem na deformação por fluência do concreto.

Destacam-se:

a) Quantidade de agregado

Quanto maior a quantidade de agregados na mistura (g), menor a capacidade de deformação por fluência, já que os agregados não se deformam com o tempo. A Figura 4 apresenta, graficamente, a relação entre a fluência básica e a quantidade de agregados na mistura.

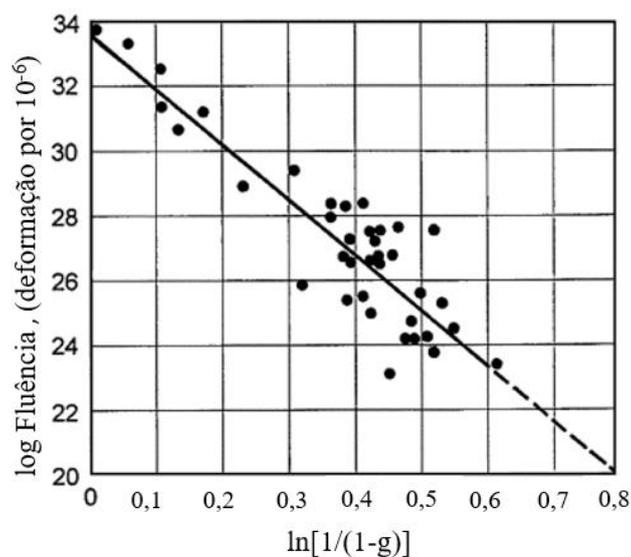


Figura 4 - Relação entre fluência básica e quantidade de agregado (Adaptado de GVOZDEV,1966).

b) Propriedades físicas dos agregados

As propriedades físicas dos agregados influenciam significativamente as fluências básica e por secagem. Um concreto constituído de agregados com reduzido módulo de elasticidade apresenta maior deformação por fluência, como também um concreto poroso.

A Figura 5 apresenta a deformação por fluência para diferentes tipos de agregado com a mesma proporção na mistura, mantidos nas mesmas condições e carregados na mesma idade. Nota-se significativo aumento da fluência em concreto com agregados do tipo arenito e basalto.

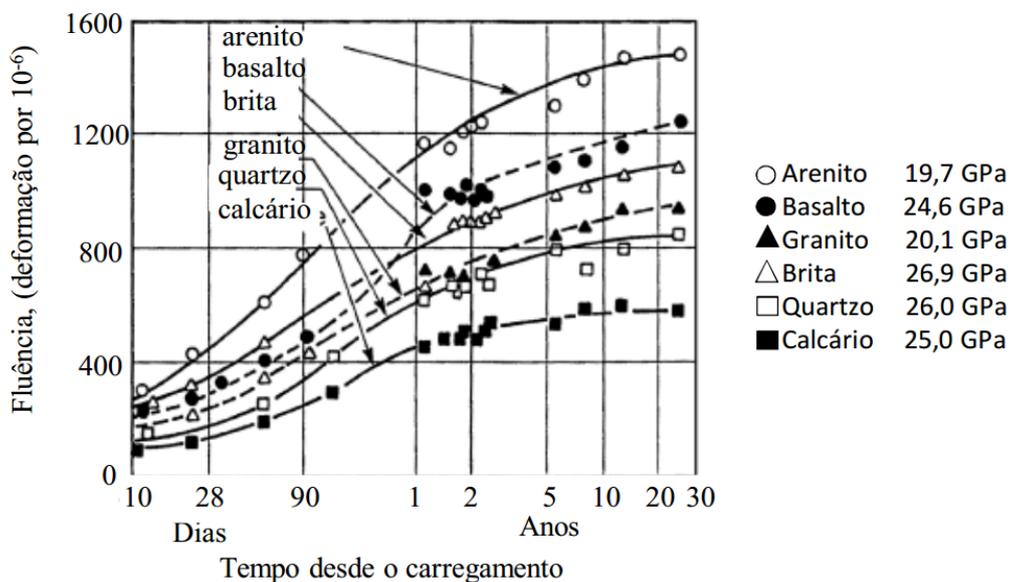


Figura 5- Deformação por fluência para agregados diferentes (Adaptado de TROXELL *et al.* 1958).

c) Relação água/cimento

A relação água/cimento geralmente indica a tendência do concreto de se deformar por fluência. Quanto maior a quantidade de água na mistura, maior a deformação devida à fluência básica e por secagem.

d) Umidade relativa do ar

A fluência por secagem é muito afetada pela umidade do ar. A Figura 6 mostra como a fluência pode ser até quatro vezes maior em ambiente de baixa umidade ($\cong 50\%$), quando comparado a ambiente de elevada umidade relativa do ar.

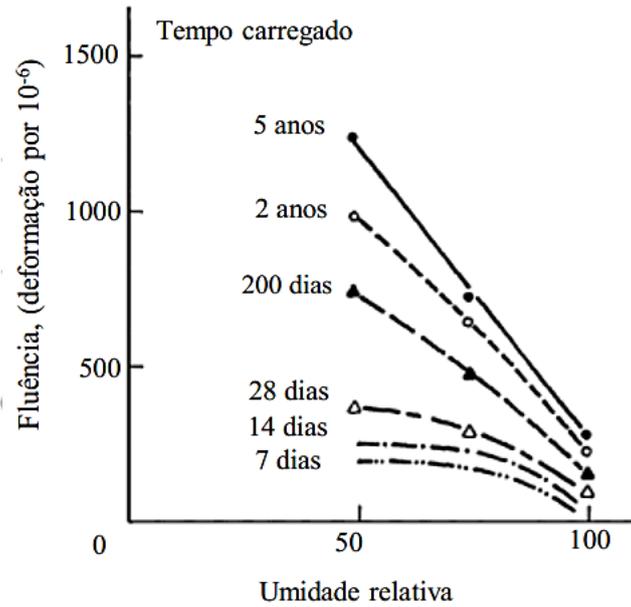


Figura 6 - Efeito da umidade relativa do ar na fluência (Adaptado de TROXELL *et al.* 1958).

e) Temperatura

O concreto, quando submetido a elevadas temperaturas, tem maior tendência a se deformar por fluência. A Figura 7 apresenta a relação entre o aumento de temperatura e a fluência específica (deformação devida à fluência causada por uma tensão unitária) de um corpo de prova.

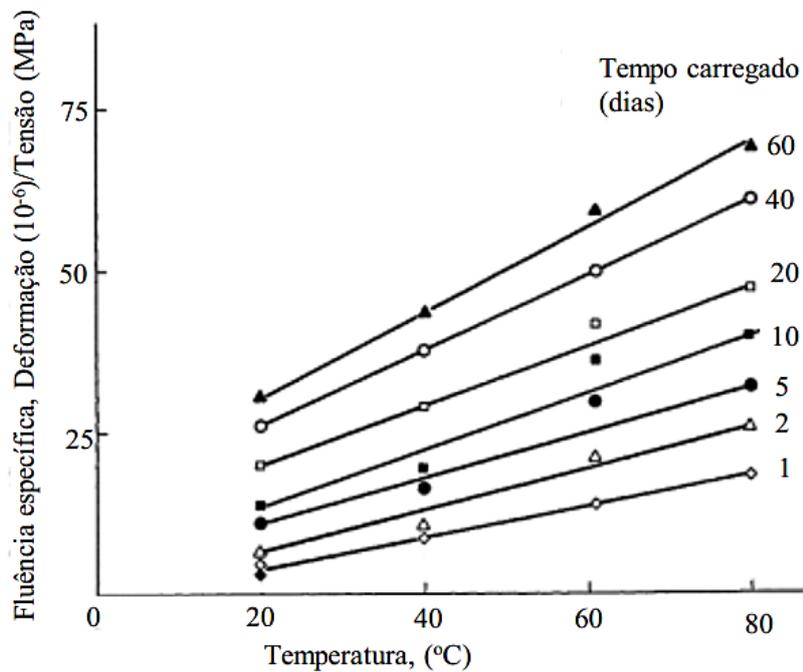


Figura 7 - Relação entre temperatura e fluência específica (Adaptado de ARTHANARI e YU, 1967).

f) Carregamento

A magnitude do carregamento está diretamente relacionada à deformação por fluência. Essa relação é considerada linear para as tensões em serviço, porém podem ser observadas relações não-lineares quando as tensões decorrentes do carregamento são superiores até a 40% da resistência à compressão do concreto (ACI Committee, 2008).

g) Período de cura

Quanto maior o período de cura que antecede o carregamento, menor a deformação por fluência. Isso decorre da diminuição da permeabilidade do concreto e do aumento do módulo de elasticidade e da resistência na idade do carregamento. A cura à vapor pode reduzir ainda mais a fluência do elemento estrutural, já que esse tipo de cura aumenta a resistência do concreto jovem.

h) Tamanho e forma

Somente a fluência por secagem é influenciada pela espessura do elemento estrutural. Em elementos espessos, a fluência cresce menos rapidamente devido à secagem, que é mais lenta nessas peças. A taxa de crescimento da fluência geralmente é inversamente proporcional à espessura da estrutura. A Figura 8 apresenta, graficamente, as curvas de fluência versus razão de volume por área do elemento estrutural.

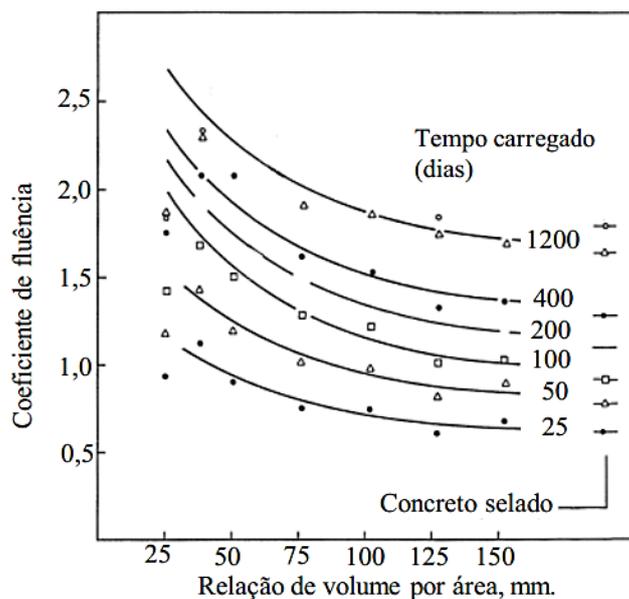


Figura 8 - Relação entre fluência e forma do elemento (HANSEN e MATTOCK, 1966).

i) Idade do carregamento

Quanto maior a idade do concreto quando carregado, menor a sua capacidade de se deformar por fluência. A Figura 9 apresenta a relação entre a fluência e a idade de aplicação do carregamento em um elemento estrutural de concreto.

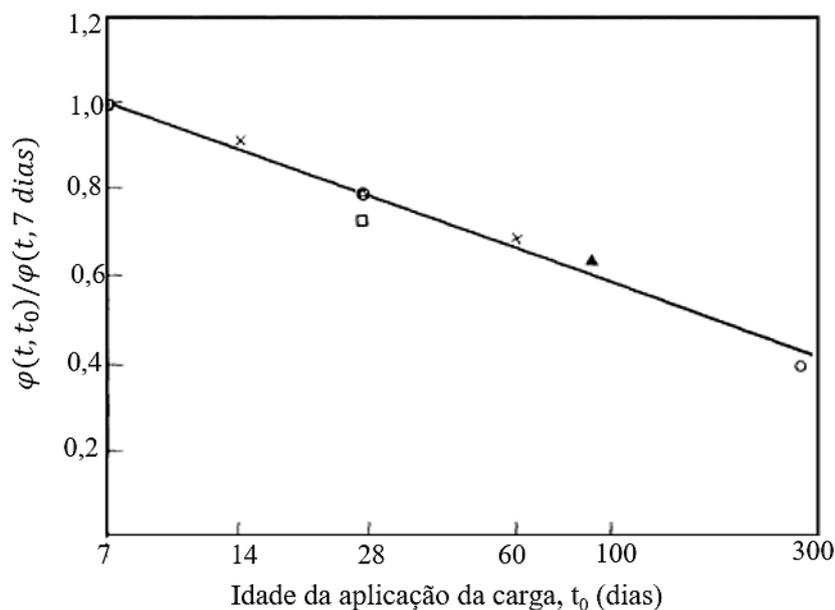


Figura 9 - Efeito da idade de aplicação do carregamento na fluência (Adaptado de L'HERMITE, 1959).

2.2.2. Retração

Um elemento de concreto, mesmo sem a ação de qualquer esforço ou restrição externa, deforma-se com o tempo. A deformação do concreto que ocorre sem a presença de carregamento é chamada de retração. O efeito físico é relacionado a uma contração volumétrica na pasta de cimento decorrente de fenômenos de natureza química, térmica, plástica e por secagem (GILBERT & RANZI, 2011).

A retração plástica ocorre antes da pega do concreto e é causada pela perda de água decorrente de condições ambientais inapropriadas durante a concretagem ou da migração da água para materiais vizinhos (concreto velho ou solo). Como esse tipo de retração se dá com o concreto não endurecido, em estado plástico, a armadura não contribui para a redução desse efeito. A retração plástica é combatida com medidas que possam evitar a rápida evaporação da água do concreto, tais como concretagens em ambientes com alta umidade, baixa velocidade de vento e temperatura.

A retração autógena ocorre durante a reação de hidratação do cimento, quando a parte não hidratada do cimento reage com a água criando produtos da hidratação e calor. Como os produtos da hidratação têm volume menor que os reagentes, o resultado é a diminuição no volume final, levando à chamada retração química.

A retração autógena ocorre mesmo em corpos de prova selados, ou seja, não depende da perda de água para o meio externo. Embora a retração autógena seja muito menor que a retração por secagem em concretos de alto desempenho, com baixa relação água/cimento, esse fenômeno não pode ser negligenciado.

A retração térmica ocorre nas primeiras horas, após a pega do concreto, quando o calor de hidratação é dissipado e o corpo entra em equilíbrio térmico com o ambiente.

A retração por secagem, ocorre devido à diferença da umidade da estrutura de concreto e do ambiente ao redor. No início do processo por secagem a água livre nos poros do concreto é perdida, o que causa grande redução de massa, porém pouca deformação. Com o passar do tempo, a água adsorvida nos poros capilares é perdida por secagem, o que resulta no aumento das tensões trativas e da retração da pasta de cimento.

A retração por secagem começa na superfície do elemento e continua na parte interna do elemento, provocando tensões não uniformes que podem causar fissuras superficiais. Esse tipo de retração depende muito da umidade relativa do ar e da forma do elemento estrutural, podendo levar anos para se estabilizar (Havalesk, 2014).

Nas expressões que se seguem os índices *sh* ou *s* designam retração, da expressão em inglês *shrinkage*.

Na literatura, é comum a diferenciação entre o processo de retração que não está associado à perda de água, chamado de retração endógena, e o processo de deformação por perda de água, também conhecido por retração por secagem. Assim, a deformação total por retração em determinado tempo *t* é definida como a soma da retração endógena e por secagem, tal que:

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{sh,e}(t) + \varepsilon_{sh,d}(t) \quad (2.6)$$

onde:

$\varepsilon_{sh}(t)$ é a retração total;

$\varepsilon_{sh,e}(t)$ é a parcela da retração endógena;

$\varepsilon_{sh,e}(t)$ é a parcela da retração por secagem.

Tal como no fenômeno de fluência, a retração possui uma parcela de deformação reversível e outra irreversível. Nesse caso, ao invés da presença ou não de carregamento, a diminuição da deformação depende da presença de água. A Figura 10 apresenta a deformação com o tempo no processo de secagem e molhagem do concreto.

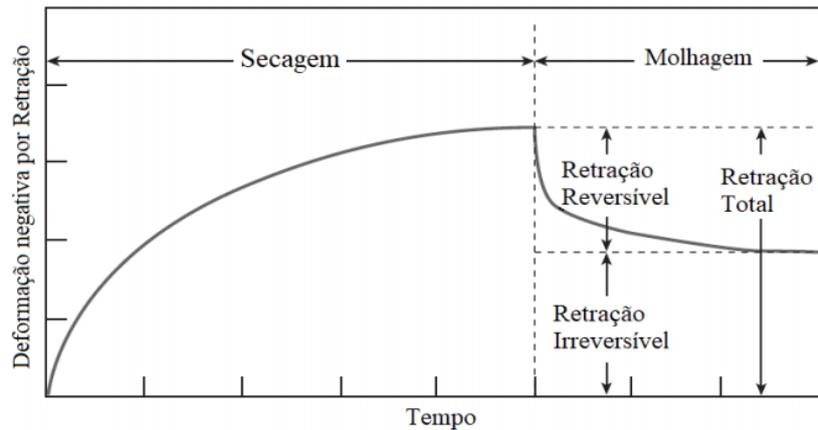


Figura 10 – Reversibilidade da deformação por retração (Adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2006).

A partir do exposto, MEHTA & MONTEIRO (2006) caracterizam a retração por secagem como reversível e a retração endógena como irreversível.

2.2.2.1. Fatores que influenciam a retração

De modo geral, os mesmos fatores que influenciam positivamente a resistência à compressão do concreto também influenciam a retração autógena. O efeito oposto ocorre com a retração por secagem (RODRIGUES, 2010).

Os principais fatores que influenciam a deformação por retração são descritos a seguir:

a) Agregados

O volume total de agregados na mistura é fundamental para controlar a retração, já que o agregado possui estabilidade volumétrica e restringe a deformação da pasta de cimento. Assim, quanto maior a proporção de agregados na mistura, menor a

deformação por retração. A Figura 11 apresenta a relação entre a concentração de agregados, em porcentagem, e a deformação devida à retração por secagem.

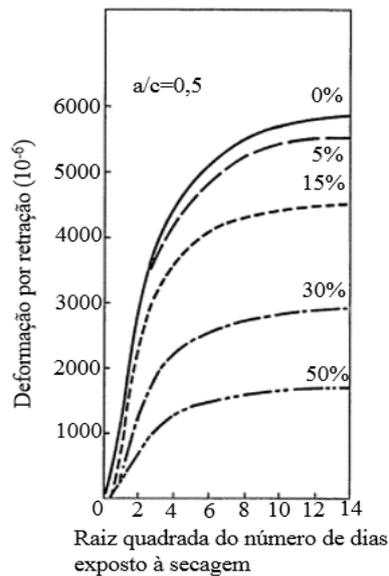


Figura 11- Influência do volume de agregados na retração por secagem (Adaptado de PICKETT, 1946).

Além disso, quanto maior o módulo de elasticidade dos agregados, menor a deformação por retração. De acordo com METHA & MONTEIRO (2006), a substituição do agregado (de baixo módulo de elasticidade para um de alto módulo de elasticidade) pode alterar a retração por secagem em até 2,5 vezes. A Figura 12 ilustra a relação entre a retração por secagem, após dois anos, e o módulo de elasticidade secante dos agregados.

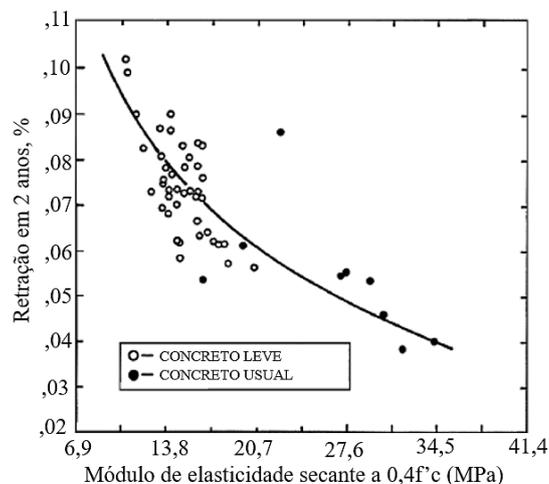


Figura 12- Relação entre o módulo de elasticidade dos agregados e a retração por secagem (Adaptado de REICHARD, 1964).

b) Relação água/cimento

Quanto maior a relação água/cimento, menor a deformação por retração autógena (Rodrigues, 2010). No entanto, o aumento da relação água/cimento tem uma contribuição negativa, aumentando a retração por secagem. A Figura 13 apresenta a influência da relação água/cimento e das quantidades de cimento e de água na retração a longo prazo.

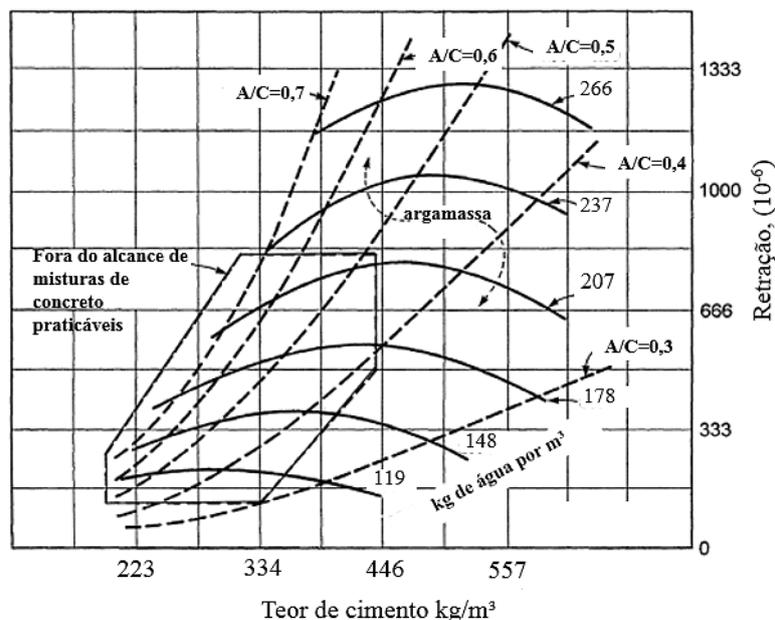


Figura 13- Influência da relação água/cimento na retração por secagem do concreto (Adaptado de BLANKS *et al.*, 1940).

c) Tipo do cimento e aditivos

O aumento da resistência à compressão característica do concreto não afeta diretamente a capacidade de deformação por retração, porém o tipo de cimento usado e a velocidade da pega podem alterar a magnitude dessas deformações. Concretos de alta resistência tendem a ter menor deformação por retração devido à menor quantidade de água livre após a hidratação (GILBERT & RANZI, 2011).

A presença de aditivos minerais, como sílica ativa ou material pozzolânico, também afeta as propriedades relacionadas à retração. Conforme apresentado na Figura 14, em estudo realizado por IGARASHI *et al.* (2000), o concreto com adição de sílica ativa apresentou diminuição na retração autógena para diferentes relações de água/cimento. De acordo com o FIB (2010), maiores quantidades de escória ou

material pozolânico também reduzem os efeitos de retração devido à redução da quantidade de cimento na mistura.

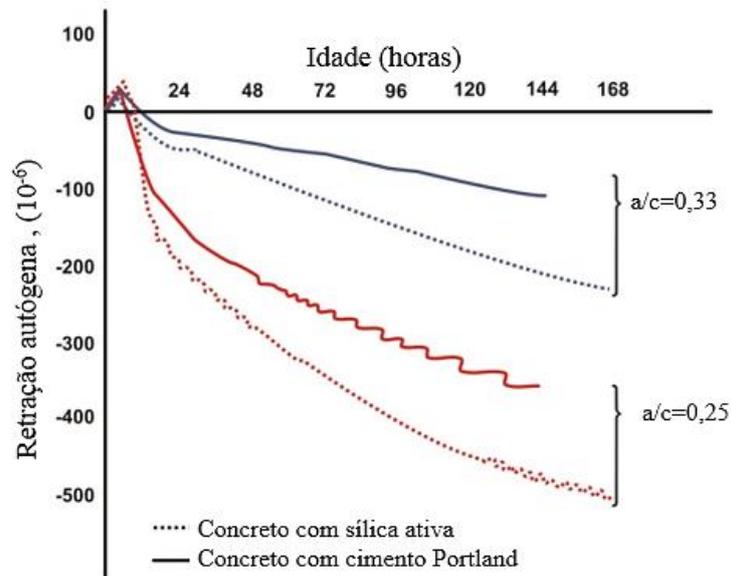


Figura 14 – Retração autóloga para concretos com adição de sílica ativa (Adaptado de IGARASHI *et al.*, 2000).

d) Umidade relativa do ar

A retração é afetada principalmente pela umidade relativa do ar. Variações na umidade relativa do ar influenciam diretamente a umidade interna do material por equilíbrio, causando evaporação ou condensação. A retração por secagem do elemento é significativamente maior em climas secos, enquanto concretos submersos podem sofrer inchamento.

e) Temperatura

Temperaturas altas aumentam a perda de água por secagem e, por consequência, a deformação por retração. O Código FIB 2010 leva em consideração a temperatura no cálculo da deformação por retração.

f) Período de cura

Períodos de cura mais extensos reduzem a retração por secagem em, aproximadamente, 10% a 20%, pois diminuem a perda de água do concreto em baixas idades (ACI 209.2R-08, 2008). A cura à vapor pode levar a deformações por retração do concreto ainda menores.

g) Forma do elemento

Um dos principais fatores que alteram a retração por secagem é a área exposta da superfície do elemento estrutural. Em elementos esbeltos, como lajes de pavimentos, o processo de secagem se completa em alguns anos. Porém, em elementos de maior espessura, como blocos de coroamento ou barragens, a secagem pode continuar por toda a vida útil da estrutura.

2.2.2.2. Relação entre fluência e retração

Os dois fenômenos responsáveis pelo comportamento reológico do concreto são de fácil distinção teórica, porém em aplicações práticas da engenharia é difícil distingui-los.

Quando um corpo-de-prova de um concreto jovem é carregado, verifica-se a simultaneidade das deformações por fluência e por retração (endógena e por secagem). Assim, a fluência pode ser medida como a diferença entre a deformação total de um corpo-de-prova carregado e a de outro corpo-de-prova nas mesmas condições, mas sem a presença de carregamento, no mesmo período de tempo.

Pode ser observada, a partir da Figura 15, que a deformação devida à fluência básica real é a deformação por retração autógena subtraída da deformação por fluência básica medida.

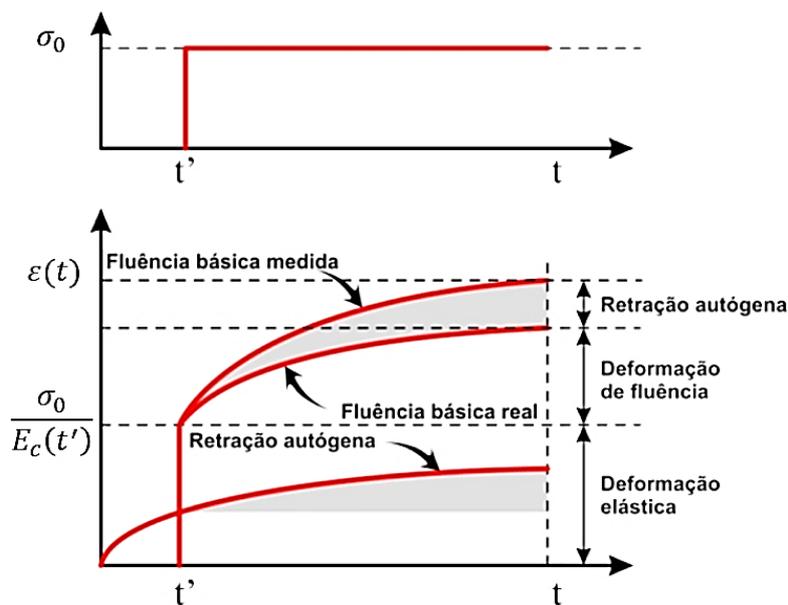


Figura 15- Deformações com o tempo em um corpo-de-prova com carregamento constante (Adaptado de LEE *et al.*, 2006).

Para um corpo-de-prova selado e carregado, ou seja, em que não há perda de água para o ambiente, é possível medir a retração autógena e a fluência básica. Já para um corpo-de-prova não selado e carregado, a deformação total é resultado dos seguintes fenômenos: fluência básica; fluência por secagem; retração autógena; retração por secagem e deformação elástica.

2.2.3. Relaxação

O aço de protensão também apresenta efeitos reológicos. Esse fenômeno chamado de relaxação, pode ser observado quando a armadura ativa, sob deformações restritas pelas ancoragens, perde tensão ao longo do tempo.

Deve ser entendido que o problema da fluência e da relaxação difere apenas na condição de contorno. De acordo com SCHULZ (1993), a fluência pura é a resposta do material quando submetido a uma tensão permanente.

Já a relaxação pura é a resposta a uma deformação imposta constante. A Figura 16 ilustra os efeitos da fluência e da relaxação em corpos-de-prova: de concreto, sob tensão constante, e do aço, sob deformação constante.

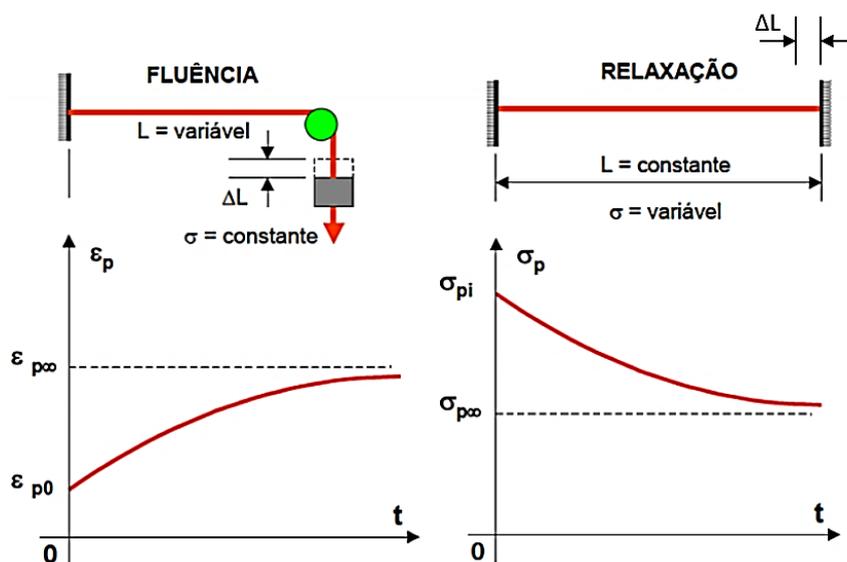


Figura 16 – Representação dos efeitos da fluência pura e da relaxação (HANAI, 2005).

A tensão inicial aplicada no aço de protensão geralmente é elevada. A norma brasileira NBR 6118 (2014) permite tensões de até 74% da tensão de ruptura do material. Nesses níveis de tensão, os aços de alta resistência tendem a se deformar com o tempo.

Caso esses cabos tenham seu deslocamento impedido, as perdas de tensão por relaxação passam a ser significativas. Por outro lado, como a relaxação é dependente do nível de tensão nas armaduras, o efeito reológico nas armaduras passivas pode ser negligenciado, bem como nos aços com baixo nível de tensão (GILBERT & RANZI, 2011).

2.3. Prescrições normativas

As recomendações normativas que tratam da avaliação dos efeitos reológicos segundo o moderno Código Modelo FIB 2010 são apresentadas a seguir.

2.3.1. Código Modelo FIB 2010

O Código Modelo FIB 2010 apresentado pela Fédération Internationale du Béton para previsão dos efeitos reológicos é baseado no antigo CEB-FIP 1990.

As formulações recomendadas são válidas para elementos de concreto estrutural com resistência à compressão entre 20 MPa e 130 MPa expostos em ambientes com umidade relativa entre 40% e 100% e sob temperaturas entre 5°C e 30°C. Em todas as situações, considera-se que os carregamentos sejam aplicados, no mínimo, um dia após a concretagem e que as tensões atuantes não superem 40% da resistência à compressão média do concreto, sob a temperatura padrão de 20°C. As expressões são ajustadas para climas temperados, como europeu, com médias de temperaturas menores que em regiões tropicais, como no Brasil. No caso das obras brasileiras, é conveniente corrigir as temperaturas do concreto maiores do que 20°C.

Para levar em consideração temperaturas diferentes em relação àquela do modelo calibrado (20°C), a Eq. (2.7), calcula a idade fictícia que representaria o efeito de uma temperatura mais alta ou mais baixa, tal que:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (2.7)$$

onde:

t_T é a idade fictícia ajustada que substitui t nas equações correspondentes em dias;

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

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

2.3.1.1. Resistência e módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade inicial $E_{c,28}$ (em MPa) é calculado em função da resistência à compressão média do concreto a 28 dias, f_{cm} (em MPa), e o tipo de agregado usado na mistura. Em 28 dias, o valor é dado por:

$$E_{c,28} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (2.8)$$

$$f_{cm} = (f_{ck} + 8MPa) \quad (2.9)$$

O coeficiente α_E , que depende do tipo de agregado, pode ser obtido na Tabela 1.

Tabela 1 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade do concreto (Adaptado do Código FIB 2010).

Tipo de agregado	α_E
Basalto, diabásio	1,2
Quartzo	1,0
Calcário	0,9
Arenito	0,7

O fator de aumento $\beta_{cc}(t)$, que correlaciona o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto com seus respectivos valores aos 28 dias, como mostra as expressões 2.11 e 2.12, é dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}} \right) \right] \quad (2.10)$$

onde:

s é o coeficiente que depende da classe de resistência do cimento, obtido da Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficiente s (Adaptado do FIB 2010).

f_{cm} (MPa)	Classe de resistência do cimento	s
≤ 60	32,5N	0,38
	32,5R; 42,5N	0,25
	42,5R; 52,5N; 52,5R	0,20
> 60	todas as classes	0,20

As classes de resistência de cimento (norma EN 197-1) são designadas pela resistência do cimento a 28 dias em ensaio padrão. A norma europeia EN 196-1 define o método de ensaio de resistência. A letra N designa um cimento usual e a letra R um cimento de alta resistência inicial. A norma brasileira NBR 7215:1997 especifica como é feita a determinação da resistência do cimento brasileiro.

A determinação do módulo de elasticidade inicial e da resistência a compressão média do concreto, em t dias, é dada por:

$$E_c(t) = E_{c,28} \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (2.11)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.12)$$

2.3.1.2. Fluência

De acordo com o Código-modelo FIP 2010, o concreto tem comportamento linear visco-elástico temporal e o princípio da superposição é considerado válido. As relações usadas são empíricas e calibradas com base em ensaios de elementos submetidos à compressão. O Código-modelo FIB 2010 considera a fluência decomposta em duas partes: fluência básica e fluência por secagem.

A determinação do coeficiente de fluência é feita a partir da expressão:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (2.13)$$

onde:

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

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

A fluência não depende diretamente da resistência à compressão do concreto ou da idade do carregamento (ver comentários do item 5.1.9.4.3 do Código FIB-2010), mas da composição do concreto e do seu grau de hidratação. No entanto, essas características são dificilmente mensuráveis na fase de projeto. Por isso, o Código-modelo FIB-2010 correlaciona esses parâmetros com características especificadas em projeto.

O tipo de cimento influencia no grau de hidratação da pasta de concretos de mesmas idades. Para levar em conta esse fato, a idade do carregamento é ajustada de acordo com o tipo de cimento utilizado, tal que:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ dias} \quad (2.14)$$

onde:

$t_{0,T}$ é a idade do concreto quando carregado considerando a temperatura em dias, de acordo com a Eq. (2.7);

α é o coeficiente que depende da classe de resistência do cimento, dado na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficiente α (Adaptado do Código FIB, 2010).

Classe de resistência do cimento	α
32,5N	-1
32,5R - 42,5N	0
42,5R - 52,5N - 52,5R	1

O coeficiente básico de fluência é expresso em função de uma componente que depende da resistência à compressão média do concreto, aos 28 dias (f_{cm}), e de uma componente dependente do tempo, são elas:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (2.15)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{f_{cm}^{0,7}}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (2.16)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] \quad (2.17)$$

O coeficiente de fluência por secagem depende, além dos fatores supracitados, da umidade relativa do ar, tal que:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (2.18)$$

com:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (2.19)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \frac{h}{100}}} \quad (2.20)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (2.21)$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (2.22)$$

onde:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (2.23)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \sqrt{\left(\frac{35}{f_{cm}}\right)} \leq 1500 \sqrt{\left(\frac{35}{f_{cm}}\right)}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (2.24)$$

Nas equações anteriores, tem-se que:

RH é umidade relativa do ar, em porcentagem;

h é a espessura fictícia do elemento, igual a $2A_c/u$, em mm;

A_c é a área da seção de concreto em mm²;

u é o perímetro da peça de concreto em contato com o ar, em mm.

O efeito de temperaturas diferentes do valor de referência de 20°C, dos ensaios de fluência, deve ser considerado no tempo de carregamento, como também nos coeficientes de fluência.

Assim, o coeficiente β_h deve ser substituído na equação por $\beta_{h,T}$ na equação (2.22), tal que:

$$\beta_{h,T} = \beta_h \cdot \beta_T \quad (2.25)$$

$$\beta_T = \exp\left(\frac{1500}{273 + T} - 5,12\right) \quad (2.26)$$

Os coeficientes de fluência $\varphi_{bc}(t, t_0)$ e $\varphi_{dc}(t, t_0)$ ajustados são obtidos por:

$$\varphi_{bc,T}(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) \cdot \varphi_T \quad (2.27)$$

$$\varphi_{dc,T}(t, t_0) = \varphi_{dc}(t, t_0) \cdot \varphi_T^{1,2} \quad (2.28)$$

onde:

$$\varphi_T = \exp[0,015(T - 20)] \quad (2.29)$$

O concreto apresenta comportamento de fluência não-linear para níveis de tensão superior a 40% da tensão resistente compressão média do concreto, f_{mc} . O Código Modelo FIB 2010 prevê, de forma simplificada, o aumento da fluência para concretos sob alta tensão.

Para tensões entre $0,4f_{cm}(t_0)$ e $0,6f_{cm}(t_0)$, o coeficiente de fluência pode ser calculado de acordo com a Eq.(2.30):

$$\varphi_{\sigma}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \exp \left[1,5 \left(\frac{|\sigma_c|}{f_{cm}(t_0)} - 0,4 \right) \right] \quad (2.30)$$

onde:

σ_c é a tensão de compressão atuante no concreto em MPa.

2.3.1.3. Retração

O Código-modelo FIB 2010 subdivide a retração total em duas componentes: retração básica e por secagem, tal que:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (2.31)$$

onde:

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

Assim como na fluência, a retração não depende diretamente da resistência à compressão do concreto, mas da composição do concreto (ver comentários do item 5.1.9.4.4 da norma FIB 2010). No entanto, as expressões são formuladas correlacionando-as aos parâmetros de resistência à compressão média, f_{cm} .

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

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (2.32)$$

com:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0,1f_{cm}}{6 + 0,1f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (2.33)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) \quad (2.34)$$

onde:

α_{bs} é o coeficiente que depende do tipo de cimento, apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficientes α em função do tipo do cimento (Adaptado de FIB 2010).

Classe de resistência do cimento	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
32,5N	800	3	0,013
32,5R - 42,5N	700	4	0,012
42,5R - 52,5N - 52,5R	600	6	0,012

A componente de retração por secagem é calculada a partir da expressão:

$$\varepsilon_{c ds}(t, t_s) = \varepsilon_{c ds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (2.35)$$

com:

$$\varepsilon_{c ds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (2.36)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035 \cdot (h)^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (2.37)$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) & \text{para } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{para } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad (2.38)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (2.39)$$

onde:

α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependem do tipo de cimento, de acordo com a Tabela 4.

O Código-modelo FIB 2010, em sua seção comentada (ver comentários do item 5.1.9.4.4), cita que, em países fora da Europa, a concentração de cimento no concreto estrutural é maior que o recomendado pelo Eurocódigo EN 1992-1-1(2002). Isso pode levar a valores de retração 20% superior ao previsto no Código-modelo.

Para temperaturas médias superiores a 20°C, a reação de hidratação é acelerada e aumenta os efeitos da retração.

Para levar em conta o aumento de temperatura na retração básica, a idade do concreto deve ser corrigida pelo coeficiente definido na expressão (2.7).

Para levar esse efeito em consideração na retração por secagem, o Código-modelo ajusta a idade do concreto no desenvolvimento da retração por secagem, bem como o coeficiente retração por secagem, tal que:

$$\varepsilon_{cds,T}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0,T}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH,T}(RH, T) \cdot \beta_{ds,T}(t - t_s, T) \quad (2.40)$$

com:

$$\varepsilon_{cds0,T}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (2.41)$$

$$\beta_{ds,T}(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035 \cdot (h)^2 \cdot \exp[-0,06(T - 20)] + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (2.42)$$

$$\beta_{RH,T}(RH, T) = \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{sT} \quad (2.43)$$

$$\beta_{sT} = 1 + \left(\frac{4}{103 - RH} \right) \cdot \left(\frac{T - 20}{40} \right) \quad (2.44)$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) & \text{para } 40 \leq RH < RH_T \\ 0,25 & \text{para } RH \geq RH_T \end{cases} \quad (2.45)$$

$$RH_T = 99 \cdot \beta_{s1} + \beta_{s1,T} \leq 100\% \quad (2.46)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (2.47)$$

$$\beta_{s1,T} = \left(\frac{T - 20}{25} \right)^3 \quad (2.48)$$

No presente trabalho, o efeito da temperatura não foi analisado. Porém deve ser ressaltado que os resultados de fluência e de retração, com base no modelo europeu, podem ser subestimados quando usados concretos em regiões de clima tropical.

2.3.1.4. Relaxação

O Código-modelo FIB 2010 apresenta uma formulação que pode ser utilizada para o cálculo da relaxação do aço. De acordo com o Código-modelo, as perdas máximas por relaxação devem ser definidas a partir de ensaios a temperatura de 20°C, por um período

de 1000h, submetidos a tensão de 70% a 80% da tensão de ruptura f_{ptk} . Para valores de tensão inicial intermediários, deve ser feita uma interpolação linear.

O Código-modelo CEB-FIP 1990 especifica três classes de aço, sendo assim definidas:

- a) Classe 1: Relaxação normal para fios e cordoalhas;
- b) Classe 2: Relaxação baixa para fios e cordoalhas;
- c) Classe 3: Relaxação para barras.

No entanto, o Código FIB 2010 considera somente a classe 2, seguindo a tendência mundial de mercado de não se utilizar cordoalhas de relaxação normal. Na realidade, as cordoalhas de relaxação normal possuem uma relaxação muito elevada e por isso não devem ser utilizadas.

Para fins de projeto, podem ser feitas aproximações com o uso de métodos matemáticos mesmo quando os aços não são ensaiados para obtenção da perda máxima por relaxação. O nível de aproximação depende das informações disponíveis a respeito do aço de protensão no momento de projeto:

- Nível I: esse tipo de aproximação é aplicável quando as perdas por relaxação não são confirmadas por ensaios para o aço de protensão utilizado;
- Nível II: a aproximação se aplica quando os valores assumidos para as perdas por relaxação são obtidos por meio de ensaios. A aproximação deve ser determinada como o melhor ajuste de curva possível aos resultados dos ensaios para um dado valor de inicial de tensão e temperatura com duração de, pelo menos, 1000 horas.

A Eq. (2.49), deve ser usada para estimar a relaxação para o nível I de aproximação.

$$\rho_t = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (2.49)$$

onde:

ρ_t é a relaxação após t horas;

ρ_{100} é a relaxação após 100 horas, para baixo desenvolvimento (Tabela 6);

ρ_{1000} é a relaxação após 1000 horas, de acordo com a Tabela 5;

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

Tabela 5 - Perda máxima de tensão por relaxação após 1000 horas

(Adaptado do FIB 2010).

Tipo de aço	Tensão inicial	Perda máxima
Fios/cordoalhas (baixa relaxação)	$0,7f_{ptk}$	2,5%
Fios/cordoalhas (baixa relaxação)	$0,8f_{ptk}$	4,5%
Barras <15mm	$0,7f_{tk}$	6%
Barras >15mm	$0,7f_{tk}$	4%

A Tabela 6 pode ser usada como um indicativo de como a relaxação se desenvolve nas primeiras 1000 horas de ensaio. Para baixo desenvolvimento, isto é, aços com relaxação baixa, variações de $\pm 5\%$ podem ser aplicadas aos valores tabelados para 100 horas ou mais. Já para rápido desenvolvimento, ou seja, aços com perdas mais elevadas nas primeiras horas, variações de $\pm 10\%$, são aplicáveis aos valores tabelados para menos de 100 horas.

Tabela 6 – Relação entre perdas por relaxação e tempo até 1000 horas

(Adaptado do FIB 2010).

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

Vale ressaltar que a perda por relaxação é extremamente relacionada a temperatura. O Código-modelo FIB 2010 cita que quando o aço é exposto em temperaturas superiores em períodos de tempo significantes, a relaxação se desenvolve mais rapidamente e aumenta a magnitude. A Figura 17 ilustra a perda de tensão por relaxação em função da temperatura.

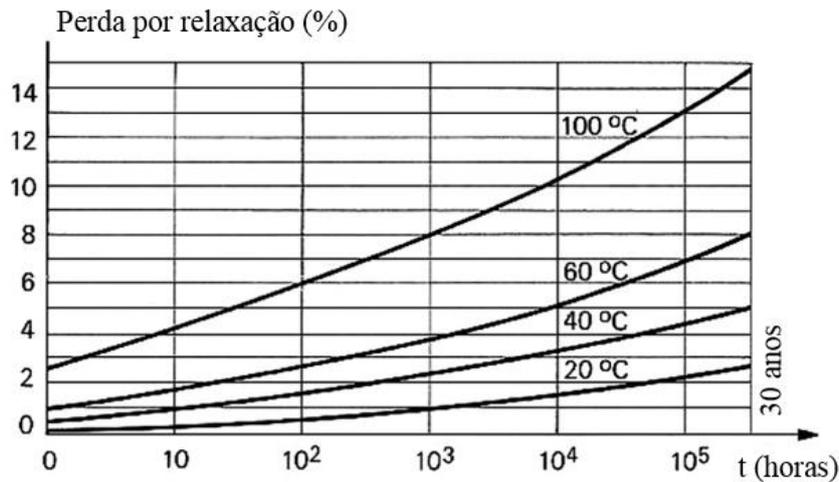


Figura 17 - Perdas por relaxação versus tempo (Adaptado de FIB, 2010)

2.4. Comportamento de estruturas com histórico de tensões variáveis no tempo

A deformação de uma fibra de concreto no instante t quando submetido a uma tensão constante no instante t_0 , é dada por:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} \left[1 + \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_{28})} \cdot \varphi(t, t_0) \right] + \varepsilon_{sh}(t) \quad (2.50)$$

Com referência a uma análise reológica, no caso onde há fases construtivas, com concretos aplicados em diferentes idades, formando uma seção composta, as fibras da seção sofrem deformações diferidas distintas para um mesmo intervalo de tempo. Para manter a compatibilidade de deformações é necessário que ocorram tensões adicionais variáveis no tempo na seção transversal que serão auto-equilibradas, se a estrutura for isostática, isto é, não haverá esforços resultantes adicionais quando integrada na seção transversal. No entanto, uma redistribuição de tensões e deformações irão ocorrer na estrutura se a estrutura for hiperestática. Isto implica que as tensões a que uma fibra da seção é submetida não são constantes mesmo quando o esforço interno na seção transversal for constante, numa análise reológica.

Nesses casos, o cálculo da deformação de uma fibra de concreto requer a adição à Eq. (2.50) um novo termo integral (conhecida como a integral de Volterra) que é indicada na expressão Eq. (2.51).

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} \left[1 + \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_{28})} \cdot \varphi(t, t_0) \right] + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma}{d\tau} \left[1 + \frac{E_c(\tau_0)}{E_c(t_{28})} \cdot \varphi(t, \tau_0) \right] \cdot \frac{d\tau}{E(\tau)} + \varepsilon_{sh}(t) \quad (2.51)$$

O problema torna-se não linear e complexo. Como a variação de tensão no tempo depende da história de deformações, a solução exata do problema exige uma análise passo a passo no tempo. Esse processamento é possível quando é feita a utilização de programas em elementos finitos com modelagem do tipo “*staged construction*”.

Com a finalidade de fazer uma análise mais prática, foi proposto por Trost e Bazant, nos anos 60, o método do coeficiente de envelhecimento. A simplificação proposta consiste em reduzir a fluência por meio de um coeficiente $\chi(t, t_0)$, denominado coeficiente de envelhecimento. Isso é feito pois a fluência ocorre com magnitude menor do que a obtida se a mesma variação de tensão $\Delta\sigma$ fosse integralmente aplicada no tempo t_0 e mantido constante até o tempo t .

$$\int_{t_0}^t \frac{d\sigma}{d\tau} \left[1 + \frac{E_c(\tau_0)}{E_c(t_{28})} \cdot \varphi(t, \tau_0) \right] \cdot \frac{d\tau}{E(\tau)} = [1 + \chi(t, t_0)] \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\Delta\sigma}{E_c(t)} \quad (2.52)$$

onde:

χ - Fator de envelhecimento, que pode ser tomado igual a 0,8 ou determinado por uma análise do tipo “time-step”.

Desta forma, se as deformações podem ser assumidas lineares com o coeficiente de fluência, então o coeficiente χ é exato. A sobreposição da evolução das deformações temporais lineares com fluência é bastante realista e pode ser adotado para a maioria dos casos do projeto de estruturas onde há processos de tensão variável, uma vez que estas estruturas (se sofrem deformação diferida) evoluem com o tempo relaxando um estado de tensão inicial evoluindo para um final.

A norma europeia (EN1992-2) em seu anexo KK prevê um método simplificado para o cálculo das tensões no tempo infinito para estruturas que sofrem mudança na condição de vinculação a partir do método do coeficiente de envelhecimento simplificado. O método recomendado consiste em determinar a sollicitação em $t = \infty$, a partir das sollicitações da fase de construção, acrescidas de uma proporção da diferença entre as sollicitações fictícias idealizadas atuando apenas na estrutura concluída e as sollicitações na fase de construção, a partir da expressão:

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \cdot \frac{E_c(t_c)}{E_c(t_0)} \cdot \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(\infty, t_c)} \quad (2.53)$$

onde:

S_{∞} é a solicitação final;

S_0 é a solicitação na fase construtiva ao ser finalizada a construção

S_c é a solicitação da estrutura, se a estrutura fosse descimbrada de uma só vez.

$\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência (para $t=\infty$) do concreto considerando o instante t_0 , quando ocorre a aplicação da carga;

$\varphi(t_c, t_0)$ é o coeficiente de fluência do concreto no instante t_c , quando ocorre a modificação do sistema estrutural, considerando o instante t_0 quando ocorre a aplicação da carga;

$\varphi(\infty, t_c)$ é o coeficiente de fluência (para $t=\infty$) do concreto considerando o instante t_c , quando ocorre a mudança no sistema estrutural.

2.4.1. Efeitos reológicos em balanços sucessivos

A mudança no estado de tensão ao longo do tempo devida à mudança no sistema estrutural em pontes de concreto é largamente conhecida quando são projetadas pontes em balanços sucessivos.

Nesse sistema construtivo, faz-se a construção de balanços isostáticos que avançam progressivamente até se encontrarem no meio do vão. Nesse encontro, é feito um fechamento onde são protendidos cabos na mesa inferior do balanço. Nesses casos, a ponte é construída como uma estrutura isostática e que no instante em que é concluída a estrutura, o momento fletor é nulo na ponta do balanço (meio do vão). No entanto, após o fechamento há uma importante mudança do sistema estrutural e a ponte passa a ser uma viga contínua. Os efeitos reológicos se desenvolvem preponderantemente no modelo hiperestático provocam redistribuição das solicitações, aplicadas no sistema isostático.

Caso não ocorresse o fechamento ou para sistemas construtivos com rótulas no vão central, a deformação devido aos efeitos reológicos ocorreria de acordo com o apresentado na Figura 18.

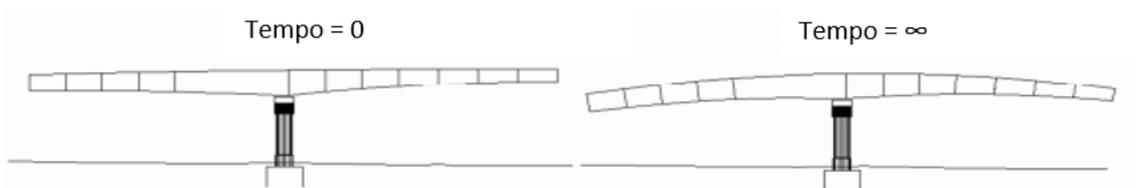


Figura 18 – Deformação ao longo do tempo devido ao peso-próprio (FONSECA, 2015).

De forma análoga, a protensão causaria uma deformação no tempo $t=\infty$ de acordo com a Figura 19.

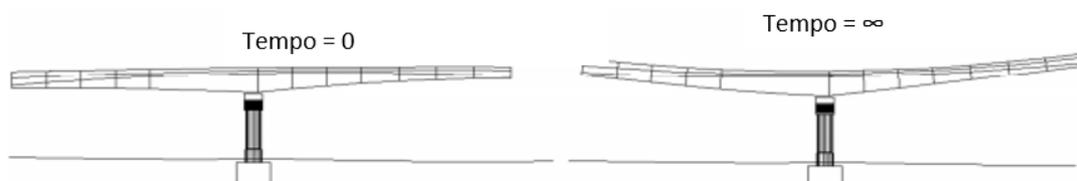


Figura 19 – Deformação ao longo do tempo devida à protensão (FONSECA, 2015).

No entanto, essas deformações ao longo do tempo ocorrem após o fechamento da estrutura. Para levar em conta esse efeito, usualmente, é avaliada a distribuição das solicitações ao longo do tempo considerando uma situação intermediária entre a resposta elástica da estrutura isostática de balanços no tempo $t=0$ (Figura 20) e uma situação fictícia como se a estrutura fosse integralmente executada em uma única etapa (Figura 21) (FONSECA, 2015).

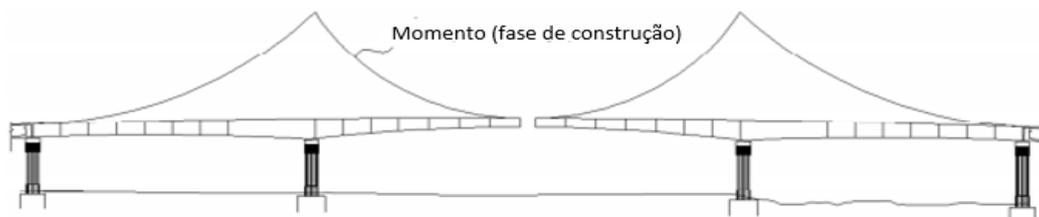


Figura 20 – Diagrama de momento fletor em balanços sucessivos na fase construtiva (FONSECA, 2015).

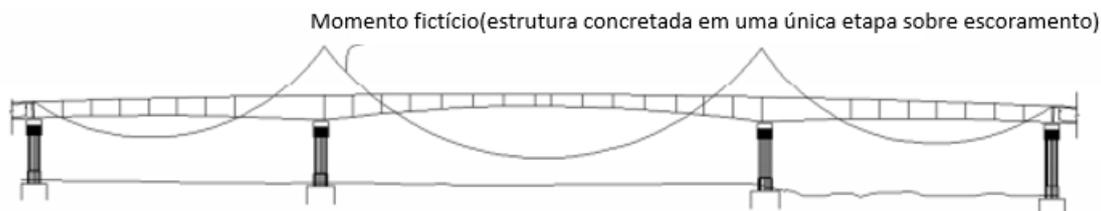


Figura 21- Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio, considerando viga contínua, descimbrada de uma só vez. (FONSECA, 2015).

A redistribuição das solicitações devido à reologia, considerando a mudança do sistema estrutural, provoca um diagrama de momento fletor situado entre as duas situações (Figura 22).

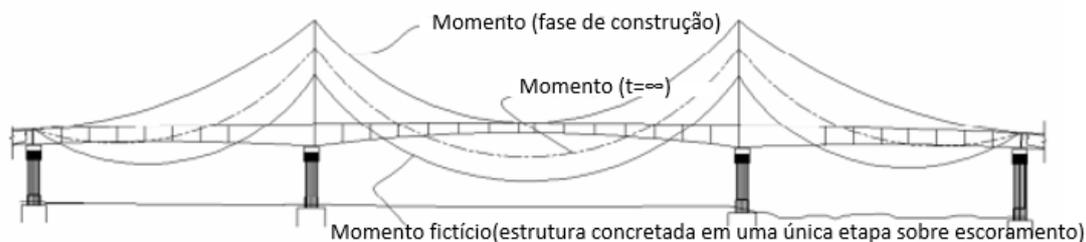


Figura 22 – Diagrama de momento fletor para o peso próprio para $t=\infty$ (FONSECA, 2015).

2.4.2. Efeitos reológicos em pontes de vigas pré-moldadas

No caso de estruturas com vigas pré-moldadas/pré-fabricadas com laje executada posteriormente, o processo construtivo impõe uma modificação na distribuição de tensões ao longo do tempo, tanto pela variação dos esforços aplicados quanto pela modificação da seção transversal.

A execução da laje, posterior ao carregamento das vigas, com peso próprio e protensão faz com que o centro de gravidade e, conseqüentemente, a excentricidade dos cabos de protensão aumentem consideravelmente devido à laje trabalhando como mesa colaborante.

Em pontes com vigas pré-moldadas usuais, a protensão é aplicada na viga isolada. Nesse momento as tensões provenientes dos esforços de protensão e peso próprio atuam apenas na viga. O momento de protensão é calculado em função do centroide do elemento viga (Figura 23).

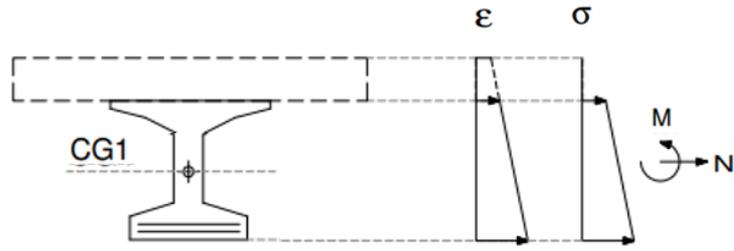


Figura 23 – Tensão e deformação na fase inicial de execução das vigas (CAMARA, 2001)

Logo após a execução da laje há uma descontinuidade nas tensões entre a fibra superior da viga e o bordo inferior da laje. É esperado que haja compatibilização entre as tensões devidas às deformações por fluência (Figura 24). Na primeira imagem é mostrada a situação depois de concretada a laje superior, em que as deformações na realidade são diferentes. A figura mostra na segunda imagem as deformações da mesa e da viga consideradas separadas estruturalmente.



Figura 24 – Compatibilização da deformação de fibras adjacentes devida à fluência (CAMARA, 2001).

No entanto, assim como na estrutura em balanços sucessivos, a estrutura tende a se adaptar ao sistema estrutural final, resultando em um estado de tensão intermediário (Figura 25).

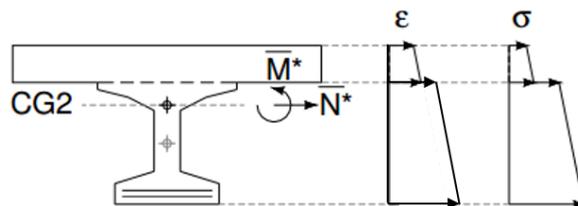


Figura 25 – Tensão e deformação na viga composta (CAMARA, 2001).

Para avaliação desses efeitos, pode-se recorrer à modelagem em elementos finitos com a consideração das fases construtivas, ou por meio do método do envelhecimento de Bazant.

3. PROTENSÃO EM VIGAS DE CONCRETO

Apresenta-se, a seguir, um breve histórico das pontes em concreto protendido com tabuleiros de vigas múltiplas, bem como a descrição dos tipos de protensão e das perdas de tensão das armaduras ativas.

3.1. Aspectos históricos

A construção de pontes e viadutos com tabuleiros pré-moldados ou pré-fabricados protendidos é um dos métodos mais utilizados no mundo para construção de pontes com vãos de até 40 metros. No Brasil, comumente, esse método construtivo é empregado com o sistema estrutural isostático com vãos biapoiados.

A utilização de vigas pré-moldadas de concreto teve início na década de 30 e, com o avanço da tecnologia da protensão, do sistema de transporte e da montagem, essa técnica teve grande avanço na década de 50.

A protensão aplicada em peças de concreto foi inicialmente proposta pela primeira vez por P. H. Jackson, em São Francisco, EUA, em 1886. No ano de 1888, W. Doehring apresentou a primeira patente de protensão e, em 1906, M. Knoenen realizou o primeiro ensaio com aço tracionado, ambos em Berlim. Nos anos seguintes, outras patentes e ensaios foram realizados, porém, foram ineficientes por não considerarem as perdas por retração e fluência do concreto. O emprego de aço de alta resistência com altas tensões foi reconhecido pelo americano R.H. Dill, em 1923, em Nebraska, EUA (LEONHARDT, 1983).

O trabalho pioneiro sobre a protensão em concreto foi apresentado por Eugène Freyssinet, em 1928. Ele também projetou a primeira obra em concreto protendido. A ponte sobre o Rio Marne, em Luzancy, França, concluída após o término da Segunda Guerra Mundial, é formada por um pórtico biarticulado com 74 m de vão (LEONHARDT, 1983).

A Figura 26 apresenta foto da execução desta ponte sobre o Rio Marne.

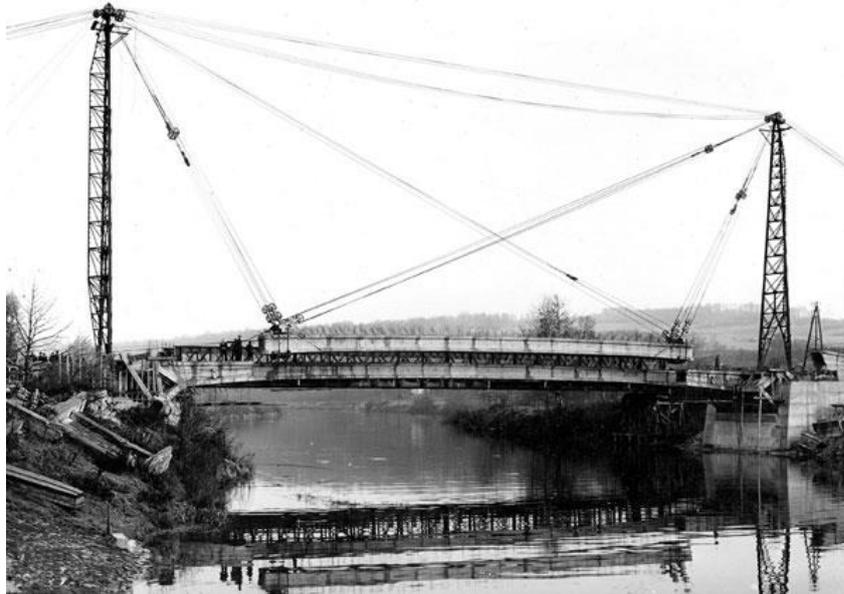


Figura 26– Ponte sobre o rio Marne

(http://wp.efreyssinet-association.com/wp-content/uploads/O2_luzancy5.jpg (Acesso 18 de agosto 2018)).

No Brasil, a primeira ponte protendida também foi projetada por Eugène Freyssinet. A Ponte do Galeão, inicialmente desenvolvida em vigas contínuas e moldadas *in-loco*, foi concluída em 1948 utilizando vigas pré-moldadas protendidas com o novo sistema de protensão não aderente que já estava sendo utilizado na Europa na construção de diversas pontes destruídas durante a grande guerra. A obra, ilustrada na Figura 27, foi considerada, na época, recorde mundial de extensão (Vasconcelos, 1992).

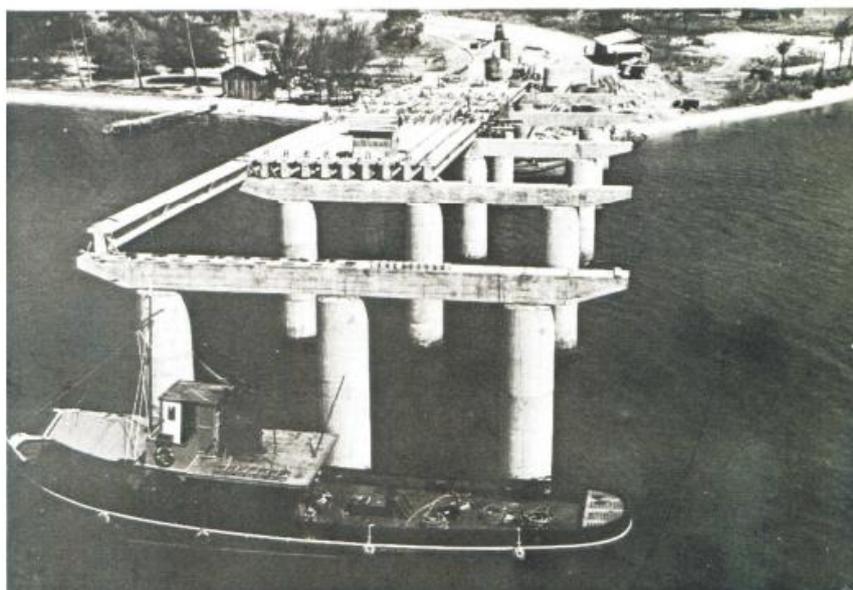


Figura 27 - Ponte do Galeão (Vasconcelos, 1992).

A partir de então, diversas empresas especializadas no setor foram criadas, tais como a STUP (Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte) e a DYWIDAG. Também foram desenvolvidas formulações teóricas consistentes que permitiram a elaboração de normas e recomendações, entre elas a norma alemã DIN 4227, de 1953, o Código Modelo CEB-FIP 78 e, posteriormente, a antiga NBR 7197, de 1982, que foi incorporada à NBR 6118, em 2003.

Historicamente, o Brasil tem como base o sistema rodoviário para o transporte de carga e de passageiros. Nessa malha rodoviária encontram-se mais de 5500 pontes construídas desde a década de 40. Conforme apresentado na Figura 28, a maior parte das pontes brasileiras são em vigas de concreto armado e mais de 40% das pontes brasileiras apresentam vãos entre 20 m e 40 m, tal como mostra a Figura 29 (MENDES, 2009).

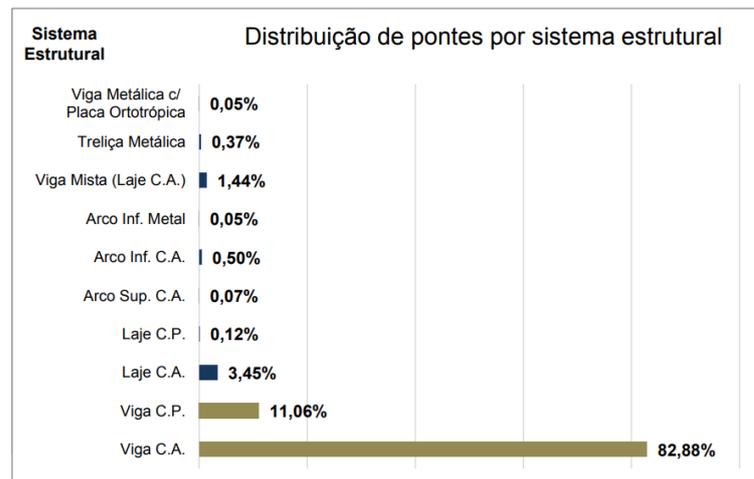


Figura 28 - Sistema estrutural das pontes brasileiras (MENDES, 2009).

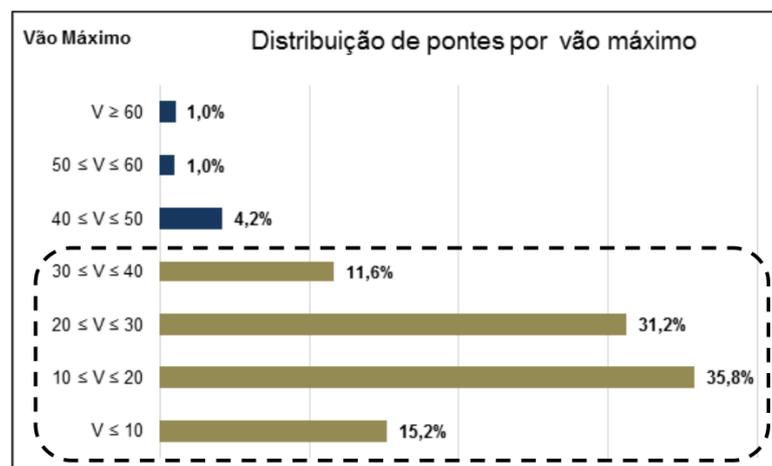


Figura 29- Distribuição de pontes por vãos máximos (MENDES, 2009).

Esses dados mostram a precariedade e o envelhecimento do sistema estrutural das obras de arte da malha rodoviária brasileira, visto que, atualmente, para esse comprimento de vão, a solução em concreto protendido é a mais adequada e viável economicamente.

A Figura 30 apresenta, de maneira aproximada, as curvas custo versus tamanho do vão para os diferentes materiais empregados na superestrutura das pontes. Observa-se que, para vãos entre 15 m e 40 m, a solução em concreto protendido é a mais econômica.

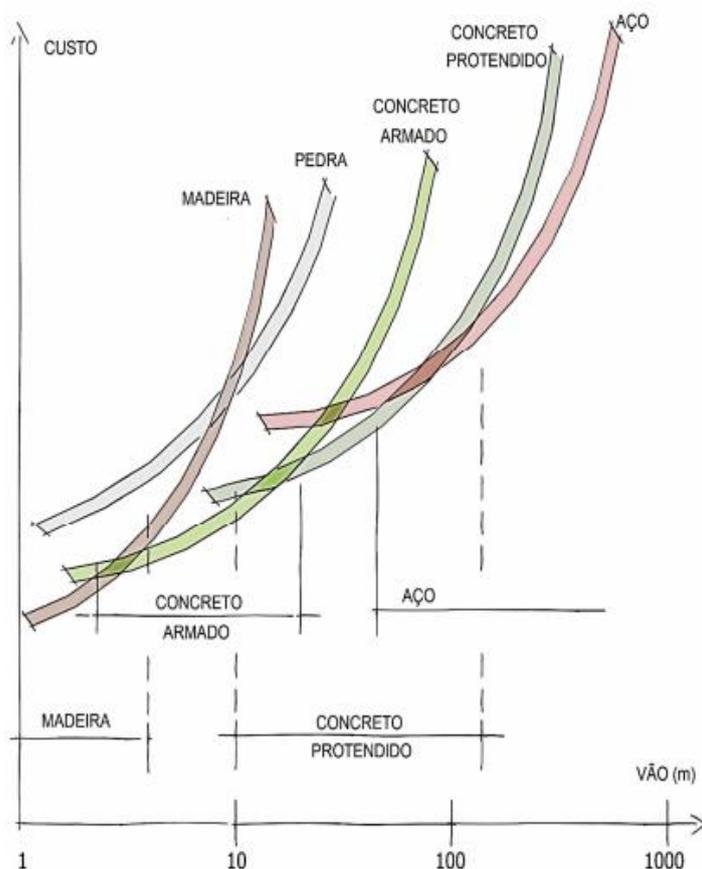


Figura 30 – Relação entre custo e vão em função do material (ALVES, 2018).

Os tabuleiros de pontes em vigas múltiplas podem ser executados por meio de dois métodos construtivos: pré-moldagem, quando as vigas são concretadas em canteiro provisório de obras, geralmente próximo ao local da obra; ou pré-fabricação, quando a produção é realizada em fábrica, com endereço fixo, e as peças produzidas são transportadas até o local da obra.

A necessidade de transporte, muitas vezes, limita a viabilidade da execução da obra de arte em vigas pré-fabricadas, pois o limite rodoviário do veículo com reboque, de 19,80m, pode atingir, no máximo, 30 m, quando houver autorização especial de trânsito.

Isso faz com que a indústria de pré-fabricados perca boa parte do mercado. No entanto, novas técnicas de produção vêm sendo desenvolvidas e utilizadas para possibilitar a execução de pontes com vãos maiores usando vigas pré-fabricadas.

3.2. Pré-tensão

A técnica da pré-tração ou protensão com aderência inicial é realizada a partir do tensionamento da armadura antes do endurecimento do concreto.

As vigas pré-tensionadas para tabuleiro de pontes pré-fabricadas necessitam, para sua execução, de estrutura fabril complexa, com o uso de pistas de protensão, blocos de reação com fundações robustas e, eventualmente, cilindros de grande capacidade de carga. Devido a esse alto custo de implantação dos equipamentos, as vigas são produzidas em ambientes com tecnologia e instalações especificamente construídas para esse fim.

As vigas pré-tracionadas, usualmente, são produzidas em fábricas, com a utilização de formas metálicas ou em concreto, que permitem melhor acabamento das peças. Já a mão de obra, de caráter permanente e altamente especializada, garante um rígido controle de qualidade da produção. Junta-se a isso a utilização de concretos de alta resistência, usinados em fábrica. Por essas razões, é esperado uma qualidade do produto final geralmente superior às vigas pré-moldadas em canteiros de obra.

Devido à necessidade de se transportar as peças por grandes distâncias, as vigas geralmente apresentam formas de maior esbeltez, possibilitando vencer vãos maiores com pouco peso. Além disso, as normas brasileiras permitem que, em ambientes com maior rigor de execução, como as fábricas, as exigências de cobrimento e de espessuras mínimas sejam reduzidas devido à menor possibilidade de erro durante a execução.

3.2.1. Método executivo

As vigas protendidas com aderência inicial são executadas conforme ilustrado na Figura 31. Nessa ilustração, (1), (2) e (3) representam os cabos de protensão, os cilindros de protensão e o concreto da viga, respectivamente.

Na operação (a), distribuem-se as cordoalhas de protensão, que são ancoradas na cabeceira da pista, em uma das extremidades. A partir daí, o macaco hidráulico na extremidade oposta, reage contra o apoio, estirando a armadura de protensão. Após

alcançado o alongamento necessário, as cordoalhas são fixadas ao bloco de ancoragem, na extremidade da pista.

Na etapa (b), são posicionadas as formas, montadas as armaduras e é feito o lançamento do concreto, seguido de vibração e acabamento na face superior das vigas. Para atingir maior produtividade, as fábricas podem fazer uso de cura úmida a vapor, a fim de permitir a transferência da força de protensão em até 24h.

Após atingir a resistência determinada pelo projetista, as cordoalhas são desligadas dos blocos de ancoragem por meio do corte com o uso de serra circular ou maçarico. Em virtude da aderência aço-concreto, dá-se a transferência de protensão sem a necessidade de dispositivos de ancoragem na peça de concreto (Figura 31 (c)).

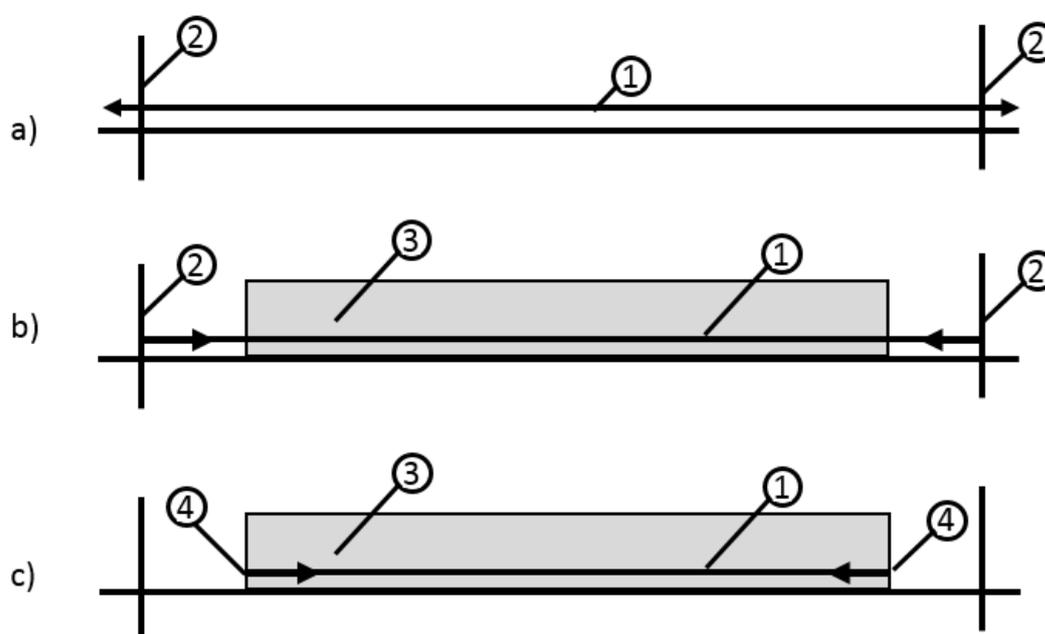


Figura 31 - Etapas construtivas de viga pré-tracionada (Adaptado de JUDICE, 2002).

A pista de protensão pode ter a extensão de dezena de metros, possibilitando a execução de diversas peças do mesmo tipo, simultaneamente. Isso traz maior produtividade com reduzido desperdício.

Nos projetos de pontes, as vigas pré-tracionadas são usadas em sistemas biapoiados. Por sua vez, esse método executivo emprega, usualmente, traçado retilíneo excêntrico da armadura de protensão. Isso acarreta em esforços de flexão de grande intensidade próximo aos apoios, tal como mostra a Figura 32 (a). Para evitar essa questão, é comum o isolamento de parte das cordoalhas pré-tracionadas com tubos plásticos, próximo à região dos apoios. Dessa maneira, a distribuição de momentos ao longo da viga passa a

ter o aspecto apresentado na Figura 32 com redução dos esforços de flexão nas extremidades da viga.

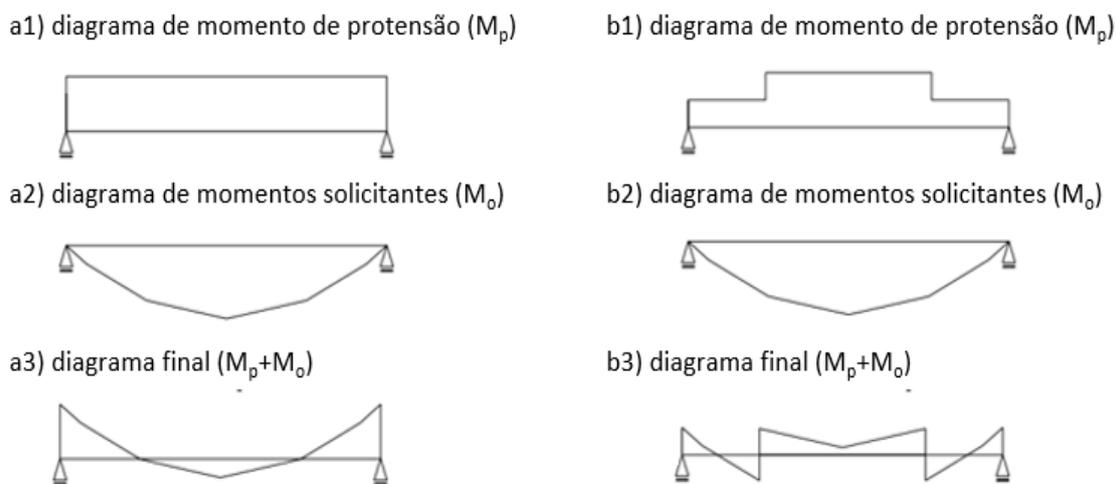


Figura 32 – Peça com aderência inicial: a) pré-tensão em todo o comprimento; b) com isolamento parcial das cordoalhas (Adaptado de CARVALHO, 2012).

3.2.2. Ancoragens por aderência

Nos sistemas de protensão com pré-tração, a força a ser ancorada é cerca de quatro vezes maior que nas barras nervuradas de concreto armado de mesma seção transversal. Pode-se identificar três mecanismos responsáveis pela aderência: a adesão, o atrito e a mecânica. A aderência por adesão ocorre em função de ligações físico-químicas na interface dos materiais; a resistência por atrito é função do coeficiente de atrito entre os materiais e de tensões de compressão transversais à armadura; a aderência mecânica ocorre devido às saliências na superfície da armadura que funcionam como elementos de apoio. A ancoragem por aderência de forças elevadas só ocorre se for possível desenvolver a aderência mecânica. Em cordoalhas de sete fios, com ondulações helicoidais na superfície, o deslizamento é impedido pelo chamado efeito “saca-rolhas” (LEONHARDT, 1983).

Para o entendimento da transmissão da força de protensão da cordoalha para o concreto, devem ser definidos os seguintes conceitos:

- Comprimento de transferência ou transmissão: comprimento necessário para transmitir, por aderência, a força de protensão da cordoalha pré-tracionada para o concreto;

- Comprimento de regularização: comprimento mínimo necessário para introduzir uma distribuição de tensão uniforme no concreto;
- Comprimento de ancoragem: comprimento mínimo necessário para evitar o arrancamento da cordoalha submetida à força de tração do aço de protensão.

A Figura 33 ilustra a distribuição de tensões na região de ancoragem de um fio pré-tensionado em uma amostra de concreto. Pode-se observar que a tensão na armadura de protensão deve ser absorvida pelo concreto, ao longo de uma certa extensão, que é o comprimento de transferência ou transmissão, de maneira que na extremidade do fio a tensão seja nula. Tem-se, assim, que a tensão na armadura de protensão varia de zero, na extremidade, a um valor constante ao final do comprimento de transferência.

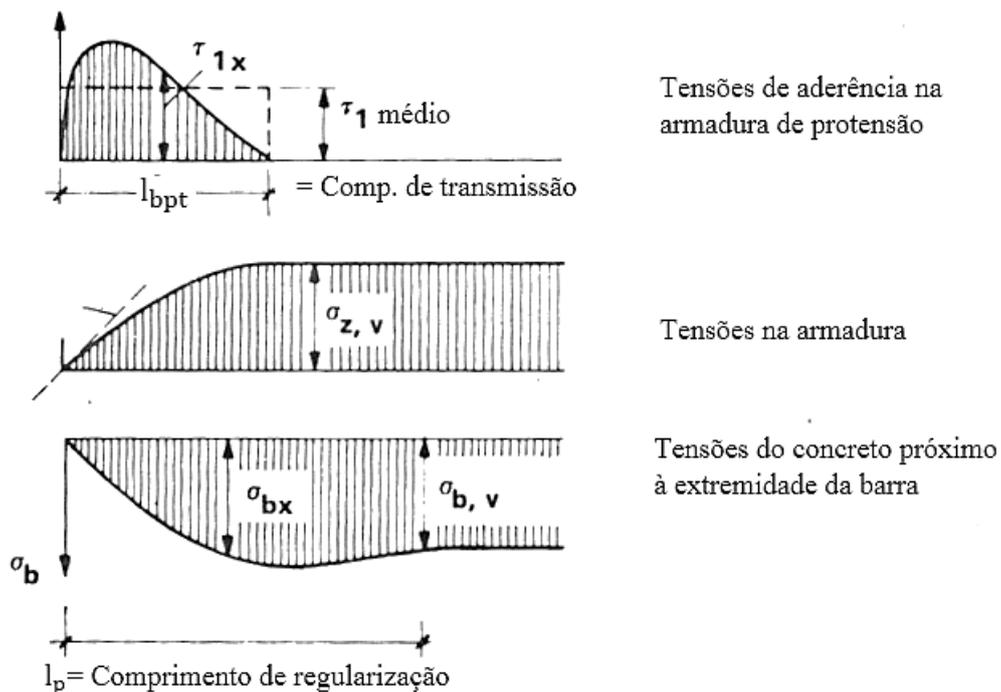


Figura 33- Desenvolvimento das tensões no aço e no concreto na região da ancoragem (Adaptado de LEONHARDT, 1983).

O comprimento de transferência depende da resistência de aderência e, portanto, do tipo de saliência, do diâmetro da armadura e da resistência a tração do concreto. O Código Modelo FIB 2010 indica, em seu item 6.1.8.2, que a resistência de aderência da armadura ativa pré-tracionadas é dada por:

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (3.1)$$

onde:

f_{ctd} é a resistência do concreto à tração, com valor de projeto, e igual a $f_{ctk,inf}/\gamma_c$:

$$\eta_{p1} = \begin{cases} 1,2 & \text{para cordoalhas de três e sete fios} \\ 1,4 & \text{para fios dentados} \end{cases}$$

$$\eta_{p2} = \begin{cases} 1,0 & \text{para situação de boa aderência} \\ 0,7 & \text{para situação de má aderência} \end{cases}$$

Para o cálculo do comprimento de transferência, deve-se determinar f_{ctd} na idade de aplicação da protensão. Para o cálculo do comprimento de ancoragem, deve-se avaliar f_{ctd} aos 28 dias.

O Código Modelo FIB 2010, no seu item 6.1.8.3, define o comprimento de ancoragem básico da armadura de protensão constituída por cordoalhas de três ou sete fios como:

$$l_{bp} = \frac{A_{sp}}{\emptyset \cdot \pi} \cdot \frac{f_{pyd}}{f_{bpd}} \quad (3.2)$$

onde:

f_{pyd} é a tensão de escoamento do aço da armadura ativa, com valor de projeto;

A_{sp} é a área da seção transversal da cordoalha;

\emptyset é o diâmetro nominal da cordoalha.

Em função do comprimento de ancoragem básico é definido o comprimento de transferência, o qual é influenciado pela forma com que as cordoalhas são liberadas. Caso o procedimento seja feito de maneira repentina, efeitos dinâmicos ocorrem, tornando necessário comprimentos maiores para a transferência da força de protensão.

Para cordoalhas de três ou sete fios, com liberação gradual dos dispositivos de tração, o comprimento de transferência é dado por:

$$l_{bpt} = \alpha_{p1} \cdot \alpha_{p2} \cdot \alpha_{p3} \cdot l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} \quad (3.3)$$

onde:

σ_{pi} é a tensão no aço aplicada pelo equipamento de protensão;

$$\alpha_{p1} = \begin{cases} 1,0 & \text{para liberação gradual} \\ 1,25 & \text{para liberação não gradual} \end{cases}$$

$$\alpha_{p2} = \begin{cases} 1,0 & \text{para cálculo do comprimento de ancoragem quando a} \\ & \text{capacidade de flexão e cisalhamento é considerada} \\ 0,5 & \text{para a verificação de tensão devida ao desenvolvimento} \\ & \text{e distribuição da protensão na zona de ancoragem} \end{cases}$$

$$\alpha_{p3} = \begin{cases} 0,5 & \text{para cordoalhas de três e sete fios} \\ 0,7 & \text{para fios dentados} \end{cases}$$

A fissuração do concreto também pode ter influência negativa no comprimento de transferência. Para evitar esse efeito, é recomendado que não existam esforços de tração provocados pela flexão da peça submetida a carregamentos em serviço.

A força de protensão necessita de um certo comprimento de regularização para que seja atingida uma distribuição uniforme de tensões no concreto. Para determinar o comprimento de regularização, supõe-se que o centro de gravidade da força de transmissão se situe, aproximadamente, no terço exterior do comprimento de transmissão l_{bpt} . O Código Modelo FIB 2010, no seu item 6.1.8.6, estabelece a seguinte fórmula para a determinação do comprimento de regularização em elementos pré-tensionados:

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (3.4)$$

onde:

h é a altura do elemento estrutural.

A força de protensão é transmitida para o concreto por meio das trajetórias de compressão, conforme indicado na Figura 34. Essas trajetórias de compressão apresentam curvaturas que resultam em tração transversal no concreto, em todas as direções radiais em torno da armadura de protensão. A ancoragem só se mantém se não houver o fendilhamento do concreto decorrente dessa tração. Caso as forças de fendilhamento sejam elevadas, é necessário adotar armadura em espiral cintando a região de ancoragem.

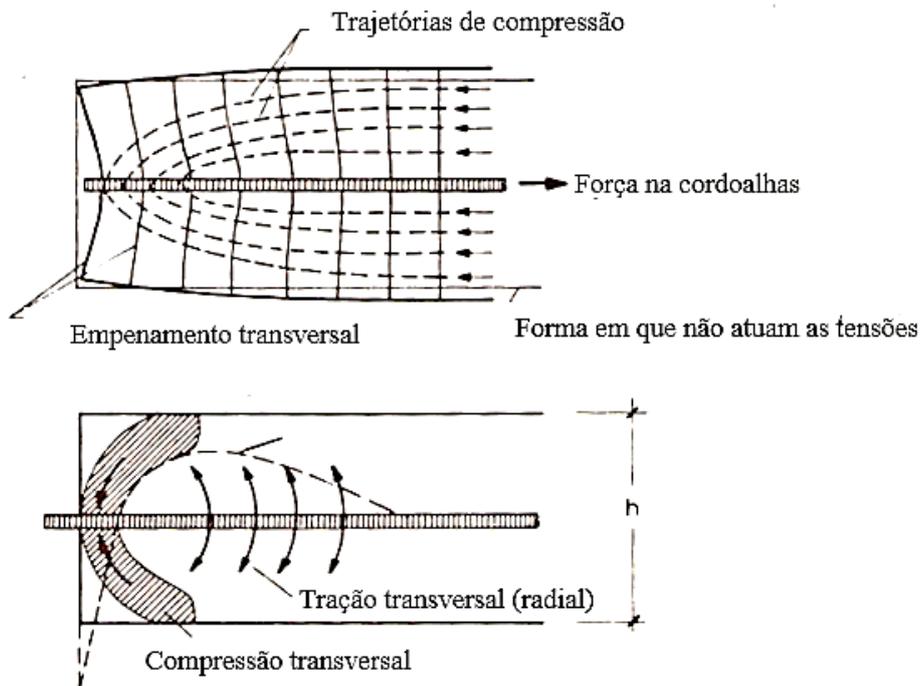


Figura 34 – Trajetórias de compressão e de tração radial na região da ancoragem
(Adaptado de LEONHARDT, 1983).

É possível observar, na Figura 35, que nas regiões de ancoragens em que as cordoalhas se encontram muito próximas, as forças de fendilhamento das armaduras internas se anulam. Entretanto as forças de fendilhamento extremas precisam ser resistidas por armaduras transversais.

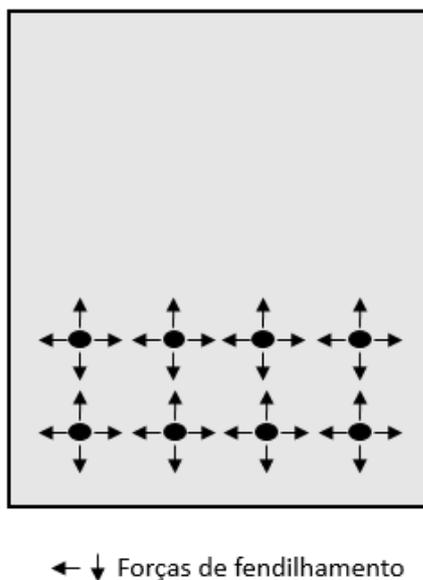


Figura 35 – Seção transversal na região de ancoragem de armaduras de protensão pouco espaçadas entre si (Adaptado de LEONHARDT, 1983).

Além das forças de fendilhamento na região da ancoragem, também ocorrem tensões de tração nos bordos, nas direções transversal e longitudinal, conforme apresentado na Figura 36. O aparecimento de fissuras devidas a essas tensões não é prejudicial à resistência de aderência, no entanto, a abertura dessas fissuras deve ser controlada com o uso de armadura passiva.

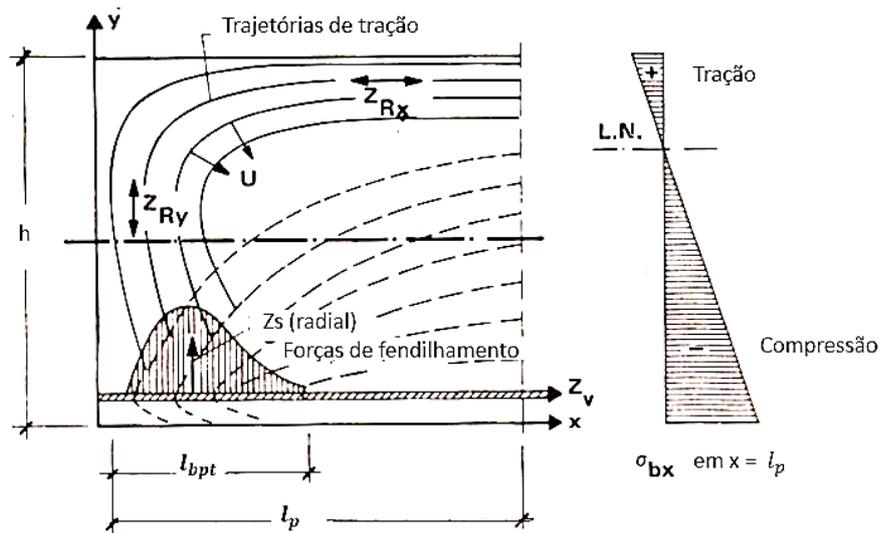


Figura 36 – Tensões na extremidade de uma viga com uso da técnica de pré-tração
(Adaptado de LEONHARDT, 1983).

3.3. Pós-tensão

Na pós-tensão, a protensão dos cabos é realizada após o endurecimento do concreto, utilizando, como apoios para os equipamentos de tensionamento, partes do próprio elemento estrutural.

A aderência aço-concreto, nesses casos, pode ocorrer ou não, tal como se descreve a seguir:

a) Pós-tensão com aderência posterior

Assim como nas vigas pré-tracionadas, na protensão com aderência posterior não há o deslocamento relativo entre o cabo e concreto envolvente. No entanto, nas estruturas pós-tracionadas, as cordoalhas encontram-se soltas dentro de bainhas, no interior do elemento estrutural, antes da concretagem das peças. Apenas após a protensão, faz-se a injeção da calda de cimento nas bainhas corrugadas, garantindo a aderência posterior entre os materiais.

Segundo Leonhardt (1983), a protensão aderente provoca melhor distribuição das tensões e melhora a segurança à ruptura. Com a abertura de fissuras, prevista no comportamento último do elemento estrutural, a armadura aderente sofre, localmente, grande aumento de tensão, contribuindo com eficiência para uma maior capacidade de carga.

A aderência da armadura tem grande influência no comportamento do concreto à fissuração, já que no ponto em que é aberta a fissura, a protensão funciona como uma armadura convencional, limitando a sua abertura. A limitação da abertura de fissuras é desejável para atender ao requisito de durabilidade (proteção das armaduras) e estético. Além disso, a falha de um dos elementos, como cabos e ancoragens, não resultaria em falha total da protensão.

b) Pós-tensão sem aderência

Em um sistema de protensão não-aderente, o tensionamento dos cabos também é realizado após a concretagem das peças, no entanto, a armadura é livre para se deslocar ao longo do seu comprimento, estando conectada à estrutura apenas por meio das ancoragens. O tipo mais comum desse sistema é o de monocordoalha engraxada com bainha plástica.

A protensão não-aderente tem vantagens construtivas, pois é de fácil instalação e não necessita de injeção da calda de cimento ao final da protensão. A própria cordoalha, envolvida pelo tubo de polietileno de alta densidade e de fina camada de graxa, tem atendida sua proteção anticorrosão.

A ausência de aderência dos cabos no elemento estrutural faz com que a verificação da resistência da estrutura seja mais complexa do que em peças com cordoalhas aderentes. No caso da cordoalha engraxada, não há compatibilidade de deformações, ou seja, a deformação da peça protendida não é necessariamente igual à deformação dos cabos. A compatibilidade de deformações é hipótese fundamental para a teoria do concreto armado e protendido, logo os métodos de cálculos convencionais não se aplicam nessa situação (BARBIERI e GASTAL, 2002).

No Brasil, as pontes em tabuleiro de vigas múltiplas são, tradicionalmente, executadas com a técnica da protensão com aderência posterior. Esse tipo de protensão é realizado no canteiro de obras, próximo à posição final de implantação das estruturas. As vigas pré-moldadas não necessitam de significativa complexidade para sua execução, já que as ancoragens ficam incorporadas ao elemento estrutural e os equipamentos de tensionamento são de menor peso e dimensão, quando comparados aos usualmente empregados no sistema de protensão com aderência inicial.

Uma vantagem do sistema de vigas pré-moldadas pós-tensionadas é o fato de que o tensionamento dos cabos pode ser feito em mais de uma fase. Isso permite que a viga seja movimentada rapidamente após a sua concretagem (quando o conjunto ainda apresenta baixa resistência à compressão), com apenas parte da sua protensão total, mas suficiente para resistir ao seu peso próprio. Ao atingir maior resistência, ou após a concretagem da laje, o complemento da protensão é dado a peça para que possa resistir à sua carga de trabalho.

A produção das vigas pré-moldadas pós-tensionadas geralmente se realiza em local próximo à obra, não sendo o transporte o fator limitador dos vãos. As vigas são movidas por distâncias reduzidas, podendo apresentar seções transversais com maior massa, inércia e comprimento.

3.3.1. Componentes do sistema com pós-tração aderente

A Figura 37 apresenta os principais componentes do sistema de protensão aderente com pós-tração.

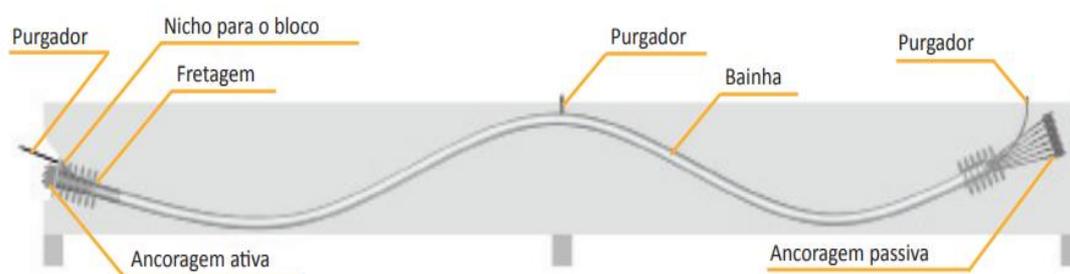


Figura 37 – Representação esquemática dos componentes do sistema de protensão aderente pós-traçado (Fonte: RUDLOFF).

- **Bainhas:**

As bainhas têm a função de possibilitar a movimentação dos cabos durante a operação de protensão, não permitir a entrada de material no seu interior durante a concretagem e receber a nata de cimento durante a injeção.

Com espessura mínima de 0,3 mm, as bainhas, geralmente, possuem ondulações helicoidais que, além de proporcionar melhor aderência entre o concreto e a bainha, permitem maior flexibilidade longitudinal e rigidez transversal. Na protensão de vigas, a bainha tem seção transversal circular com o diâmetro definido a partir da quantidade e diâmetro das cordoalhas. A Figura 38 ilustra a bainha metálica comumente usada na pós-tração.



Figura 38 – Bainha metálica (Fonte: DYWIDAG).

- **Ancoragens**

As ancoragens podem ser classificadas como ativas, passivas ou mortas. A ancoragem ativa é o tipo no qual se promove o estado de tensão no cabo, por meio de macaco hidráulico. Já as ancoragens passivas e mortas, usualmente, são dispositivos embutidos no concreto, destinados a fixar a extremidade do cabo oposta ao da ancoragem ativa, onde a transferência da força de protensão para o concreto se dá por tensões de compressão entre a ancoragem e o concreto sem a utilização de macacos hidráulicos. A ancoragem morta, geralmente se apresenta na forma de laço. A ancoragem passiva, por sua vez, é constituída pelo mesmo sistema de cunhas, placa e bloco empregados na ancoragem ativa, mas que foram pré-cravados anteriormente.

A Figura 39 apresenta os elementos típicos de uma ancoragem ativa. A placa e o funil (trombeta) são os únicos elementos que são posicionados na

estrutura antes da concretagem. Os blocos em aço têm furos tronco-cônicos, onde são posicionadas as cunhas tripartidas. As cunhas são cravadas após se ter atingido o alongamento previsto para o cabo. Ao se afrouxar o macaco, ocorre um pequeno deslocamento das cunhas (encunhamento) e as cordoalhas são presas por atrito, devido à grande compressão transversal radial desenvolvida pelo dispositivo.



Figura 39 – Elementos de uma ancoragem ativa (Fonte: RUDLOFF).

A Figura 40 apresenta os elementos de um dos tipos de ancoragem morta empregados em pontes. Trata-se de uma ancoragem em laço com placa na extremidade. Quando o cabo é protendido na outra extremidade, a aderência entre o concreto e as cordoalhas restringem o seu deslocamento e proporcionam a ancoragem do cabo, que também é efetuada pelos laços da armadura em cordoalhas. O uso de placas na extremidade provoca melhor distribuição de tensões e permite menor raio de curvatura para o laço.

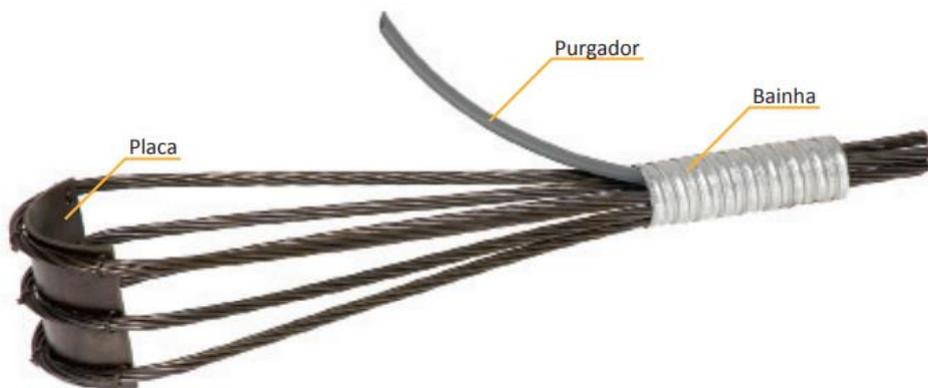


Figura 40 – Elementos de uma ancoragem morta (Fonte: RUDLOFF).

- Purgador

Também apresentado na Figura 40, o purgador tem a função de permitir a injeção da nata de cimento após o tensionamento dos cabos. Após a injeção, esses dispositivos são cortados e não têm função durante a utilização da estrutura.

- Fretagem e armadura de fendilhamento

As regiões das ancoragens dos cabos de protensão ficam sujeitas a elevadas cargas aplicadas em áreas relativamente reduzidas. De acordo com o princípio de Saint Venant, essas cargas se distribuem uniformemente a partir de uma distância da entrada da força concentrada de valor aproximadamente igual à altura da viga. Esse espreadimento da carga desperta tensões de tração transversais à direção da força introduzida, as quais devem ser resistidas por estribos e barras horizontais, como apresentado na Figura 41. Além disso, assim como exposto no item 3.2.2, na região das ancoragens, a protensão desperta tração radial transversal que deve ser combatida com armaduras helicoidais de fretagem a serem dispostas na extremidade da peça.

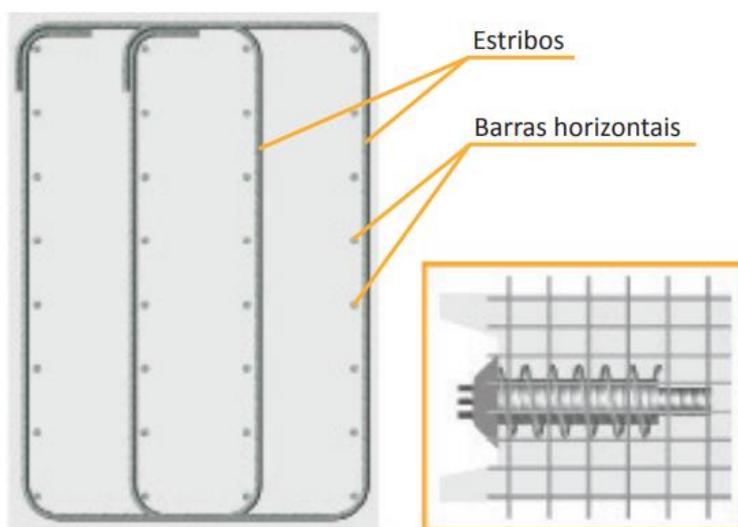


Figura 41 – Fretagem e armadura de fendilhamento (Fonte – RUDLOFF).

3.3.2. Método executivo

Usualmente, a viga com aderência posterior é executada em etapas, entre elas: preparação, instalação do equipamento de protensão, protensão das cordoalhas, cravação e acabamentos. A descrição do procedimento executivo é apresentada a seguir:

- a) Posicionamento da armadura passiva, colocação das bainhas com traçado curvilíneo (determinado em projeto) e montagem das formas e escoramentos. Preferencialmente, os cabos são enfiados posteriormente, embora em alguns casos seja necessária a colocação das bainhas com as cordoalhas já no seu interior.
- b) O concreto é levado até o canteiro em caminhões betoneiras e é lançado na forma. Nessa fase, o concreto não entra em contato com o aço de protensão, que é protegido pelas bainhas.
- c) Finalizada a pega do concreto, a viga é desformada mas é mantido o escoramento e, em seguida, é feita a instalação do bloco e das cunhas nas ancoragens. Após o concreto atingir a resistência mínima especificada pelo projetista, é posicionado o macaco hidráulico, conforme ilustra a Figura 42. A operação da protensão é realizada por meio do acionamento dos macacos hidráulicos, até que a tensão de puxada no cabo atinja o valor previsto em projeto. Nesse momento, são registradas a pressão no manômetro da bomba elétrica e o alongamento da armadura de protensão.

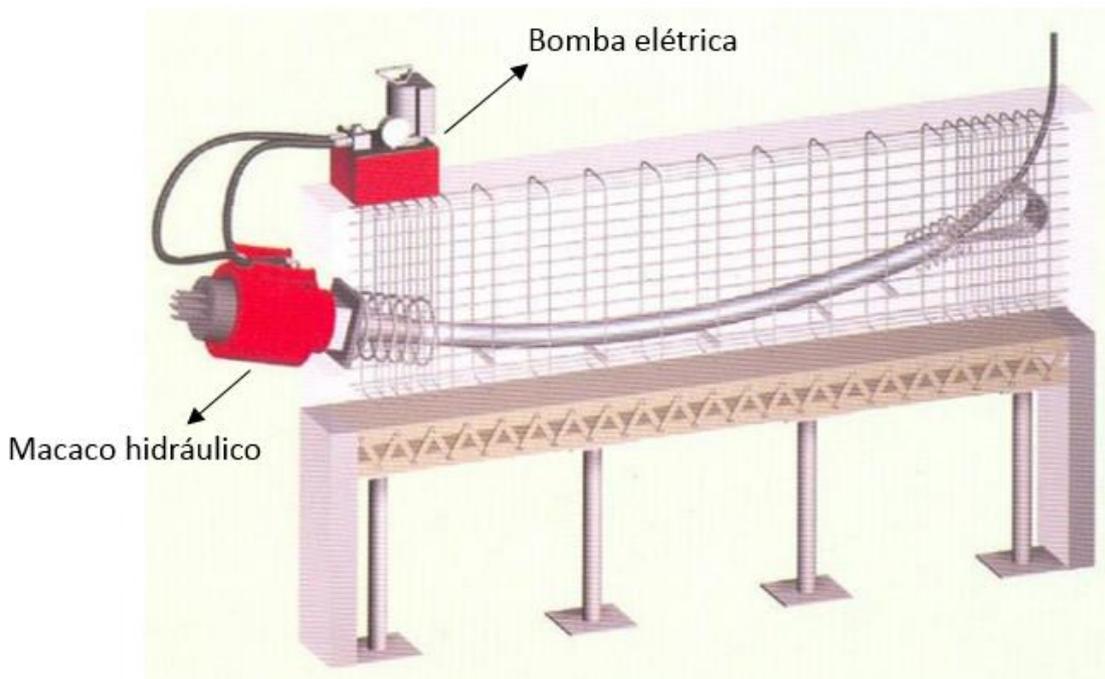


Figura 42 – Operação de estiramento da armadura de protensão. (Fonte: RUDLOFF).

d) Em seguida, a pressão no macaco hidráulico é aliviada e ocorre o recuo das cordoalhas, que puxam as cunhas para dentro do bloco de ancoragem por meio de forças de atrito entra a cordoalha e as cunhas tripartidas.

É usual que, após a protensão do último cabo, a viga não esteja mais em contato contínuo ao longo da superfície de apoio. Isso ocorre devido ao fato de a protensão ser excêntrica (em relação ao centroide das seções transversais), o que impõe certa contra-flecha que supera a flecha causada pelo peso próprio do elemento estrutural.

Após a verificação dos alongamentos e liberação da protensão, o excesso das cordoalhas nas extremidades pode ser cortado.

e) As bainhas são dimensionadas para alojar as cordoalhas com certa folga, com o objetivo de permitir o seu deslocamento durante a protensão. No entanto, para garantir a proteção das armaduras e a aderência entre o aço e o concreto, é realizada a injeção das bainhas com a nata de cimento. Esse procedimento, ilustrado na Figura 43, é feito a partir dos orifício existente no bloco de ancoragem, que permite a injeção, sob pressão, da nata de cimento, em uma das extremidades, até que a calda purgue no outro extremo, garantindo o completo preenchimento da bainha.

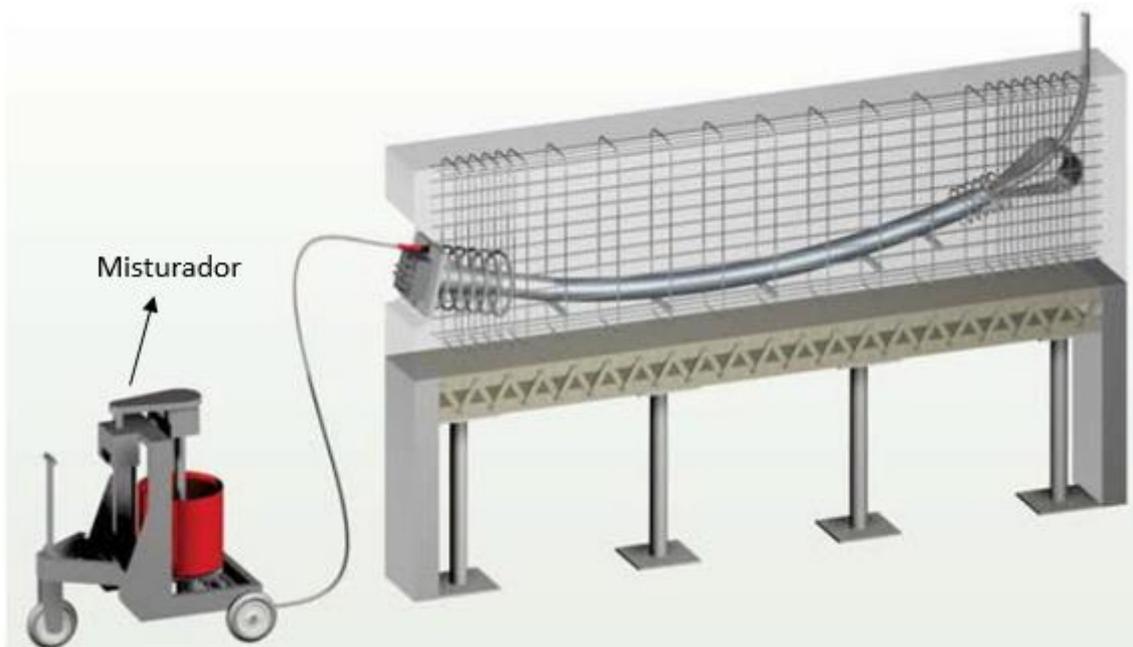


Figura 43 – Injeção de nata de cimento nas bainhas (Fonte: RUDLOFF).

3.4. Sistema misto de protensão

A construção de pontes e viadutos pré-fabricados requer o transporte rodoviário de peças de grandes dimensões, tornando-se necessário o serviço de batedores para o transporte de vigas com comprimentos superiores a 25 m. Para superar essas limitações, novas técnicas de produção vêm sendo desenvolvidas e utilizadas para possibilitar a execução de pontes pré-fabricadas com vãos maiores que 25 m. Esse tipo de solução foi desenvolvido no Rio de Janeiro pela firma Premag, fabricante de pré-moldados.

O sistema de misto de protensão combina as técnicas da pré-tração e da pós-tração em vigas com vãos entre 25 m e 40 m. Nesse sistema, a parte central da longarina, com cerca de 20 m de comprimento, é pré-fabricada em pista de protensão com o uso da aderência inicial da armadura de protensão. Para vencer o vão da obra, unem-se, em campo, extremidades pré-fabricadas em concreto armado (inicialmente) ao corpo central da viga por meio de protensão posterior aderente.

Essa técnica permite que pontes de vãos de até 40 m sejam construídas com a rapidez, a esbeltez e a qualidade de execução das vigas pré-fabricadas. A partir da industrialização da construção, a quantidade de serviço a ser executado no canteiro de obras é reduzida significativamente, garantindo um produto final de excelência.

No sistema misto de protensão, além das cordoalhas pré-tracionadas e da armadura passiva, são dispostas no trecho central da viga bainhas de aço corrugado para a enfição posterior dos cabos que serão tracionados para a ligação dos trechos central e extremos.

O trecho central da longarina usualmente apresenta alma com espessura de 13 cm (para reduzir o peso da viga). Em função dessa reduzida espessura, os cabos no segmento central apresentam traçado retilíneo no talão inferior da viga. Na Figura 44 é possível observar as cordoalhas pré-tracionadas, as esperas de armadura passiva e as bainhas para protensão posterior.



Figura 44 - Detalhe das bainhas no trecho central.

A necessidade de emenda das peças requer um detalhamento especial das armaduras nessa região. Além da conexão entre as 3 partes das vigas, que garante a continuidade entre os elementos, também as barras longitudinais devem ser emendadas. Conforme mostra a Figura 45, são detalhadas esperas nas extremidades de ambos os trechos.

As armaduras de pele, com menor diâmetro, podem ser traspassadas com comprimento suficiente nos 20 cm da emenda. Já as armaduras principais, inferiores e superiores, que usualmente necessitam de barras de maior diâmetro, devem ser emendadas com auxílio de luvas, pois o comprimento de traspasse da emenda não é suficiente.



Figura 45- Trecho central da viga pré-fabricada com esperas da armadura.

Os trechos extremos da longarina, em concreto armado, são produzidos em fábrica. Com o objetivo de aumentar a capacidade resistente da viga aos esforços cisalhantes e para obter adequada distância da superfície da bainha à face da alma, a espessura da alma aumenta progressivamente em direção ao apoio.

A Figura 46 mostra, em verdadeira grandeza, o trecho extremo segmentado, onde é possível ver as diversas seções da peça de concreto armado. Na realidade, a peça não é particionada, como apresentado na ilustração. Observa-se que os cabos pós-tracionados possuem traçado curvilíneo, de acordo com o que foi definido em projeto, fixados em ambas extremidades com ancoragens ativas. Esse protótipo tem a finalidade exclusiva de evidenciar, em partes discretas, como é o trecho final em concreto armado que se liga ao trecho central pré-tensionado.



Figura 46 - Trecho extremo seccionado da viga longarina.

Os dois trechos extremos são fabricados e transportados separadamente. No canteiro de obras, após a emenda das barras e da bainha, é realizada a concretagem da emenda. Quando o concreto atinge resistência necessária, as cordoalhas são enfiadas e o primeiro cabo (inferior) é protendido. A protensão do primeiro cabo, combinada com as cordoalhas pré-tracionadas, deve ser suficiente para suportar o peso próprio da longarina completa e da laje vencendo o vão total da estrutura.

Após a liberação da protensão (posteriormente à conferência e aprovação dos alongamentos), o cabo pode ser injetado, as cordoalhas cortadas e a cabeça da ancoragem protegida com argamassa ou graute.

Em seguida, a viga é içada e posicionada sobre a travessa. Devem ser previstos dispositivos de travamento para evitar a flambagem das vigas que possuem baixa rigidez lateral.

Por último, são executadas as lajes, que podem ou não ser pré-fabricadas. Caso haja necessidade, pode ser realizada uma segunda protensão, também com cabos pós-tracionados, após a concretagem da laje. A extremidade da viga apresenta um recorte diagonal (chanfro) como mostra a Figura 46, que permite a instalação do macaco hidráulico, mesmo quando a viga se encontra próxima a uma cortina ou adjacente a outra viga já posicionada.

3.5. Perdas de protensão

As forças aplicadas nos cabos de protensão ficam suscetíveis a perdas instantâneas e progressivas, motivadas por diversos fatores, sendo esses:

- Perdas por atrito entre os cabos e a bainha (instantâneas);
- Perdas por encunhamento (instantâneas);
- Perdas por deformação elástica do concreto instantânea;
- Perdas por retração e fluência do concreto (progressivas);
- Perdas pela relaxação dos cabos (progressivas).

As Figura 47 e Figura 48 apresentam, de maneira esquemática, as perdas de protensão ao longo do tempo em elementos estruturais pré-tensionados e pós-tensionados, respectivamente.

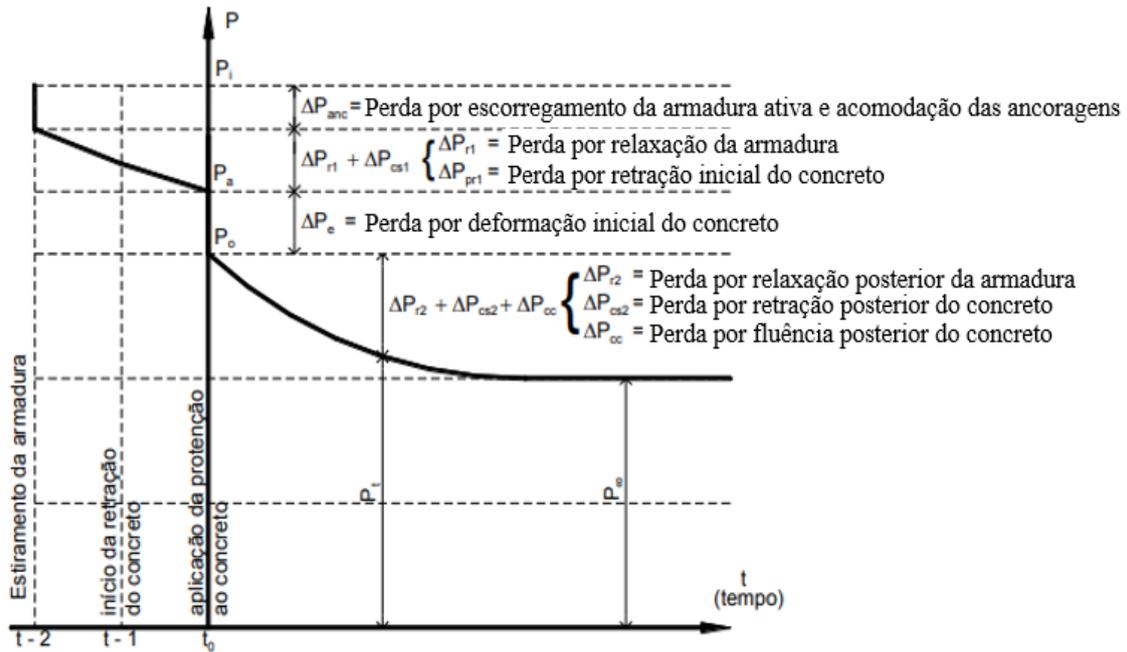


Figura 47 – Força de protensão ao longo do tempo na pré-tração (Adaptado de BASTOS, 2018).

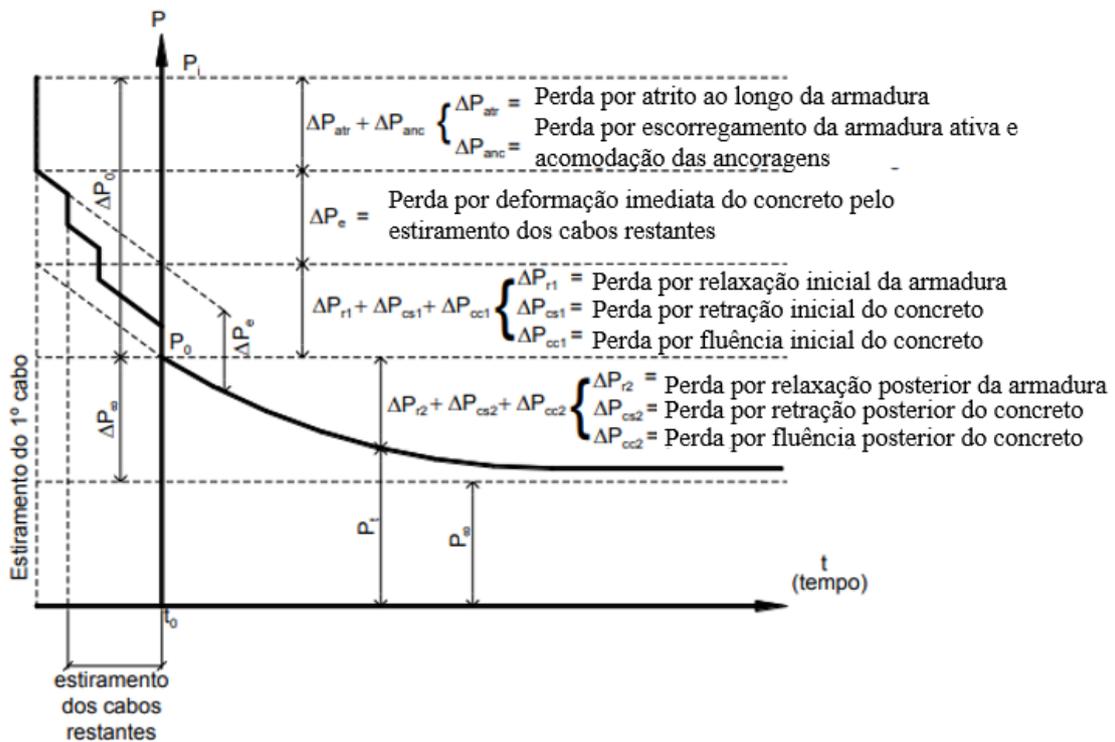


Figura 48 – Força de protensão ao longo do tempo na pós-tração (Adaptado de BASTOS, 2018).

3.5.1. Perdas imediatas

As perdas imediatas dependem, basicamente, das propriedades elásticas do material e da forma como se procede a protensão (método executivo e sequência construtiva).

3.5.1.1. Perdas por atrito

As perdas por atrito ocorrem devido ao contato entre as cordoalhas do aço de protensão e as bainhas dos cabos pós-tracionados, não existindo quando realizada a técnica da pré-tração. Essas perdas podem ser muito significativas em cabos longos ou com grande variação angular.

A perda por atrito faz com que a força do cabo não seja uniforme ao longo do comprimento da peça. O Código Modelo FIB 2010, no seu item 5.4.5.3, considera a perda por atrito em função da geometria do cabo, de acordo com a expressão:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0,m\acute{a}x} [1 - e^{-\mu(\alpha+k.x)}] \quad (3.5)$$

onde:

$\sigma_{p0,m\acute{a}x}$ é a tensão aplicada no cabo pelo equipamento de protensão;

$\sigma_{p0}(x)$ é a perda da força de protensão, por atrito, medida na seção P_i , na seção de abscissa x ;

x é a distância entre a seção avaliada e a ancoragem, em metros;

α é a soma do módulo dos ângulos de desvios do cabo, em radianos, entre a seção de aplicação da protensão e a abscissa x ;

μ é o coeficiente de atrito aparente entre cabo e bainha;

k é o coeficiente de aumento de desvio angular, em radianos por metro, devido as curvaturas não-intencionais do cabo (usualmente 0,01 rad/m).

É necessário esclarecer que a fórmula de perda por atrito da norma NBR 6118 é diferente daquela do Código FIB-2010 (ver item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118).

3.5.1.2. Perdas por encunhamento

A perda por encunhamento ocorre em ambas as técnicas de protensão de vigas. No entanto, a pré-tração usualmente é aplicada em pistas com extensão da ordem de

dezenas de metros. Neste caso, essa redução de tensão pode ser desprezada, já que a mesma não assume valores significativos.

Em cabos pós-tracionados, a perda por encunhamento ocorre devido à acomodação da cordoalha de protensão, que recua após o afrouxamento da força do macaco hidráulico, na cunha de ancoragem. A Figura 49 ilustra, esquematicamente, esse recuo (acomodação) por encunhamento.

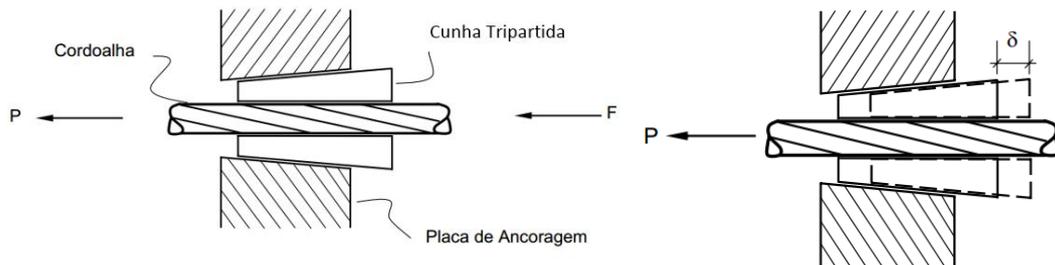


Figura 49 - Sistema de ancoragem de uma cordoalha, antes e após o encunhamento (Adaptado de PERLINGEIRO, 2006).

O retorno do cabo devido à acomodação das ancoragens encontra resistência de atrito equivalente à que atua na puxada do cabo, mas em sentido contrário. A influência da perda por encunhamento é restrito à região da extremidade da viga (Figura 50).

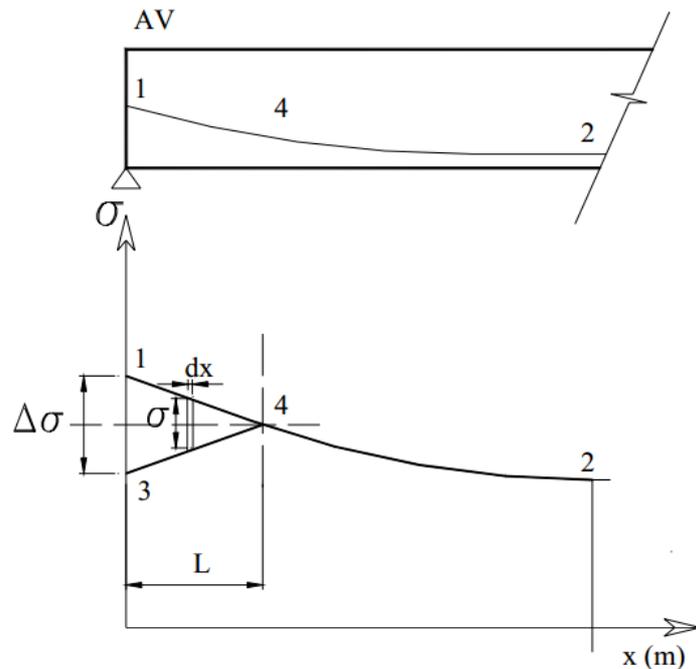


Figura 50 – Tensão ao longo do cabo, antes e após a ancoragem (CARVALHO, 2012).

Segundo CARVALHO (2012), analisando um incremento dx do cabo, tem-se:

$$du = \varepsilon \cdot dx \quad (3.6)$$

$$du = \frac{\sigma}{E} \cdot dx \quad (3.7)$$

$$v(x) = \sigma_{sup}(x) - \sigma_{inf}(x) \quad (3.8)$$

onde:

u é o deslocamento genérico do cabo;

$v(x)$ é a diferença de σ_{sup} do cabo (ver pontos 1 e 4 na Figura 50) e de σ_{inf} (ver pontos 3 e 4);

E é o módulo de elasticidade do aço do cabo.

Definindo e como o valor do encunhamento, obtém por integração:

$$e = \int_0^L u \cdot dx = \frac{1}{E} \int_0^L v(x) \cdot dx \quad (3.9)$$

O recuo da ancoragem e é obtido experimentalmente e é fornecido geralmente pelo fabricante. O valor médio usual é de 6 mm. Determina-se o valor de L por tentativa e com o valor de L a perda de protensão na ancoragem $\Delta\sigma$ pode ser determinada (ver Figura 50).

3.5.1.3. Perdas por deformação instantânea

Ao se protender um cabo, a estrutura comprimida de concreto sofre encurtamento. Para esse tipo de perda, também há dois casos a se considerar: com aderência inicial e com aderência posterior.

Em vigas pré-tracionadas, após o corte das cordoalhas, a transferência da força de da protensão para o concreto, por aderência, resulta em deformações da peça por flexo-compressão. Essas deformações provocam variações nas tensões de protensão decorrentes da aderência aço-concreto. Admitindo-se a condição de compatibilidade de deformação entre os materiais, obtém-se, para a seção homogeneizada, a perda de tensão nas cordoalhas, tal que:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \quad (3.10)$$

onde:

α_p é a relação entre o módulo de elasticidade da armadura de protensão e do concreto (na data de protensão);

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto, ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão das cordoalhas;

σ_{cg} é a tensão no concreto, ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão.

De maneira análoga, em peças pós-tracionadas com vários cabos, o encurtamento imediato do concreto faz que os cabos, previamente puxados, se afrouxem. Assim, o tensionamento sucessivo de diversos cabos acarreta perda de tensão sucessiva da força de protensão. De acordo com o item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118 (2014), a perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada aproximadamente pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot \frac{n - 1}{2n} \quad (3.11)$$

onde:

n é o número de cabos.

3.5.2. Perdas diferidas

As perdas diferidas, ou perdas progressivas, dependem de fenômenos como a relaxação do aço, a retração e a fluência do concreto. As deformações provocadas por esses fenômenos podem ser calculadas separadamente a partir de prescrições normativas ou resultados de ensaios do material, desde que haja compatibilidade de deformações entre armadura e a peça protendida e que o concreto esteja no Estádio I.

a) Retração

A perda de protensão por retração ocorre devido a diminuição de volume causada pela perda de água no concreto. Conforme abordado no item 2.2.2, a deformação ocorrida depende da umidade relativa, temperatura ambiente, dimensões da peça (área exposta) e da relação água/cimento. Considerando que há compatibilidade de deformação, a perda de tensão nas armaduras devido a retração é dada por:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t, t_s) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p \quad (3.12)$$

onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ é o encurtamento devido a retração do concreto;

E_p é o módulo de elasticidade do aço.

A perda definida pela expressão (3.12) precisa ser complementada. Ver item d) adiante.

b) Fluência

Conforme abordado no item 2.2.1, a fluência ou deformação lenta é caracterizada pelo aumento da deformação ao longo do tempo quando o concreto é submetido a um carregamento constante (para a fluência pura). Sendo assim, a perda de tensão por fluência é função do coeficiente de fluência, a tensão atuante no concreto adjacente a armadura e o módulo de elasticidade dos materiais.

$$\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,0P} \quad (3.13)$$

onde:

$\sigma_{c,0P}$ é a tensão aplicada ao concreto na altura do cabo;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto em 28 dias;

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

A perda definida pela expressão (3.13) precisa ser complementada. Ver item d) adiante.

c) Relaxação do aço

De acordo com o apresentado no item 2.2.3, a relaxação do aço é uma propriedade do material na qual a tensão com o tempo é reduzida com o elemento sem deformação. Se a deformação for mantida constante, tem-se a relaxação pura. Porém, como é combinada com outros efeitos, como a retração e a fluência, a perda real é menor que a calculada de forma independente. A relaxação depende das propriedades do material e da tensão que a armadura está submetida. Atualmente, as cordoalhas de 7 fios são fabricadas apenas na condição de relaxação baixa. A expressão (3.14) indica o cálculo da relaxação para um dado tempo t .

$$\Delta\sigma_{p,r}(t, t_0) = 0,8\sigma_{p0}\cdot\chi(t, t_0) \quad (3.14)$$

onde:

$\chi(t, t_0)$ é a porcentagem de variação de tensão devido a relaxação;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ é a perda de tensão por relaxação pura no intervalo de tempo de t_0 a t ;

σ_{p0} é a tensão de protensão considerando as perdas imediatas.

Para aço classe 2, cordoalhas com relaxação baixa, $\chi(t, t_0)$ é dado por (ver anexo D da norma EN 1992-1-1):

$$\chi(t, t_0) = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \cdot \left(\frac{\Delta t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.15)$$

onde:

ρ_{1000} é o valor da relaxação (em %) 1000h após a tração a 20° C;

$\mu = \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}}$ é a relação entre a tensão de tração resistente e a tensão aplicada a

armadura;

Δt é o tempo após o tensionamento.

A norma europeia EN 1992-1-1(2002) permite considerar, para classe 2, um valor de ρ_{1000} de 2,5%. No entanto, nesse trabalho foram usados para o cálculo dos parâmetros de deformação dos materiais o Código Modelo FIB 2010, onde o valor de ρ_{1000} é obtido pela Tabela 5 apresentada no item 2.3.1.4.

A perda definida pela expressão (3.14) precisa ser complementada. Ver item d) adiante.

d) Perdas diferidas totais

A soma linear das deformações não representa a perda total de tensão das armaduras, deve ser levada em conta a interação dessas causas onde ocorre variação das deformações com o tempo (CARVALHO, 2012). A norma europeia EN 1992-1-1(2002) apresenta um método simplificado para a avaliação das perdas em determinado tempo, considerando um fator redutor para o comportamento combinado dos efeitos reológicos dos materiais a partir de propriedades geométricas e dos materiais.

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,r}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (3.16)$$

onde:

A_p é a área de armadura ativa;

A_c é a área da seção de concreto;

I_c é o momento de inércia da seção de concreto;

z é a distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e a armadura ativa.

A expressão (3.16) tem uma expressão equivalente definida no item 9.6.3.4.2 da norma NBR 6118 (2014). As expressões para a determinação de perdas fornecem valores aceitáveis quando a estrutura é isostática e não há efeitos reológicos de modificação dos esforços seccionais.

É preciso esclarecer que estas expressões simplificadas pretendem por meio de fórmulas simples determinar as perdas de protensão, onde vários fenômenos ocorrem simultaneamente, se interagindo durante os eventos extremamente complexos. Na realidade somente com uma modelagem numérica sofisticada é possível analisar corretamente estes eventos reológicos. Entretanto, as perdas determinadas por processos mais sofisticados indicam perdas de protensão na mesma ordem daquelas determinadas por formulações mais simples.

4. ESTUDO DE CASO

Para fins de avaliação dos efeitos reológicos do concreto aplicados à superestrutura de um tabuleiro de vigas múltiplas, apresenta-se, nesse capítulo, o estudo de um caso real de viaduto urbano protendido.

A obra em estudo constituiu-se do trecho de acesso do Viaduto de Silva Jardim, no município de Silva Jardim, RJ, cuja superestrutura pré-fabricada foi executada pela Premag Sistema de Construções.

O projeto estrutural foi desenvolvido pelo escritório de projetos Casagrande Engenharia, no RJ.

A complexidade executiva das vigas longarinas, que utilizam o sistema misto de protensão para atender aos vãos superiores a 25 m, requer avaliação criteriosa do comportamento estrutural frente às etapas construtivas e aos efeitos reológicos. Com esse propósito desenvolve-se, a seguir, modelagem numérica com uso do programa comercial *SAP 2000* da *Csi Computers and Structures*.

Todas as dimensões ilustradas a seguir encontram-se em centímetros, exceto quando indicado.

Já as unidades utilizadas no programa SAP2000 foram: m, kN, kPa, kN/m², kN/m.

4.1. Características do Projeto

O viaduto, construído no Município de Silva Jardim, RJ, consiste em uma estrutura composta por três vãos isostáticos: dois com 10,17 m e um vão central de 35,61 m, totalizando 55,96 m de extensão.

As Figura 51 a Figura 53 ilustram, em elevação e em planta, os vãos de acesso do viaduto.

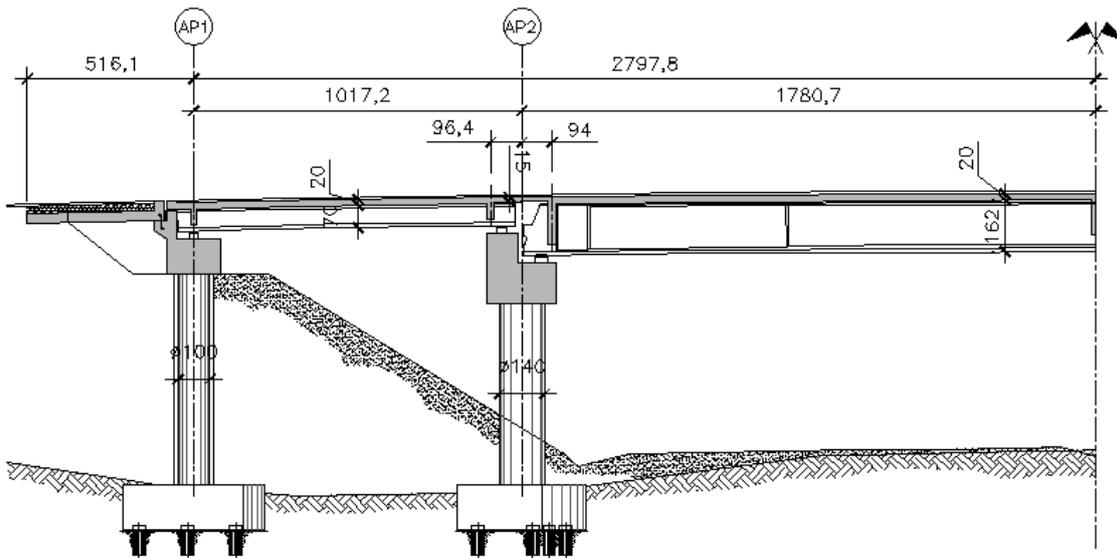


Figura 51 - Viaduto de Silva Jardim – Seção longitudinal.

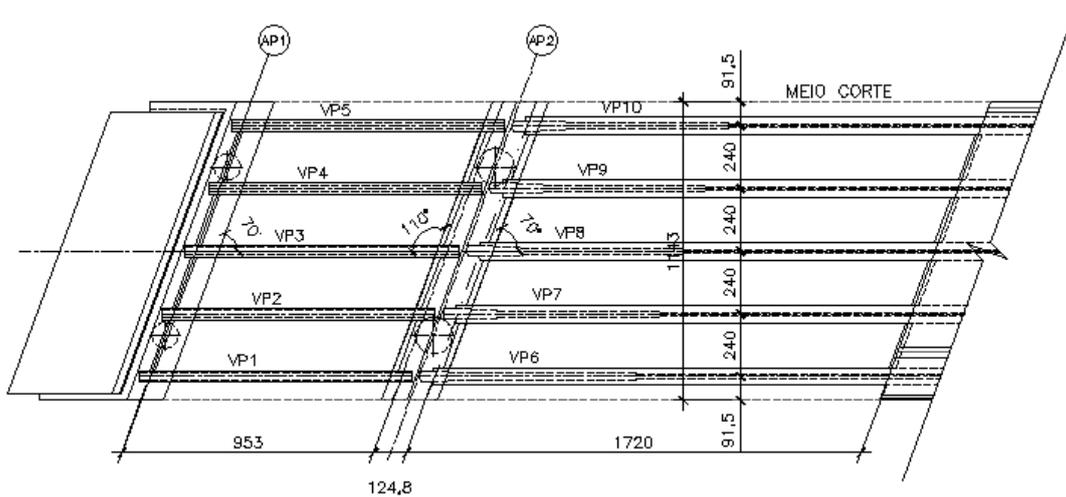


Figura 52 - Viaduto de Silva Jardim - Planta - Meio corte (Parte 1).

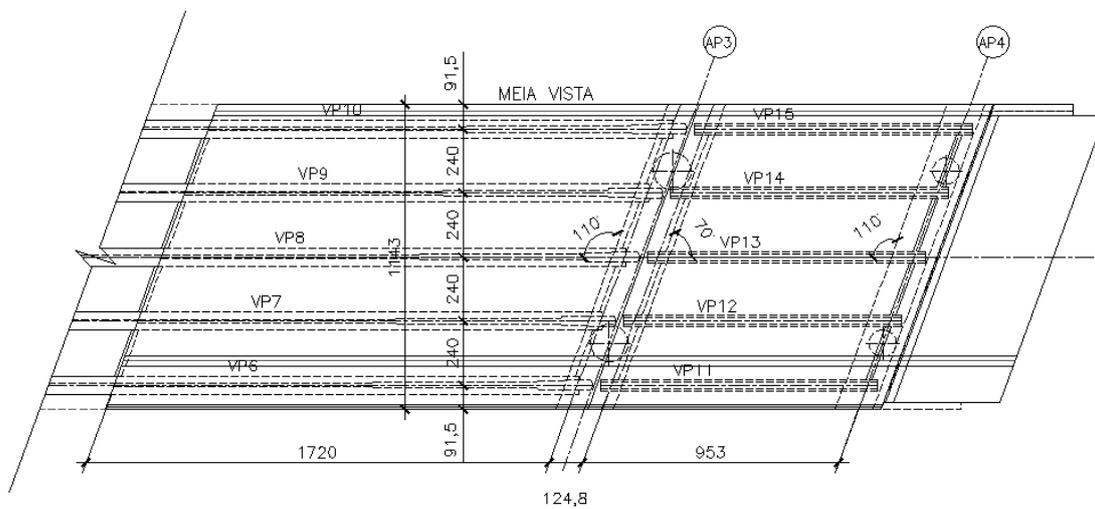


Figura 53 - Viaduto de Silva Jardim - Planta - Meia corte (Parte 2).

Os tabuleiros, com largura constante de 11,43 m, comportam uma pista com duas faixas de tráfego e um passeio lateral. Cinco vigas pré-fabricadas, com seção transversal do tipo "I", altura de 162 cm e afastadas entre si de 2,40 m, dão apoio à laje em concreto armado com 20 cm de espessura. As barreiras do tipo "New Jersey" encontram-se posicionadas nas extremidades da pista, como também o guarda-corpo na lateral do passeio, conforme apresentado na Figura 54.

As lajes dos tabuleiros são formadas por pré-lajes pré-fabricadas de 10 cm que recebem concretagem complementar de 10 cm na segunda fase. São previstas lajes elásticas para eliminar as juntas entre os vãos.

No vão central, além das transversinas nos apoios, é prevista uma transversina em concreto armado no meio do vão, conforme ilustrado na Figura 55.

As vigas se apoiam sobre aparelhos de apoio em elastômero fretado assentes sobre travessa de concreto armado.

Para fins de análise do fenômeno reológico do concreto no tabuleiro com sistema misto de protensão, admite-se as seguintes simplificações: modelagem apenas do vão central; eliminação da esconsidade, da laje elástica e concretagem da laje *in loco*.

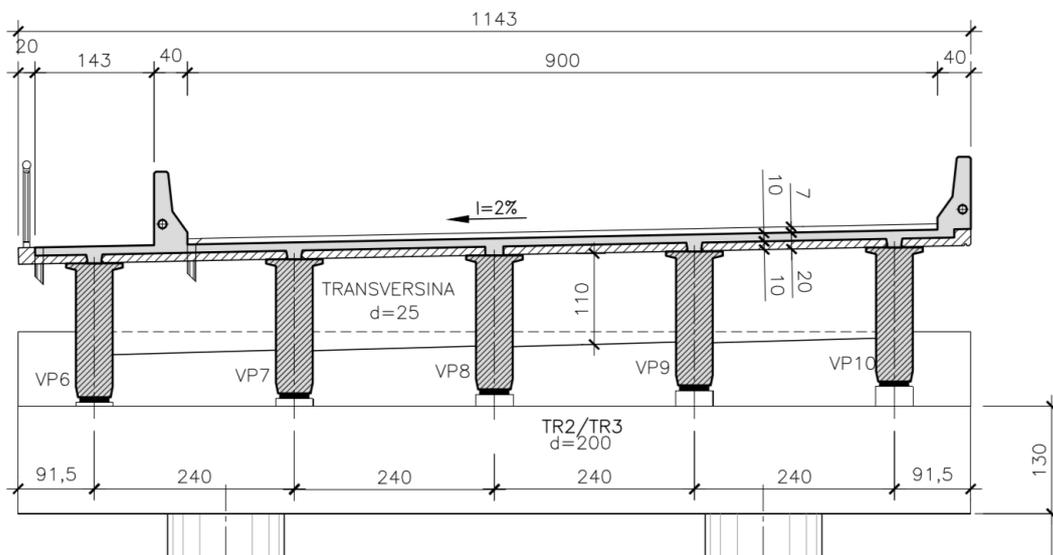


Figura 54 - Seção transversal na seção do apoio.

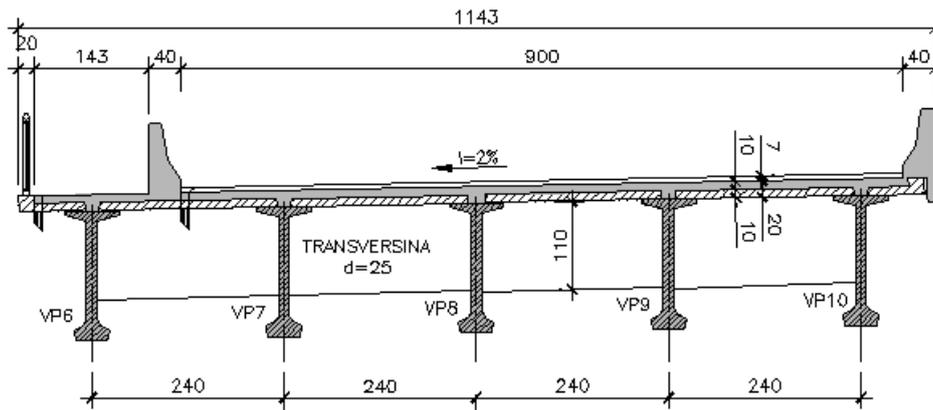


Figura 55 - Seção transversal no meio do vão.

A viga é fabricada em dois trechos, separadamente. O trecho central tem geometria constante ao longo dos 19,60 m, com alma de espessura de 13 cm. Os trechos extremos apresentam os seguintes engrossamentos: 6,10 m com 23 cm; 1 m com 33 cm; e 1 m com 44 cm.

A fim de permitir o acesso do macaco hidráulico para protensão após a concretagem da laje, a viga apresenta, em suas extremidades, recortes em diagonal (chanfro) conforme ilustrado na Figura 56.

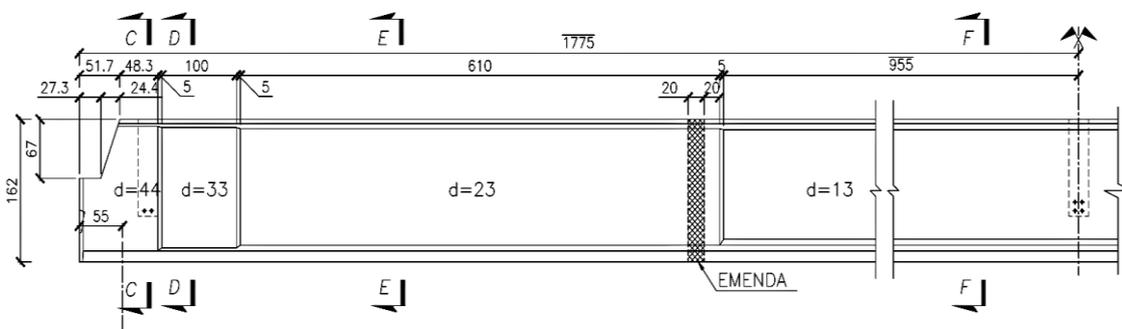


Figura 56 - Elevação da viga longarina.

As seções transversais da viga são mostradas nos cortes da Figura 57.

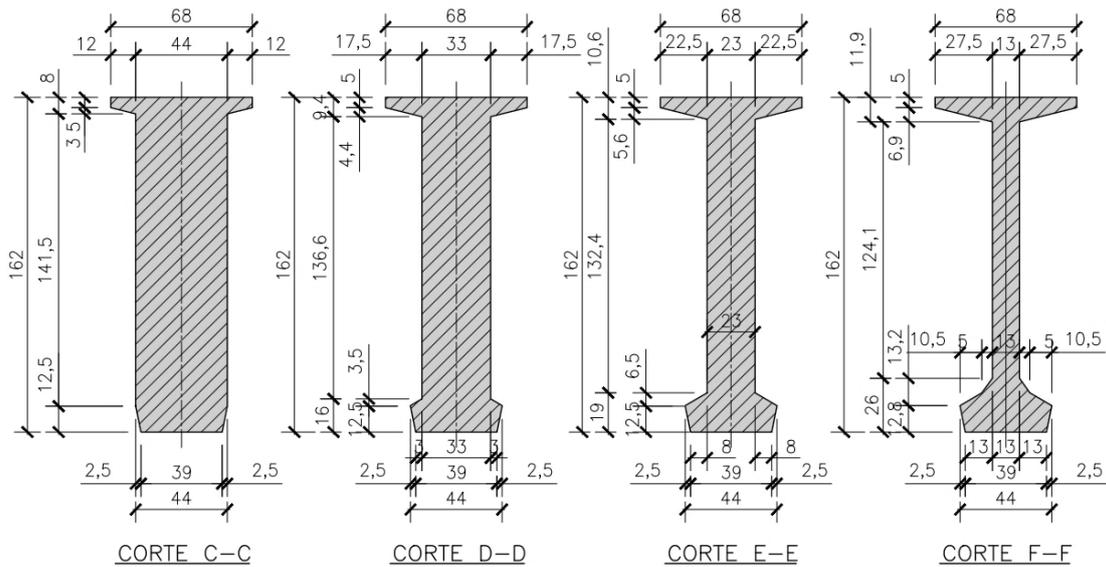


Figura 57 - Seção transversal da viga longarina.

4.1.1. Materiais

A resistência à compressão característica das vigas e lajes é de 45 MPa e 30 MPa, respectivamente. A armadura ativa das vigas consiste de cordoalhas de 12,7 mm, aço CP-210 RB, com resistência à tração última característica de 2060 MPa (f_{ptk}) e baixa relaxação.

4.1.2. Fases construtivas

A execução do tabuleiro em vigas pré-fabricadas é feita em três fases construtivas. A primeira, realizada em fábrica, consiste na protensão com aderência inicial do trecho central da viga isolada com o uso de 10 cordoalhas pré-tensionadas aderentes, com tensão inicial de 157.6 MPa, aplicada, no mínimo, sete dias após a concretagem. Os trechos finais das cordoalhas (com perfil retilíneo) são isolados com material plástico para eliminar a aderência aço-concreto e, assim, reduzir a força de protensão nas extremidades da viga, como apresentado na Figura 58.

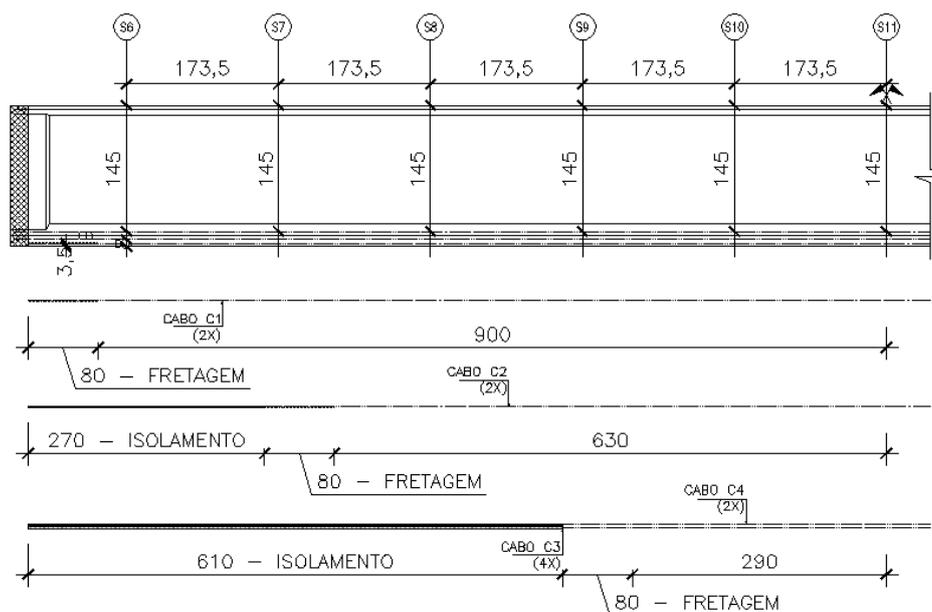


Figura 58 – Armadura de protensão do trecho central da longarina pré-fabricada.

Em fábrica, são também produzidos os dois trechos extremos em concreto armado, da viga longarina que são transportados, em partes, até o canteiro de obras.

A segunda fase é realizada no canteiro de obras e consiste na ligação do trecho central da viga pré-fabricada isolada com as partes em concreto armado, provisoriamente. Para isso, os dois trechos são alinhados, unem-se as armaduras passivas longitudinais principais dos trechos central e extremos com o uso de luvas metálicas, faz-se o traspasse das armaduras de pele e concretiza-se a emenda no local. Em seguida, enfiam-se os cabos inferiores e aplica-se a protensão com tensão inicial de 1520 MPa. Em ambas as extremidades, as ancoragens da armadura pós-tracionada são do tipo ativas.

Após o posicionamento das vigas sobre as travessas, as pré-lajes são dispostas sobre as longarinas e realiza-se a concretagem do complemento de laje. Nessa etapa, são também executadas as concretagens das transversinas de apoio e de meio de vão.

A terceira fase de protensão é, então, realizada com o tensionamento do segundo cabo de protensão, completando as fases construtivas.

A geometria do cabo ao longo da viga é apresentada na Figura 59.

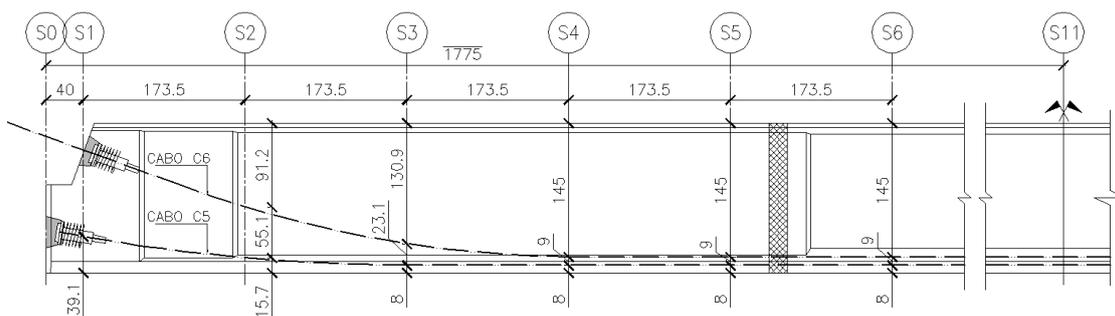


Figura 59 - Traçado dos cabos de pós-tração.

Após a execução da laje, são adicionadas as demais cargas permanentes (asfalto, barreiras, guarda-corpos, iluminação, sinalização) ao tabuleiro e, posteriormente, a estrutura é liberada para utilização.

A Tabela 7 detalha as etapas construtivas descritas anteriormente.

Tabela 7- Etapas construtivas.

Item	Descrição	Tempo decorrido (dias)
1	Concretagem da Viga	0
2	Protensão do trecho central	7
3	União dos trechos da viga e protensão do primeiro cabo	17
4	Execução da laje	38
5	Protensão do segundo cabo	42
6	Execução da barreira lateral, guarda-rodas e pavimento	60
7	Início da utilização (Carga móvel)	110

4.1.3. Carregamentos

As diversas ações em estruturas de pontes são definidas na NBR 7187 (2003) e as cargas móveis são definidas na NBR 7188 (2013). Em se tratando de superestrutura constituída por vãos biapoiados, o peso próprio estrutural, as sobrecargas permanentes e as cargas acidentais são, as principais ações para verificação e dimensionamento dos elementos estruturais.

4.1.3.1. **Peso próprio**

O peso próprio dos elementos estruturais (g_1) é uma ação permanente e com baixa variabilidade entre o valor de projeto e o executado em obra, especialmente estruturas pré-fabricadas. Para a avaliação das cargas devidas ao peso próprio em concreto armado ou protendido, deve ser tomado o peso específico do material de 25 kN/m^3 , de acordo com as prescrições da norma NBR 7187 (2003).

4.1.3.2. **Sobrecargas permanentes**

Todos os demais carregamentos (não estruturais) aplicados com valor constante ao longo da vida útil da estrutura são considerados sobrecarga permanente (g_2). As sobrecargas permanentes compreendem:

- **Pavimentação**

A pavimentação asfáltica deve ter, no mínimo, 7,00 cm de espessura e seu peso específico é de 24 kN/m^3 . A norma NBR 7187 (2003) prevê, ainda, uma carga adicional de $2,0 \text{ kN/m}^2$ para atender a um possível recapeamento. No entanto, essa mesma norma prescreve que esse carregamento pode ser dispensado a critério do proprietário da obra em pontes de grandes vãos.

O carregamento adicional (recapeamento) foi usado no dimensionamento da estrutura para avaliação da capacidade de carga, no entanto, não foi empregado na análise reológica, pois, por se tratar de uma carga adicional que pode não ser utilizada ou que eventualmente se aplicaria com concreto em idade avançada, levaria a resultados equivocados de deformação elástica e por fluência.

- **Barreiras**

As barreiras, no padrão New Jersey, com geometria normatizada pelo DNIT 109 (2009) e apresentada na Figura 60, são construídas em concreto armado e corresponde a uma carga aproximada de 6 kN/m .

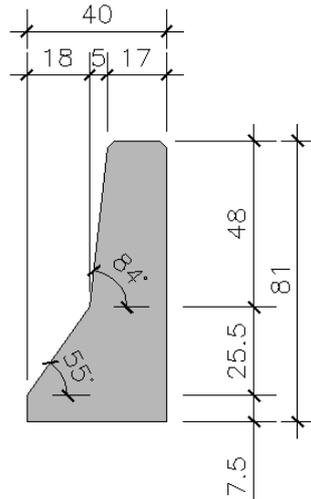


Figura 60 – Dimensões normalizadas das barreiras tipo New Jersey (DNIT 109 (2009)).

- Guarda-corpo

Devido à presença de passeio na lateral do viaduto, foi estimada, a favor da segurança, a sobrecarga permanente de 1 kN/m, referente a um guarda-corpo, distribuída em toda a extensão do viaduto.

- Protensão

A ação da protensão é determinada a partir das prescrições da NBR 6118 (2014). De acordo com o item 9.6.1, a tensão inicial de protensão é limitada pelo tipo de operação de protensão. Quando é realizada a pré-tração, devem ser respeitados os limites máximos de tensão de entre $0,77f_{ptk}$ e $0,85f_{pyk}$ (para aços de classe de relaxação baixa). Em armaduras pós-tracionadas, os valores-limites de tensão são de $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$ (para aço de relaxação baixa).

4.1.3.3. Cargas móveis

A NBR 7188 (2013) define o trem tipo Classe 450 como carga móvel rodoviária padrão. O TB-450 é constituído por um veículo de 450 kN, com três eixos afastados entre si de 1,5 m e ocupando uma área de 18 m², conforme apresentado na Figura 61. Ao redor do veículo-tipo é aplicada uma carga distribuída de 5 kN/m², nas posições mais desfavoráveis.

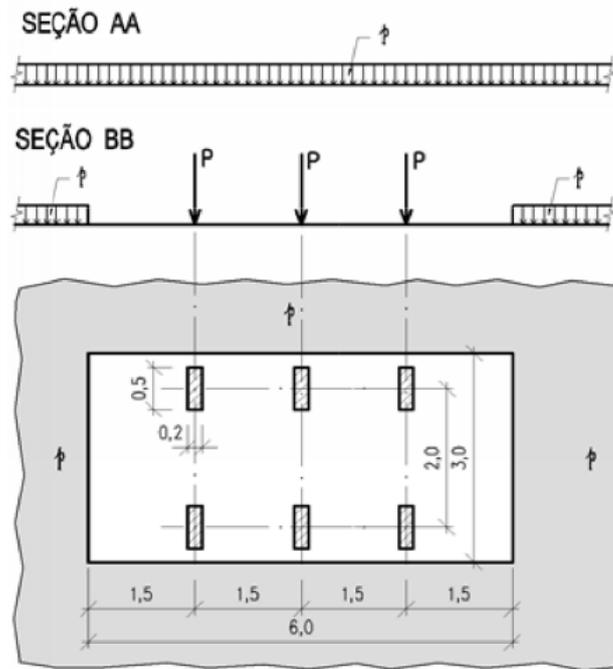


Figura 61 - Trem tipo Classe 450 (NBR 7188, 2013).

A revisão de 1982 da NBR 7188 permitia que fosse feita a homogeneização do trem-tipo, reduzindo a carga das rodas de 75 kN para 60 kN e não interrompendo a carga distribuída na região do veículo-tipo.

Embora não seja explicitado na atual revisão da NBR 7188, esse procedimento de cálculo continua sendo empregado nos projetos de estruturas.

A ação dinâmica dos veículos na estrutura é representada, multiplicando, pelo coeficiente de impacto, que majora os esforços decorrentes dos carregamentos estáticos.

O coeficiente de impacto é dado pela multiplicação de três fatores:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (4.1)$$

onde:

CIV é o coeficiente de impacto vertical.

Para estruturas com vãos entre 10,00 m e 200 m, tem-se:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (4.2)$$

sendo:

Liv o comprimento do vão (para estruturas isostáticas e em balanço) ou a média aritmética dos vãos (para pontes contínuas), em metros.

CNF é o coeficiente de número de faixas, expresso por:

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) \geq 0,9 \quad (4.3)$$

onde n é o número de faixas de tráfego a serem carregadas sobre o tabuleiro.

CIA é o coeficiente de impacto adicional que majora os esforços das cargas móveis na região das juntas estruturais e extremidades da obra (a uma distância horizontal normal à junta, inferior a 5 m para cada lado). Igual a 1,25 para obras em concreto ou mistas.

4.2. Modelagem Computacional

A análise da estrutura foi realizada com o uso de programa comercial por meio de um modelo espacial com elementos de casca, considerando as diversas etapas construtivas do viaduto. Foram realizadas três análises. São elas:

- 1ª análise: considera apenas as fases construtivas e não linearidades geométricas, denominada análise estacionária;
- 2ª análise: considera as fases construtivas e não linearidades geométricas e a perda de tensão nos cabos ao longo do tempo, calculada a partir de prescrições normativas, denominada análise estacionária com perdas;
- 3ª análise: além das considerações anteriores, leva em conta os efeitos reológicos do concreto e do aço de protensão, calculados pelo programa, de acordo com os critérios do Código Modelo FIB 2010, denominada análise reológica.

4.2.1. Descrição do modelo

O modelo espacial, com elementos de casca que representam vigas e lajes do tabuleiro, é considerado o mais adequado para avaliar o comportamento estrutural, apresentando resultados mais próximos da realidade.

Os cabos foram modelados como elementos “*tendon*” (não como cargas equivalentes) para que fosse possível a interação entre os elementos de concreto e a armadura ativa, ambos submetidos aos efeitos reológicos (fluência, retração do concreto e relaxação do aço).

Apoios provisórios e permanentes foram empregados para representar adequadamente as diversas fases construtivas, conforme descrito no item 4.2.5 dessa dissertação.

A Figura 62 e a Figura 63 apresentam as vistas em perspectiva e em planta do modelo em elementos finitos do viaduto de acesso à cidade de Silva Jardim.

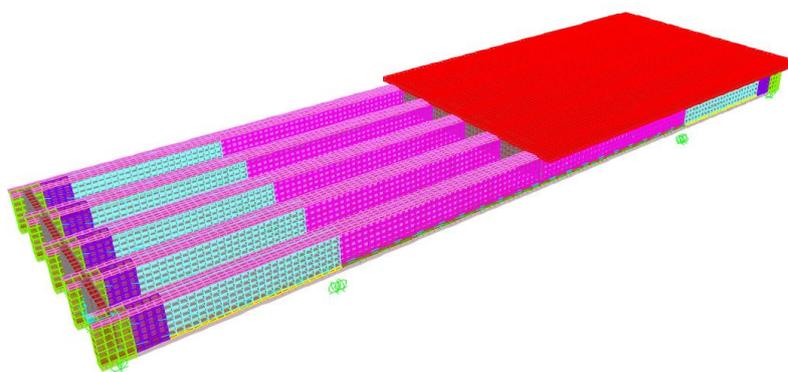


Figura 62 - Modelo em elementos finitos em perspectiva.

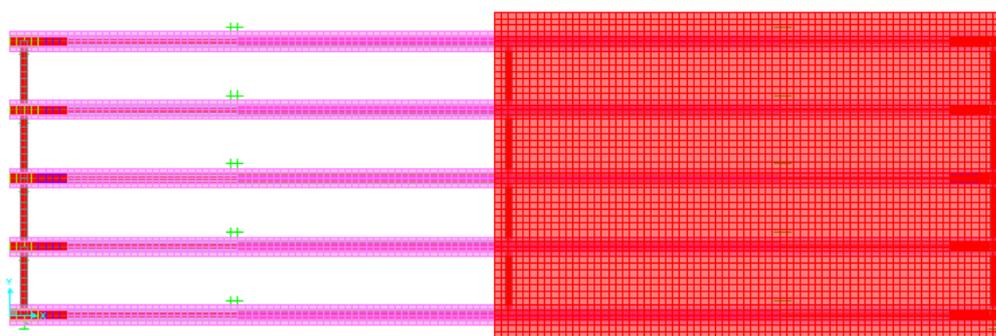


Figura 63 - Modelo em elementos finitos em planta.

4.2.2. Elementos em concreto

A definição das propriedades do material é fundamental para a correta análise da reologia da estrutura. De acordo com o projeto original, as vigas foram executadas com concreto com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 45 MPa com adição de cimento de alta resistência inicial. Já as lajes e transversinas foram executadas com concreto com f_{ck} igual a 30 MPa. Além do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, necessários para analisar o comportamento elástico da estrutura, são necessários

para a definição do concreto: o tipo de cimento utilizado, a umidade relativa do ar e a idade (em dias) do início da retração, conforme o modelo-Código FIB 2010.

O módulo de elasticidade foi definido de acordo com o prescrito na NBR 6118 (2014), com base na resistência à compressão característica do concreto. Buscou-se, para o tipo de cimento empregado, uma correlação entre a classificação europeia e a brasileira. Para o concreto com f_{ck} de 45 MPa com adição de cimento Portland CP-V ARI, utilizado pelo fabricante das vigas, chegou-se à correlação com o cimento 42,5 R, com resistência de 42,5MPa e de pega rápida. Já para o concreto de 30 MPa, definiu-se a correlação com o cimento de classe 32,5 R, também de pega rápida.

A idade para o início da retração foi definida em 0 dias e a umidade relativa média do ar foi de 85%, conforme Banco de Dados Meteorológicos do INMET – Instituto de Meteorologia Nacional (INMET, 2017), para o Estado do Rio de Janeiro, local de execução da obra.

As Figura 64 e Figura 65 apresentam os dados de entrada das propriedades do concreto necessárias para a análise elástica e reológica da estrutura no programa comercial SAP2000.

The image shows a screenshot of the material properties dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Properties' and contains several sections for defining concrete material characteristics. The 'Material Name' is 'C45', 'Material Type' is 'Concrete', and 'Symmetry Type' is 'Isotropic'. The 'Modulus of Elasticity' (E) is set to 34000000. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 25 and 'Mass per Unit Volume' as 2,5. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. The 'Poisson' ratio (U) is 0,2. The 'Coeff of Thermal Expansion' (A) is 1,000E-05. The 'Shear Modulus' (G) is 14166667. The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' and 'Expected Concrete Compressive Strength', both set to 45000. There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked, and a field for 'Shear Strength Reduction Factor' which is empty. At the bottom, there are buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Thermal Properties...'. The 'Time Dependent Properties...' button is highlighted with a blue border.

Figura 64 - Definição das propriedades usuais dos materiais para análise elástica.

Figura 65 - Definição das propriedades dos materiais para análise reológica.

As vigas e lajes foram modeladas como elementos de casca com espessura definida de acordo com a seção transversal.

Para analisar os efeitos da retração da fluência, calculou-se a espessura fictícia da peça, tal como mostra a Tabela 8, para as diversas seções transversais definidas no modelo. Nessa tabela, A é a área do elemento, u é o perímetro em contato com o ambiente e h é a espessura fictícia.

Tabela 8 - Espessura fictícia para seções definidas no modelo.

	A (m ²)	u (m)	h (m)
Laje	2,33	20,26	0,23
Mesa Superior	0,06	1,23	0,10
Alma 13cm	0,16	2,48	0,13
Alma 23cm	0,30	2,65	0,23
Alma 33cm	0,45	2,73	0,33
Alma 39cm	0,16	2,48	0,13
Engrossamento vão	0,04	0,42	0,19
Engrossamento 2	0,02	0,25	0,18
Talão	0,05	0,64	0,16
Apoio Vp	1,36	5,12	0,53
Transversina	0,30	2,40	0,25
Viga completa	0,78	8,75	0,18

A Figura 66 e a Figura 67 apresentam os dados de entrada dos elementos de área usados no programa SAP2000 para a análise elástica e reológica.

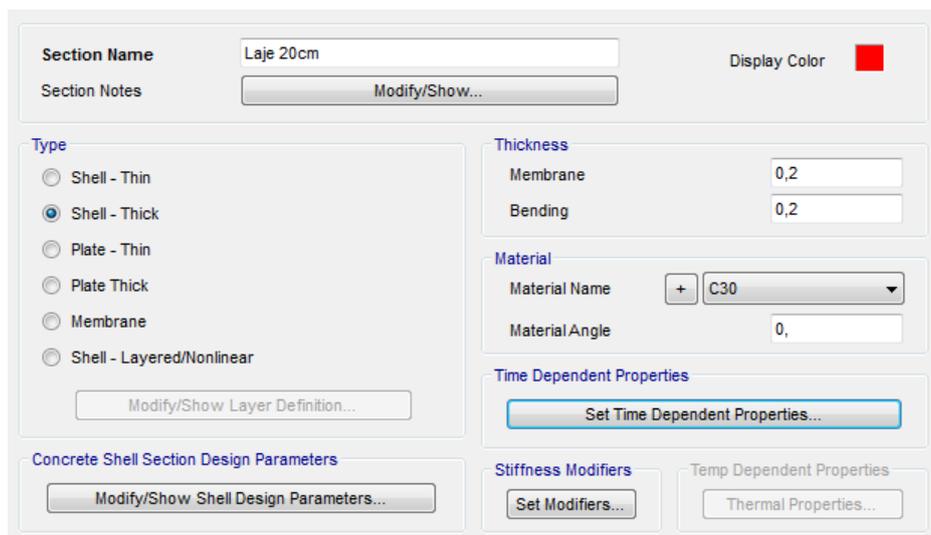


Figura 66 - Definição dos parâmetros do elemento de área.

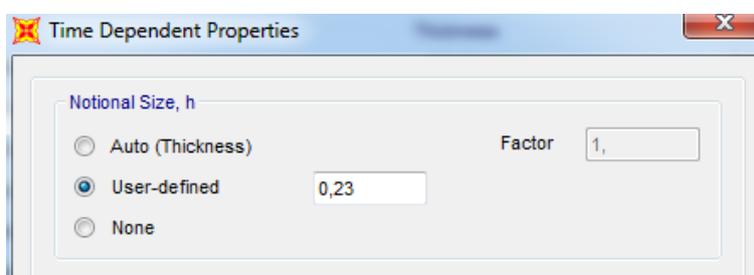


Figura 67 - Definição dos parâmetros para a análise reológica.

4.2.3. Protensão

O projeto em estudo conta com dois sistemas de protensão: cordoalhas pré-tracionadas e cabos pós-tracionados. Cada tipo foi modelado de forma distinta no programa.

O aço de protensão determinado pelo projeto foi do tipo CP-210 RB, com tensão de ruptura de 2060 MPa. Conforme prescrito na Tabela 1 da NBR 7483 (2008), a tensão de escoamento (f_{pyk}) deve ser tomada como aquela que corresponde a carga mínima a 1% de alongamento. Para o aço CP-210RB, isso representa $0,9f_{ptk}$, ou seja, 1854 MPa. O módulo de elasticidade adotado foi de 200 GPa.

Com relação às propriedades reológicas, foi necessário definir a classe do aço de acordo com o FIP 90. Tem-se, para a classe 1, os aços de relaxação normal e, classe 2, relaxação baixa (FIP, 2010).

A Figura 68 e a Figura 69 apresentam as propriedades do aço usado nos elementos de protensão.

The screenshot shows a software interface for defining the elastic properties of a prestressing steel material. The material is identified as 'CP210' and 'Tendon' with a 'Uniaxial' symmetry type. The Modulus of Elasticity (E1) is set to 2,000E+08. The Weight and Mass properties are defined as 78,5 for Weight per Unit Volume and 7,85 for Mass per Unit Volume. The Units are set to 'KN, m, C'. The Poisson's ratio (U12) is 0, and the Coefficient of Thermal Expansion (A1) is 1,170E-05. The Shear Modulus (G12) is also 0. The 'Other Properties for Tendon Materials' section includes a Minimum Yield Stress (Fy) of 1854000 and a Minimum Tensile Stress (Fu) of 2060000. The 'Advanced Material Property Data' section contains buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Thermal Properties...'.

Figura 68 - Definição das propriedades do aço de protensão para análise elástica.

The screenshot shows a software interface for defining the rheological properties of a prestressing steel material. The material is identified as 'CP210' and 'Tendon' with a 'Uniaxial' symmetry type. The 'Time Dependent Type' is set to 'CEB-FIP 90'. The Units are 'KN, m, C'. The 'CEB-FIP Parameters' section shows the 'CEB-FIP Class' set to 2. The 'Time Dependence Considered For' section has 'Prestressing Steel Relaxation' checked with a 'Factor' of 1. The 'Relaxation Analysis Type' section has 'Full Integration' selected.

Figura 69 - Definição das propriedades do aço de protensão para análise reológica.

As cordoalhas pré-tracionadas têm traçado retilíneo e transmitem força de compressão para as vigas nos trechos em que há aderência aço-concreto. Assim, foram modelados três grupos de cordoalhas pré-tracionadas com comprimentos variados que

representam os trechos efetivos de transferência da força de protensão. Foram desconsideradas, na modelagem das cordoalhas, as perdas por atrito e acomodação da ancoragem, uma vez que a perda imediata considerada é exclusivamente devida ao encurtamento elástico do concreto, calculado automaticamente pelo programa.

Foi criado um caso de carga específico para as cordoalhas pré-tracionadas, aplicando uma tensão inicial de protensão de 1576 MPa ($0,85f_{pyk}$), conforme item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 (2014). A Figura 70 e a Figura 71 apresentam as definições da seção transversal e a tensão aplicada nas cordoalhas pré-tracionadas. A área definida corresponde ao grupo de cordoalhas com mesmo comprimento nas longarinas.

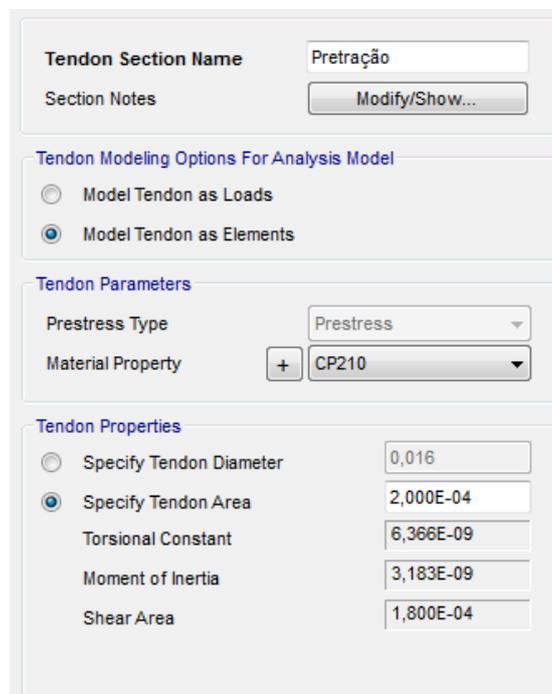


Figura 70 – Parâmetros da seção das cordoalhas pré-tracionadas.

Tabular Data	
Load Pattern	Pretracao
Load Type	Stress
Jack From This Location	Both Ends
Tendon End Force (KN)	
Tendon End Stress (KN/m2)	1586000,
Curvature Coefficient (Unitless)	0,
Wobble Coefficient (1/m)	0,
Anchorage Set Slip (m)	0,
Loss - Elastic Shortening Stress (KN/m2)	0,
Loss - Creep Stress (KN/m2)	0,
Loss - Shrinkage Stress (KN/m2)	0,
Loss - Steel Relaxation Stress (KN/m2)	0,

Figura 71 - Tensão aplicada as cordoalhas pré-tracionadas.

Os dois cabos pós-tracionados, com 16 cordoalhas de 12,7 mm cada, têm traçado parabólico nos trechos extremos da viga (concretados separadamente) e traçado reto no trecho central. A configuração geométrica dos cabos é definida por pontos com coordenadas cartesianas, ao longo da extensão da viga. Os cabos da pós-tensão foram modelados no SAP2000 como “*tendon*”.

A Figura 72 apresenta a definição geométrica do traçado dos cabos no programa, com conformação parabólica e linear, dependendo dos trechos.

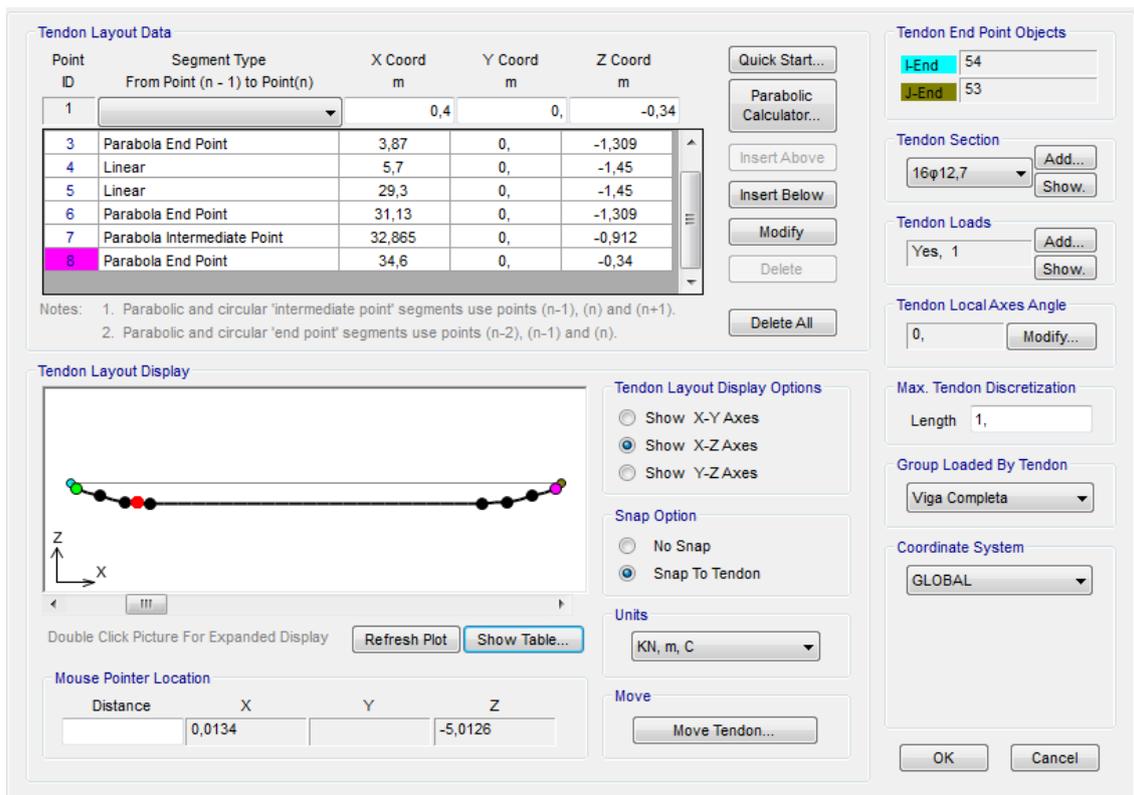


Figura 72 - Definição do traçado dos cabos no programa SAP 2000.

A tensão inicial nas cordoalhas foi aplicada de acordo com os limites estabelecidos no item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 (2014). Para cabos pós-tracionados com aço de relaxação baixa, os limites de tensão inicial são de $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$, sendo o menor valor igual a 1520 MPa.

Ambos os cabos possuem ancoragens ativas nas extremidades e sofrem perdas imediatas de tensão por atrito entre bainha e cordoalhas, como também por acomodação das ancoragens e por deformação elástica do concreto. Todas as perdas imediatas são calculadas automaticamente pelo programa a partir do traçado dos cabos e dos parâmetros de projeto, tais como: coeficiente de atrito (μ), coeficiente de perdas parasitas (k) e

encunhamento das ancoragens. Esses dados de entrada no programa estão apresentados na Figura 73 e foram definidos de acordo com as recomendações da EN 1992-1-1 (2002).

É possível visualizar as tensões ao longo do cabo a partir do cálculo das perdas imediatas, conforme mostra a Figura 74.

Tabular Data	
Load Pattern	Protensao Aderente 2
Load Type	Stress
Jack From This Location	Both Ends
Tendon End Force (KN)	
Tendon End Stress (KN/m ²)	1500000,
Curvature Coefficient (Unitless)	0,2
Wobble Coefficient (1/m)	2,00E-03
Anchorage Set Slip (m)	6,00E-03
Loss - Elastic Shortening Stress (KN/m ²)	0,
Loss - Creep Stress (KN/m ²)	0,
Loss - Shrinkage Stress (KN/m ²)	0,
Loss - Steel Relaxation Stress (KN/m ²)	0,

Units: KN, m, C

Note: This tendon is modeled using elements. The elastic, creep, shrinkage, and relaxation loss items apply in addition to the losses computed by analysis.

Show Prestress Losses

Done

Figura 73 - Definição de tensão e parâmetros para cálculo das perdas imediatas.

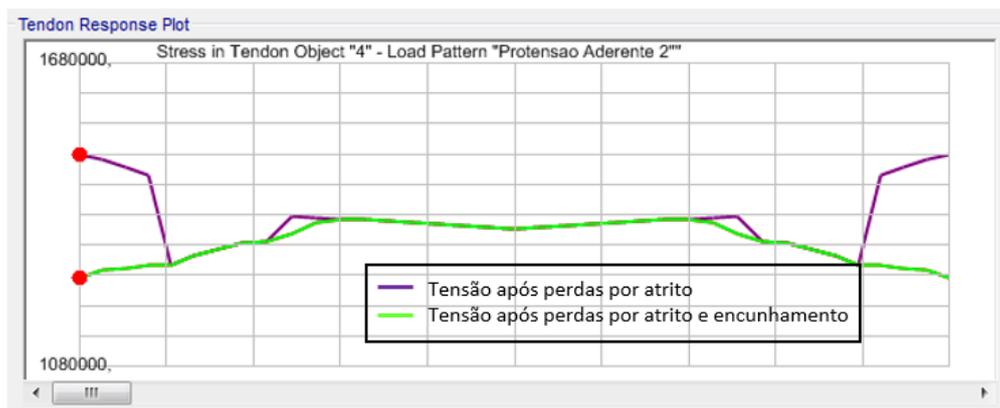


Figura 74 - Tensões ao longo do cabo após perdas por atrito e por encunhamento.

O programa SAP 2000 calcula automaticamente as perdas diferidas de protensão quando realiza a análise reológica. Para fins de validação dessas estimativas, foram calculadas as perdas diferidas conforme o método simplificado da norma EN 1992-1-1 (2002). O anexo 1 dessa dissertação apresenta as expressões para determinação dessas perdas e suas adaptações para a consideração das diversas fases de protensão.

Toda análise das perdas segundo o método simplificado da EN 1992-1-1 (2002) foi feita apenas para a seção do meio do vão, extrapolando-se para as demais seções da viga.

Buscou-se avaliar a partir de prescrições normativas o percentual da perda de tensão nos cabos em cada fase do processo construtivo. Essa perda foi incluída em cada fase dos casos de carga no modelo como um decréscimo das tensões aplicadas no cabo.

A Tabela 9 apresenta as propriedades geométricas da longarina com seção isolada e composta (viga e laje).

Tabela 9 - Propriedades geométricas da longarina na seção do meio do vão.

Seção	A (m ²)	J (m ⁴)	h (m)	Wi (m ³)	Ws (m ³)
Viga isolada	0,314	0,102	1,620	0,128	-0,124
Viga composta na seção do meio do vão	0,737	0,257	1,820	0,194	-0,521

A Tabela 10 resume os esforços na seção do meio do vão e as tensões para a fibra inferior (σ_i), superior (σ_s) e na altura do centroide do cabo médio (σ_d) para os diversos casos de carga permanente.

Tabela 10 - Tensões nas fibras devido aos carregamentos permanentes.

Casos de carga	N _k (kN)	M _k (kN.m)	σ_i (kN/m ²)	σ_s (kN/m ²)	σ_d (kN/m ²)
g1	0	1452	11347	-11713	9923
g2	0	1573	12292	-12688	10750
g3	0	1560	8041	-1779	7435
p0	-1529	-1158	-13915	4466	-12780
p1	-2223	-1594	-19531	5774	-17969
p2	-2162	-2502	-15831	-82	-14859

*g*₁ – peso próprio da longarina isolada;

*g*₂ – peso próprio da laje;

*g*₃ – demais cargas permanentes;

*p*₀ – protensão no instante inicial *t*₀;

*p*₁ – protensão no instante *t*₁;

*p*₂ – protensão no instante *t*₂.

As demais propriedades que não dependem do tempo, necessárias para o cálculo das perdas são apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Demais propriedades dos materiais para cálculo das perdas diferidas.

Propriedades da protensão		
	Pós-tração	Pré-tração
σ_{p0} (kN/m ²)	1500000	1600000
μ	0,714	0,762
ρ_{1000} (%)	3,738	2,786
E_p (kN/m ²)	200000000	
f_{ptk} (kN/m ²)	2100000	
Área dos cabos		
A_{p1} (m ²)	0,001	
A_{p2} (m ²)	0,0016	
A_{p3} (m ²)	0,0016	
Propriedades do concreto		
f_{ck} (kN/m ²)	45000	
E_{ci} (kN/m ²)	37485538,13	

A Tabela 12 apresenta os parâmetros de entrada e as perdas de tensão estimadas em cada etapa construtiva desde t_0 (=7dias) até t_{∞} (=2010 dias).

Tabela 12 - Parâmetros de entrada e perdas de tensão no aço de protensão.

	t	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	t9
		7	17	38	42	60	110	210	510	1010	2010
Retração	ecs(ts,t)	-5,98E-05	-8,76E-05	-1,19E-04	-1,10E-04	-1,24E-04	-1,50E-04	-1,81E-04	-2,27E-04	-2,64E-04	-2,99E-04
	$\Delta\sigma_{p,t}(t,t_0)$ (MPa)	-11,96	-17,52	-23,89	-22,08	-24,87	-30,05	-36,14	-45,37	-52,81	-59,74
Fluência	$\varphi(t,t_0)$	0,000	0,466	0,680	0,685	0,750	0,851	0,952	1,084	1,179	1,268
	$\varphi(t,t_1)$	0,000	0,000	0,473	0,490	0,574	0,689	0,796	0,931	1,026	1,115
	$\varphi(t,t_2)$	0,000	0,000	0,000	0,016	0,325	0,494	0,618	0,761	0,858	0,948
	$\varphi(t,t_3)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,278	0,466	0,594	0,738	0,836	0,926
	$\varphi(t,t_4)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,353	0,503	0,656	0,755	0,847
	$\Delta\sigma_{p,t}(t,t_0)$ (MPa)	0,00	-7,10	-55,75	-56,54	-69,83	-73,58	-82,48	-94,61	-103,41	-111,73
Relaxação	$\chi(t,t_0)$	0,0000	0,0146	0,0179	0,0183	0,0197	0,0222	0,0250	0,0294	0,0333	0,0377
	$\chi(t,t_1)$	0,0000	0,0000	0,0142	0,0147	0,0165	0,0195	0,0228	0,0279	0,0324	0,0376
	$\chi(t,t_3)$	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0137	0,0182	0,0221	0,0276	0,0322	0,0375
	$\Delta\sigma_{p,t}(t,t_0)$ (MPa)	0,00	-4,46	-11,93	-12,30	-20,24	-24,55	-28,83	-35,14	-40,65	-46,94
Perdas totais	β_2	1,0171	1,0609	1,0649	1,0417	1,0438	1,0460	1,0491	1,0527	1,0551	1,0574
	$\Delta\sigma_{(cs+st)}(t,t_0)$ (MPa)	-11,76	-27,41	-85,99	-87,28	-110,12	-122,54	-140,55	-166,36	-186,58	-206,55
	$\Delta\sigma_{(cs+st)}/\sigma_{p0}$	0,76%	1,77%	5,55%	5,63%	7,10%	7,91%	9,07%	10,73%	12,04%	13,33%

Pode-se notar que o coeficiente de fluência reduz de maneira significativa à medida em que se introduz a força de protensão em idades mais avançadas. O gráfico da Figura 75 ilustra as curvas do coeficiente de fluência para as diversas idades de carregamento da peça.

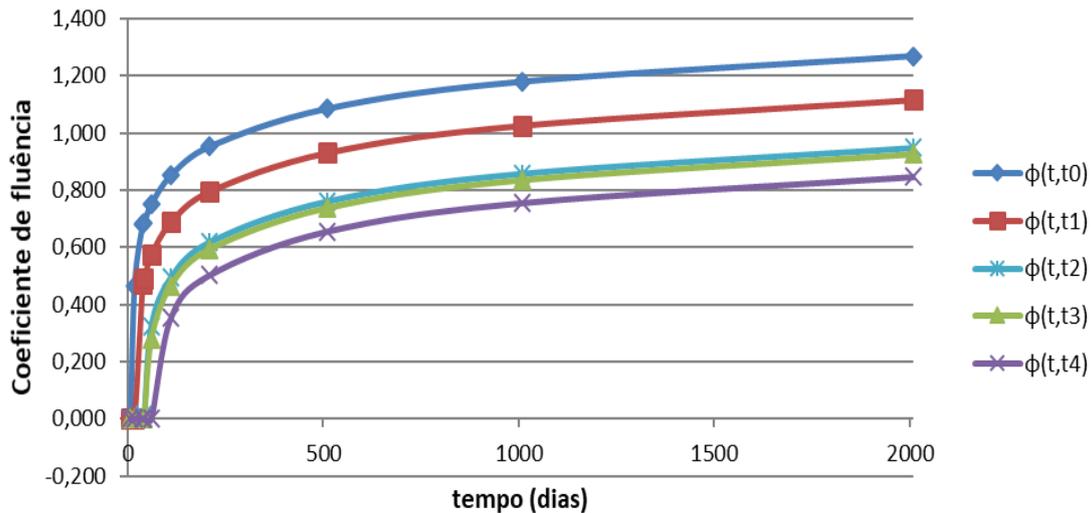


Figura 75 - Coeficientes de fluência para diversas idades de carregamento.

A Figura 76 apresenta as curvas de perda de tensão por retração ($\Delta\sigma_{p,s}$), por fluência ($\Delta\sigma_{p,c}$) e por relaxação ($\Delta\sigma_{p,r}$) em função do tempo t . Considerou-se uma média de perda para os cabos, já que não é possível definir individualmente a deformação por cabo em cada fase de carregamento. Observa-se a preponderância da fluência frente aos demais efeitos reológicos representando aproximadamente 54% do total. Já a retração representa 28%, enquanto a relaxação representa 18% para os 2010 dias.

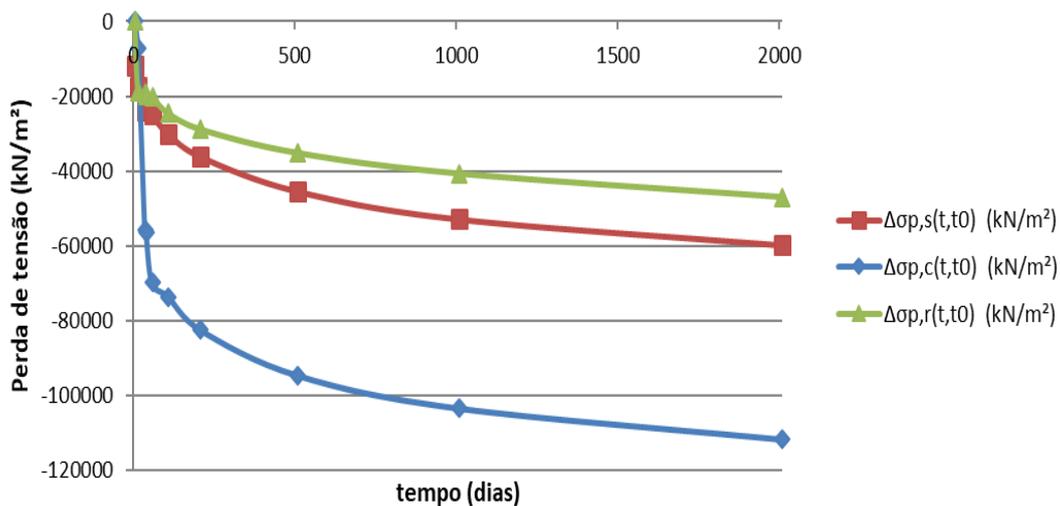


Figura 76 - Perdas de tensão devidas à fluência, à retração e à relaxação.

4.2.4. “Elemento fantasma”

Para representar adequadamente o comportamento da estrutura levando-se em conta as fases construtivas da obra, empregou-se um artifício de modelagem, denominado

“elemento fantasma”, que tem por objetivo compatibilizar as deformações reais da estrutura, durante a sequência executiva, com as respostas numéricas do modelo computacional.

Para isso, foram utilizados elementos de casca de baixíssima rigidez que se ligam aos elementos de concreto previamente inseridos no modelo, conforme a sequência executiva do projeto, e cujos deslocamentos são aqueles correspondentes à etapa do lançamento estrutural.

O “elemento fantasma” serve como referência para a inclusão de novos elementos de concreto que são inseridos na sequência construtiva, garantindo a compatibilização do modelo matemático com a estrutura real. Alternativamente, o programa adicionaria os elementos na posição indeformada da estrutura, o que levaria a respostas de tensão e de esforços corretos, todavia os deslocamentos seriam incompatíveis com o modelo real.

A Figura 77 e a Figura 78 apresentam os dados de entrada do “elemento fantasma” no programa computacional. Foram empregados elementos de casca com módulo de elasticidade de 3,3 MPa (10.000 vezes inferior ao do concreto) e espessura de 0,1mm.

The image shows a software interface for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is set to "Material ghost" with a pink color swatch. Material Type is set to "Concrete". A "Modify/Show Notes..." button is present.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 24,9926 and Mass per Unit Volume is 2,5485.
- Units:** Set to "KN, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 3300; Poisson, U is 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A is 1,000E-05; Shear Modulus, G is 1375.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c is 30000; Expected Concrete Compressive Strength is 30000. There is an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" and a field for "Shear Strength Reduction Factor".

Figura 77 - Definição do material do “elemento-fantasma”.

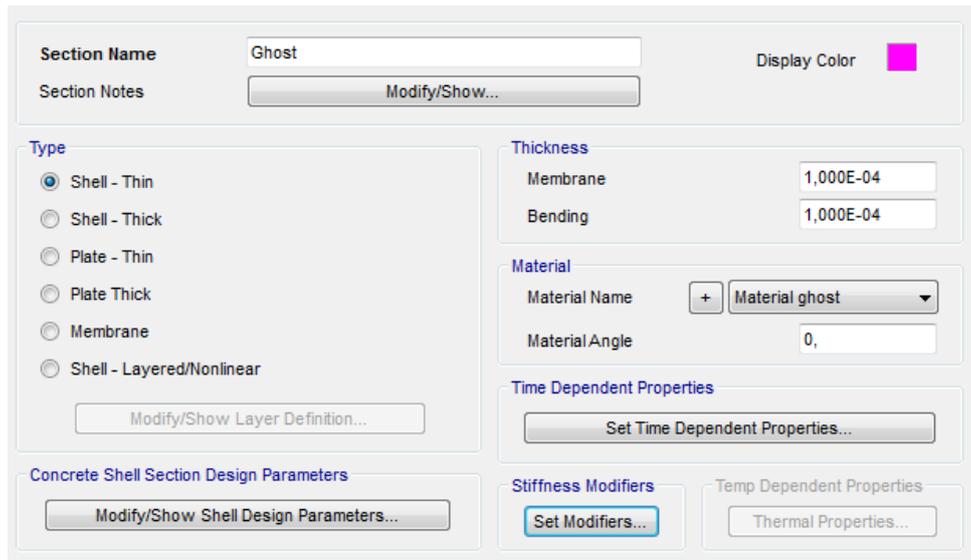
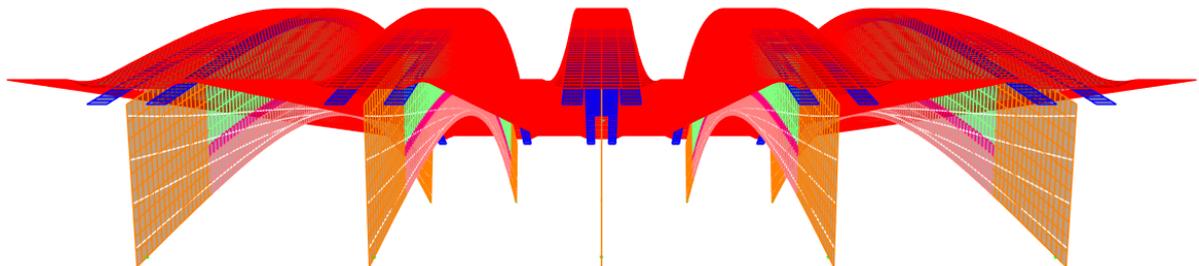
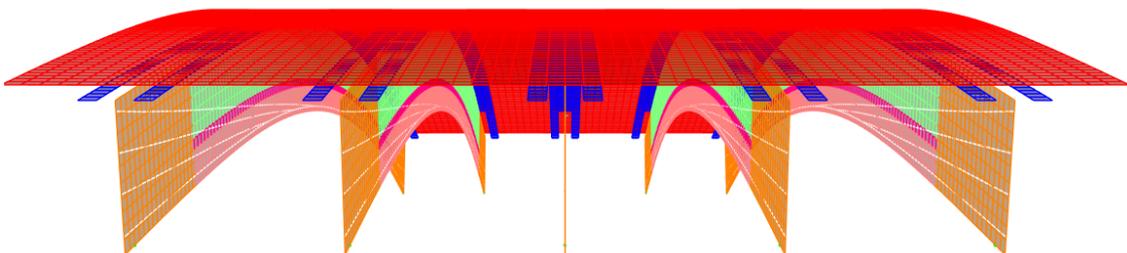


Figura 78 - Definição da seção transversal do “elemento-fantasma”.

A Figura 79 ilustra a diferença entre as deformações da estrutura no instante em que é incluído a laje, sem e com a definição do “elemento fantasma”. Observa-se que, sem a consideração do “elemento-fantasma”, o programa mantém os nós da laje que não estavam vinculados à viga (por *links* rígidos) na posição não-deformada da estrutura.



a) Sem “elemento fantasma”



b) Com “elemento fantasma”

Figura 79- Deformada da estrutura.

4.2.5. Apoios

Para a adequada modelagem da estrutura com a consideração das diversas fases construtivas foram empregados apoios elásticos definitivos e apoios provisórios. A seguir são apresentadas as especificações de cada tipo de apoio definido no modelo computacional.

4.2.5.1. Apoios provisórios

Conforme descrito no item 4.1.2, a primeira protensão (com cordoalhas pré-tracionadas) é feita somente no trecho central da longarina. Devido à excentricidade das cordoalhas, a protensão impõe certa contra-flecha que faz com que a viga em flexão se apoie apenas em suas extremidades.

Para simular essa situação, foram dispostos apoios provisórios com uso de barra rígida, nos dois nós extremos da face inferior do trecho central da longarina. Esses apoios provisórios devem ser retirados no momento em que é feita a protensão do primeiro cabo pós-tracionado, a qual promove o surgimento de contra-flecha na viga completa, desfazendo o contato dos nós extremos do trecho central com a superfície.

Os segmentos extremos em concreto armado, por sua vez, encontram-se apoiados ao longo de toda sua extensão até o instante em que são unidos ao trecho central e o primeiro cabo pós-tracionado é protendido. A fim de simular o processo construtivo, os elementos que representam as extremidades da viga foram adicionados sobre apoios provisórios modelados como barras rígidas. Isso representa que o elemento foi, de fato, concretado (dando início às deformações por retração), mas não entrou em carga e encontra-se apoiado de forma contínua.

A Figura 80 apresenta como foram modelados os apoios provisórios, ao longo de todo o trecho da extremidade da viga.

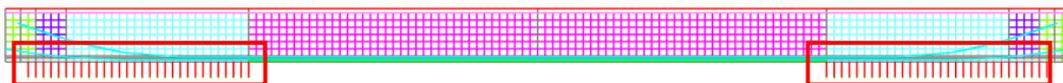


Figura 80 - Apoios provisórios nos trechos extremos da viga.

4.2.5.2. Apoios definitivos

Os apoios em elastômero fretado foram modelados com elementos de mola com rigidez equivalente calculada segundo as prescrições da norma europeia EN 1337-3 (2005). O anexo 2 dessa dissertação descreve detalhadamente o cálculo dos coeficientes de rigidez empregados no modelo computacional.

O aparelho de apoio adotado no projeto tem geometria apresentada na Figura 81.

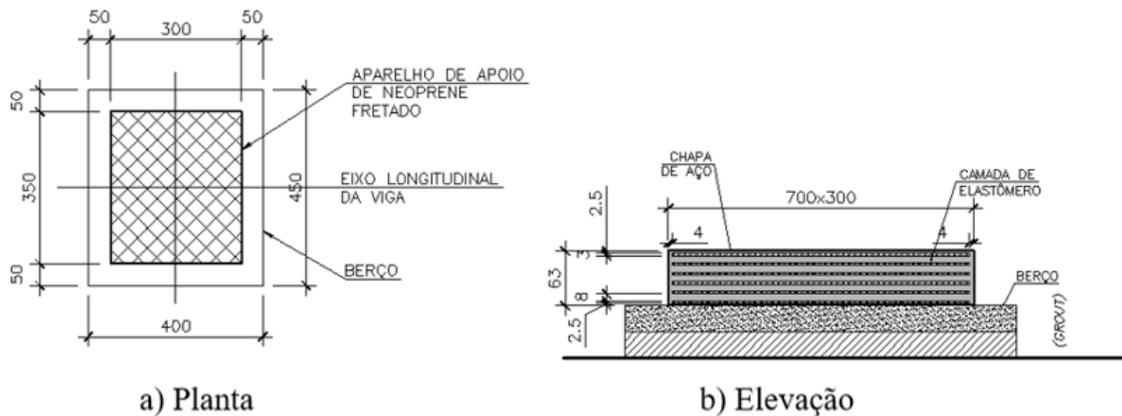


Figura 81 - Aparelho de apoio em elastômero fretado.

Os valores das rizezas do aparelho de apoio calculados conforme apresentado no Anexo 2 são: $k_v=1.023.941$ kN/m; $k_h=2.625$ kN/m; $k_m=3.527$ kN/rad.

4.2.6. Carregamentos

O peso próprio foi calculado automaticamente pelo programa computacional, a partir da geometria da estrutura.

As demais ações permanentes foram adicionadas ao modelo computacional, conforme descritas no item 4.1.3.2 dessa dissertação.

Particularmente, o peso da laje sobre as vigas foi, inicialmente, introduzido como carga, quando o concreto fresco ainda não contribui para a rigidez da estrutura.

A definição automática do peso próprio da laje pelo programa, por outro lado, consideraria a inércia total da seção composta, o que levaria a resultados equivocados na análise das fases construtivas.

A carga móvel adotada encontra-se descrita no item 4.1.3.3 de forma a representar o carregamento mais desfavorável para a viga extrema, foi calculada a linha de distribuição transversal da viga V1 usando o próprio modelo de análise.

Conforme descrito em JUDICE *et. al.* (2008), cargas unitárias distribuídas foram aplicadas sobre cada viga e na extremidade do balanço da seção transversal do tabuleiro.

A Tabela 13 e a Figura 82 apresenta a distribuição transversal da viga de bordo, na seção do meio do vão.

Tabela 13 - Distribuição transversal de momentos da viga de bordo.

Posição da carga	Momento (kN.m)	Distribuição transversal	
		Posição da viga (m)	M/∑M
Balanço V1	-63,6	0	0,464
V1	-61,1	1,015	0,446
V2	-53,2	3,415	0,388
V3	-32,3	5,815	0,236
V4	-7,2	8,215	0,053
V5	16,7	10,615	-0,122
Balanço V5	26,4	11,63	-0,192
Soma=	-137,1		

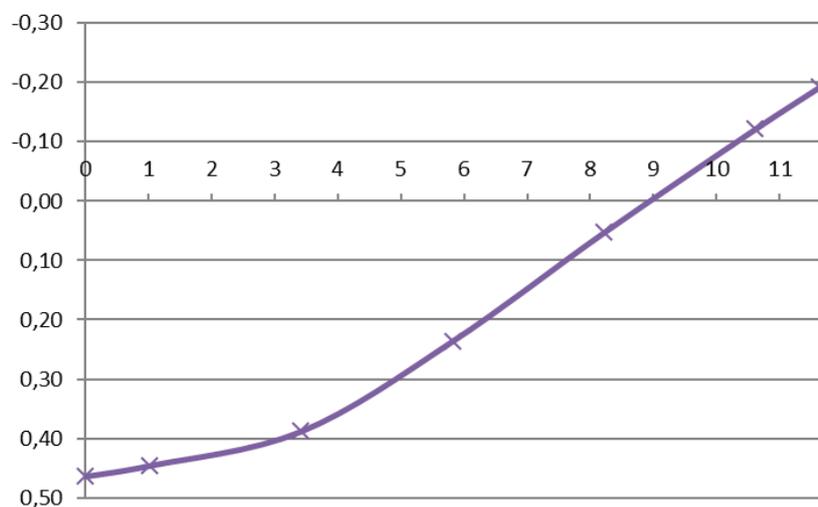


Figura 82 - Linha de distribuição transversal da viga de bordo (V1).

A Figura 83 apresenta a carga distribuída no modelo em elementos finitos, de acordo com a linha de distribuição transversal da viga de bordo (V1).

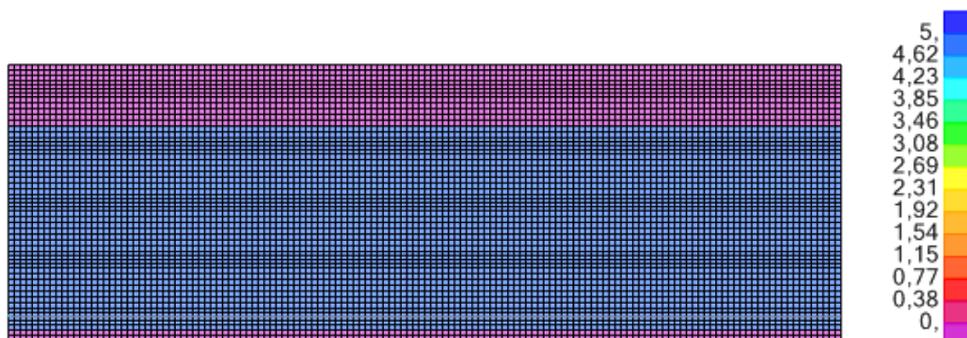


Figura 83 - Carga distribuída aplicada no modelo computacional (kN/m²).

A carga do veículo-tipo foi aplicada como carregamento nodal, na seção do meio do vão, na posição mais desfavorável para a viga de bordo (V1).

4.2.7. Grupos de elementos

Para a definição das fases construtivas, e na análise subsequente reológica a ser efetuada pelo programa SAP2000, foi necessário separar os elementos estruturais que constituem o modelo em grupos. São eles:

- a) Barras rígidas, representando: os apoios provisórios dos trechos em concreto armado (extremidades) da longarina;
- b) Elementos em casca, representando:
 - b.1) Os trechos de emenda entre as partes da longarina (concretado "in loco");
 - b.2) As lajes;
 - b.3) As transversinas;
 - b.4) O trecho central da longarina, com os cabos de pré-tração;
 - b.5) Os trechos em concreto armado da longarina;
 - b.6) A longarina completa;
- c) Os elementos "tendon", representando:
 - c.1) Os cabos da segunda fase de protensão;
 - c.2) Os cabos da terceira fase de protensão.

A Figura 84 apresenta, em cores distintas, cada um dos grupos definidos no modelo computacional.

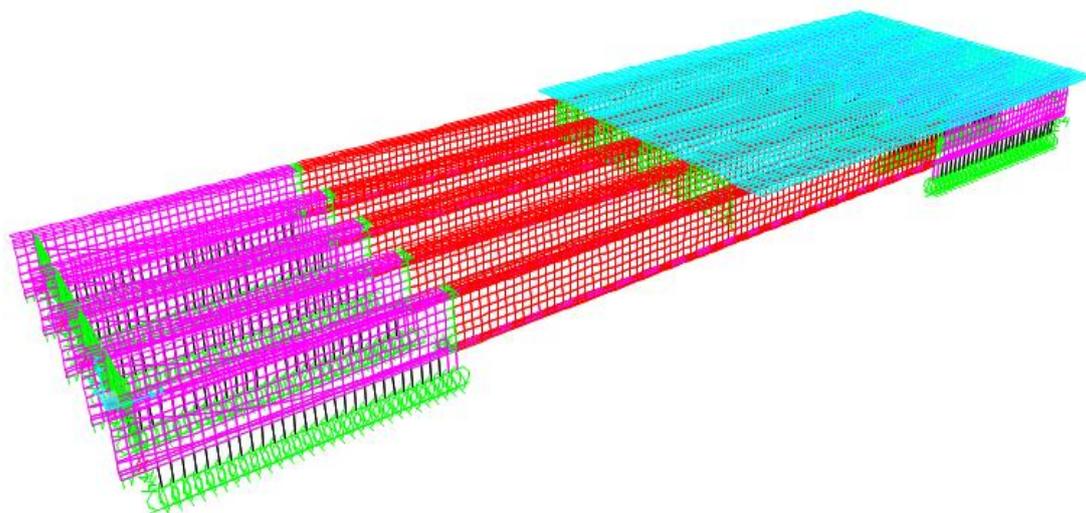


Figura 84 - Agrupamento dos elementos do modelo computacional.

4.3. Etapas construtivas

Conforme descrito no item 4.1.2, a complexa execução do viaduto em estudo contempla diversas etapas construtivas que foram modeladas como casos de carga estática não-linear.

A partir da opção “*Staged Construction*” do programa SAP2000, foi definida a sequência de construção, fazendo-se a adição ou remoção dos carregamentos em etapas de duração finita ou nula (carregamento imediato). Com o uso dessa ferramenta computacional, foi possível avaliar os efeitos da retração e da fluência do concreto, levando-se em consideração as não-linearidades da estrutura (física e geométrica). Também foram implementadas, nessa fase, a definição das estruturas “fantasmas”, discutidas no item 4.2.4 dessa dissertação.

O Quadro 1 detalha as diversas etapas de carregamento, o tempo de cada etapa e o tempo decorrido desde o início da construção.

Quadro 1- Definição das etapas construtivas da ponte.

DEFINIÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS									
Etapa	Duração (dias)	Idade (dias)	Nome da operação	Operação	Nome do grupo	Nome do carregamento	Fator de carga		
1	0	0	Adicionar estruturas	Add Structure	Apoio provisório				
				Add Structure	Viga - trecho central				
				Add Structure	Laje				
				Add Structure	Viga - Extremidade				
				Add Structure	Transversina				
2	0	0	Modificar estrutura	Change Modifiers	Emenda (Ghost)				
				Change Modifiers	Transversina (Ghost)				
				Change Section	Laje (Ghost)				
				Change Modifiers	Protensão 2 (Ghost)				
				Change Modifiers	Protensão 3 (Ghost)				
3	7	0	7 dias						
4		7							
5	0	7	PP+protensão 1	Load Objects	Viga - trecho central	DEAD (Peso-Próprio)	1		
				Load Objects	Viga - trecho central	Pretracção	1		
6	0	7	Adiciona Viga Extrema	Change Modifiers	Emenda (FULL)				
				Change Modifiers	Transversina (FULL)				
				Change Modifiers	Protensão 2 (FULL)				
7	10	7	10 dias						
8		17							
9	0	17	Protensão 2	Remove Structure	Apoio provisório				
				Load Objects	Viga - Extremidade			DEAD (Peso-Próprio)	1
				Load Objects	Viga - Extremidade			Protensão Aderente 1	1
				Load Objects	Transversina			DEAD (Peso-Próprio)	1
				Load Objects	Emenda			DEAD (Peso-Próprio)	1
10	21	17	21 dias						
11		38							
12	0	38	Aplica laje	Load Objects	Viga Completa	Aplica_laje	1		
13	0	38	Adiciona Laje	Change Section	Laje (FULL)				
				Change Modifiers	Protensão 3 (FULL)				
14	4	38	4 dias						
15		42							
16	0	42	Protensão 3	Load Objects	Laje	DEAD (Peso-Próprio)	1		
				Load Objects	Viga Completa	Protensão Aderente 2	1		
				Load Objects	Viga Completa	Aplica_laje	-1		
17	18	42	18 dias						
18		60							
19	0	60	G2	Load Objects	Laje	Pavimento	1		
				Load Objects	Laje	Guarda rodas	1		
20	50	60	50 dias						
21		110							
22	0	110	CM	Load Objects	Laje	Carga móvel	0,5		
23	0		-CM	Load Objects	Laje	Carga móvel	-0,5		
24	100	110	110 dias						
25		210							
26	0	210	CM 1	Load Objects	Laje	Carga móvel	0,5		
27	0		-CM1	Load Objects	Laje	Carga móvel	-0,5		
28	300	210	300 dias						
29		510							
30	0	510	CM 2	Load Objects	Laje	Carga móvel	0,5		
31	0		-CM 2	Load Objects	Laje	Carga móvel	-0,5		
32	500	510	500 dias						
33		1010							
34	0	1010	CM 3	Load Objects	Laje	Carga móvel	0,5		
35	0		-CM 3	Load Objects	Laje	Carga móvel	-0,5		
36	1000	1010	1000 dias						
37		2010							
38	0	2010	CM 4	Load Objects	Laje	Carga móvel	0,5		
39	0		-CM 4	Load Objects	Laje	Carga móvel	-0,5		

Para facilitar a visualização das fases construtivas, são apresentadas as imagens do modelo em sua configuração deformada, em cada etapa de carregamento (Figura 85 a Figura 93). Com o objetivo de melhorar a visualização, foram ocultados os elementos de área que foram definidos provisoriamente com a propriedade "fantasma" durante as etapas de carregamento.

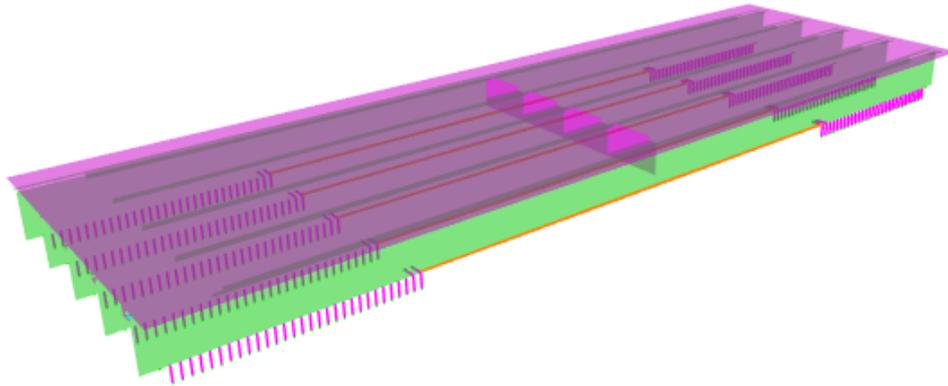


Figura 85 - Adiciona estrutura (etapa 1).

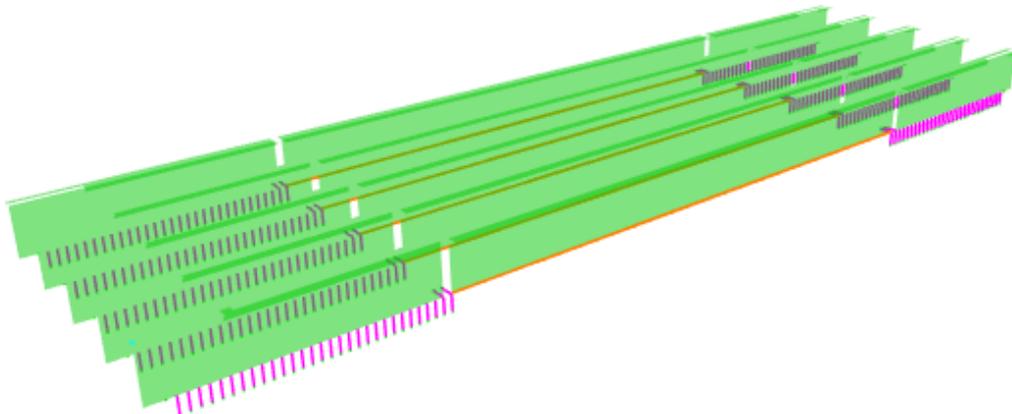


Figura 86 - Modificação das propriedades da laje, transversina e emendas para elemento "fantasma" (etapa 2).

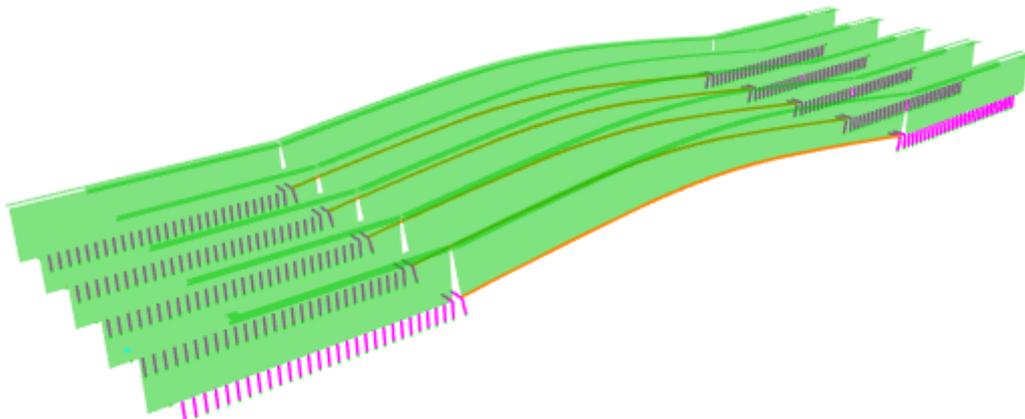


Figura 87 - Protensão do trecho central e peso-próprio no trecho central (etapa 4).

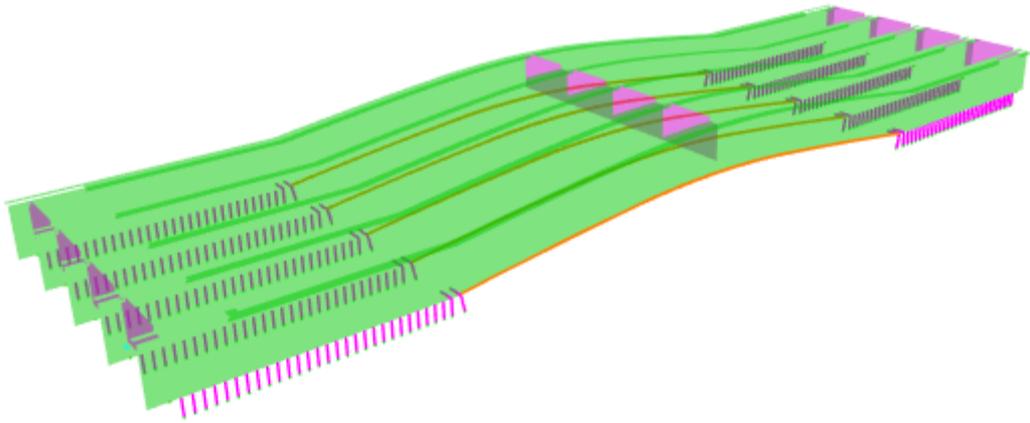


Figura 88 - Concretagem das emendas entre vigas e das transversinas (etapa 5).

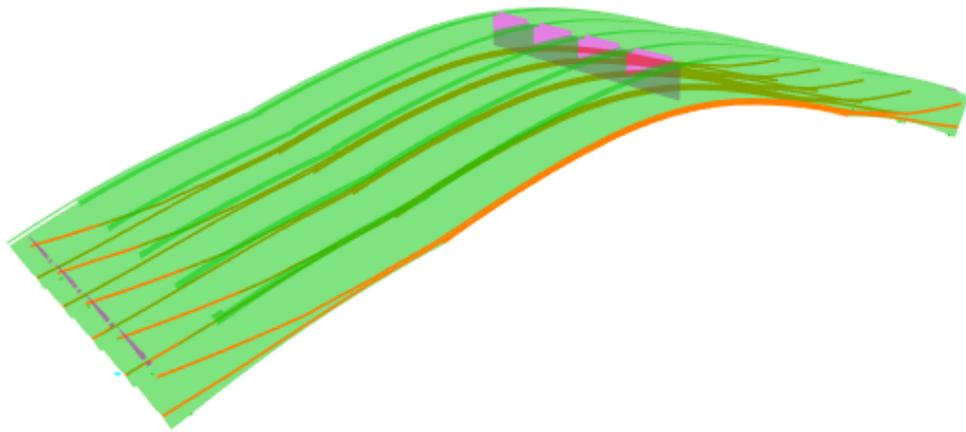


Figura 89 - Protensão do cabo inferior e aplicação do peso próprio das transversinas e vigas de extremidade (etapa 7).

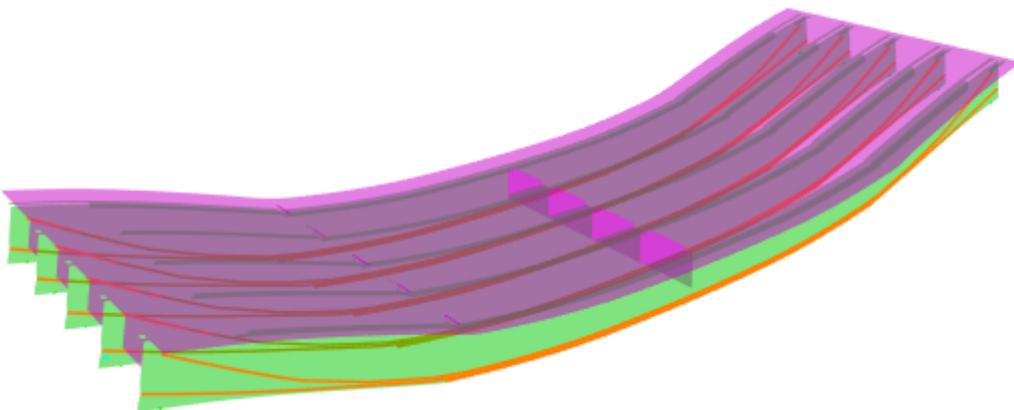


Figura 90 - Aplicação da carga da laje e posterior mudança da propriedade da laje (etapa 10).

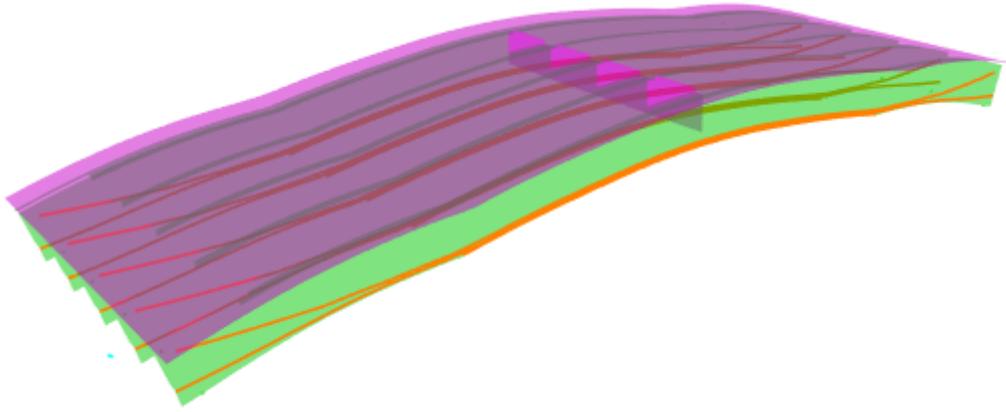


Figura 91 - Protensão do segundo cabo após solidarização da laje (etapa 12).

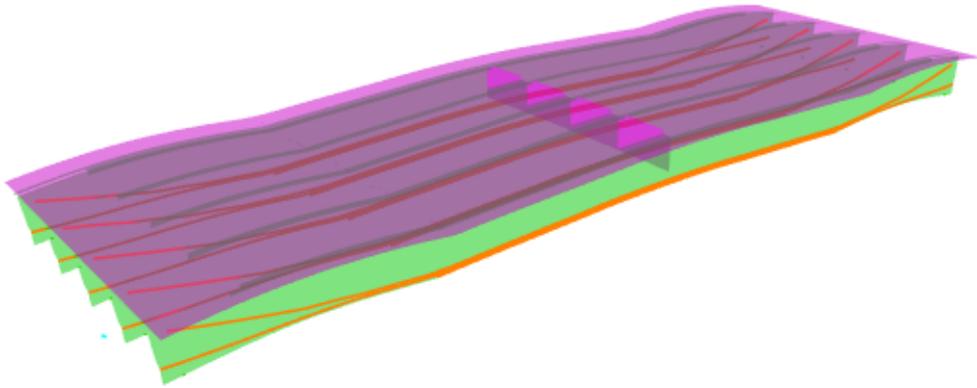


Figura 92 - Aplicação das cargas de pavimentação e barreiras (etapa 14).

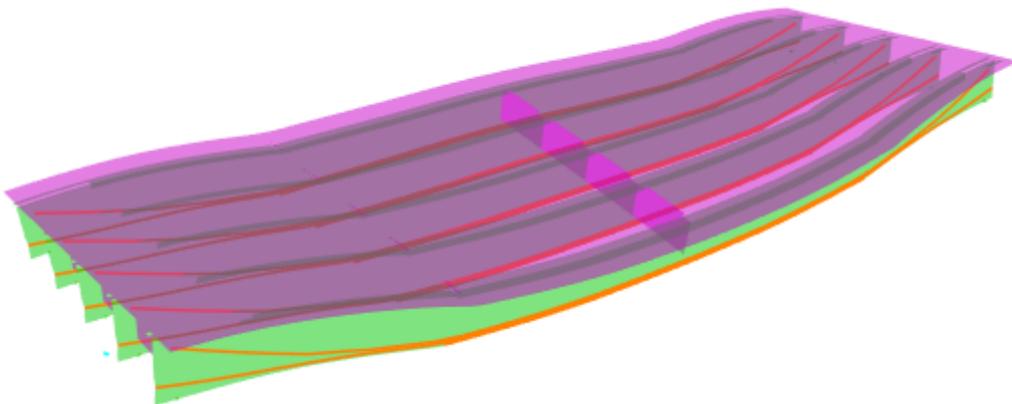


Figura 93 - Aplicação da carga móvel (etapa 16).

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para avaliar a influência do comportamento reológico do concreto na superestrutura da ponte em estudo são comparados os resultados numéricos de três análises distintas.

A primeira abordagem, tratada como estacionária, utiliza-se apenas da análise elástica do modelo computacional em elementos finitos, considerando as fases construtivas da ponte com perdas imediatas, porém não são variadas as propriedades do concreto de acordo com a sua idade. A análise estacionária serve como parâmetro para comparação entre as demais abordagens.

Na segunda abordagem também não são considerados os efeitos reológicos, mas são incluídas na análise as perdas diferidas de protensão, calculadas de acordo com prescrições normativas da norma europeia EN 1992-1-1(2002).

A terceira análise, dita reológica, considera as deformações do concreto e do aço ao longo do tempo.

Apresentam-se, a seguir, os resultados obtidos a partir das três análises realizadas e as discussões acerca das respostas e comparações.

5.1. Esforços solicitantes

A Figura 94 e a Figura 95 apresentam os esforços provocados pela protensão na viga longarina, considerando-se a simultaneidade do tipo de protensão e as propriedades da viga correspondente (isolada - cabo 1 ou composta- cabo 2).

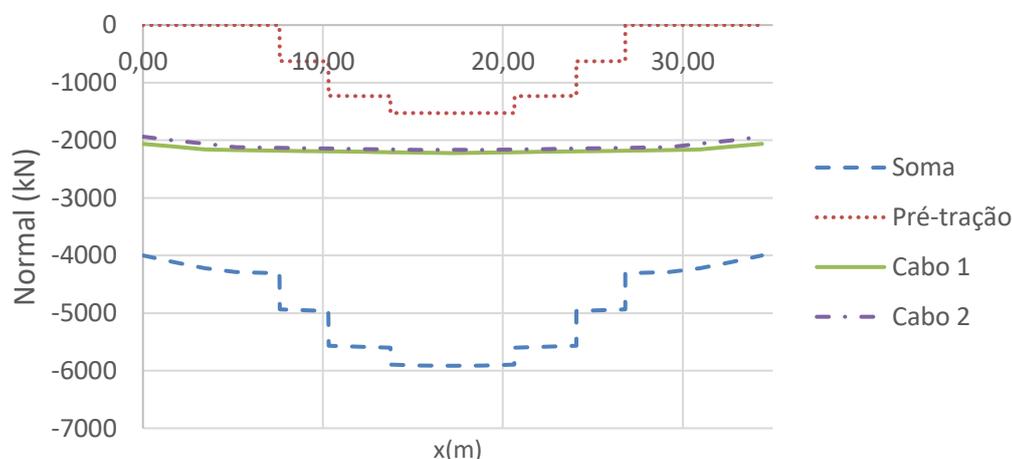


Figura 94 – Esforços normais provocados pela protensão.

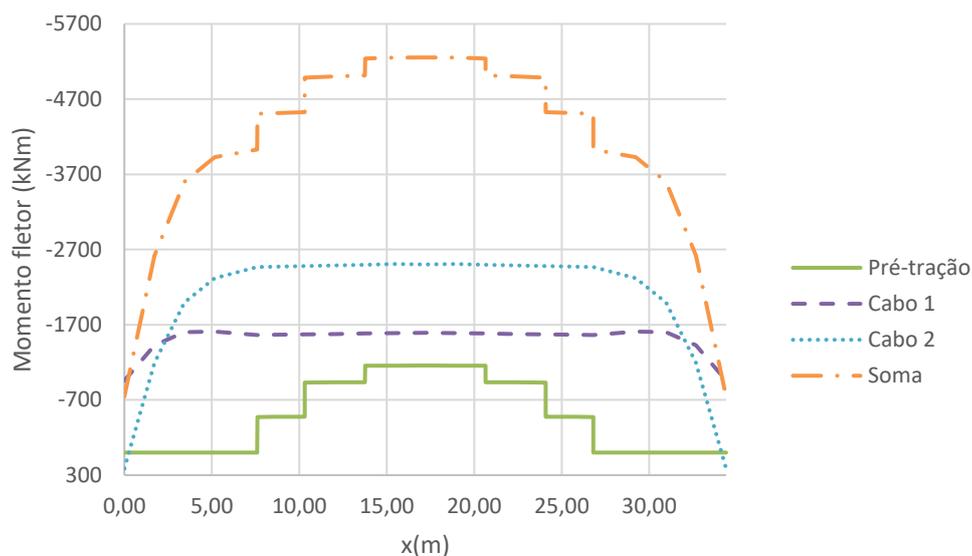


Figura 95 – Momentos fletores provocados pela protensão.

É possível notar que as cordoalhas pré-tracionadas “adicionam” esforços ao longo da viga, provocando descontinuidade nos diagramas. Isso se deve à presença de trechos cuja aderência aço-concreto é eliminada por excesso de protensão nas extremidades da viga.

A Figura 96 apresenta os momentos fletores devidos ao peso próprio da viga pré-fabricada (g_1), ao peso da laje (g_2), às demais cargas permanentes (g_3) e à carga móvel (CM) para a longarina de bordo. M_{g1}

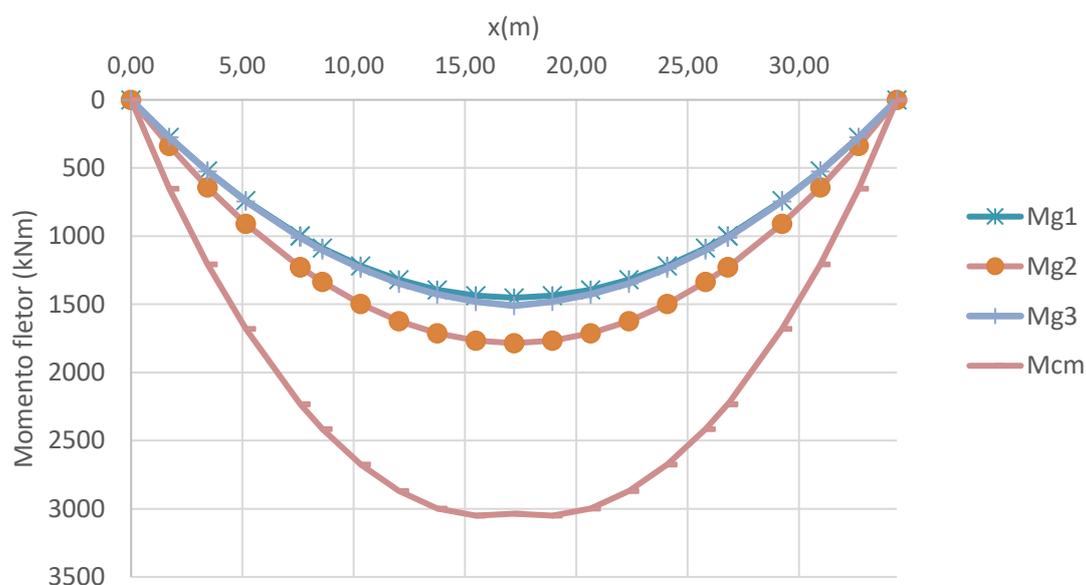


Figura 96 – Momentos fletores solicitantes na viga de bordo.

Para todos os carregamentos, os diagramas de momentos solicitantes correspondem a uma parábola (sem apresentar descontinuidades). Com base nesses esforços, foram calculadas, as tensões normais - no bordo inferior (σ_i) e superior (σ_s) – devidos à carga permanente e protensão ao longo da viga de bordo. A Figura 97 ilustra as curvas de tensões nas fibras extremas ao longo do comprimento da viga. A Figura 98, por sua vez, apresenta a distribuição de tensões na superfície da longarina, ao longo do seu comprimento, sem a consideração da reologia.

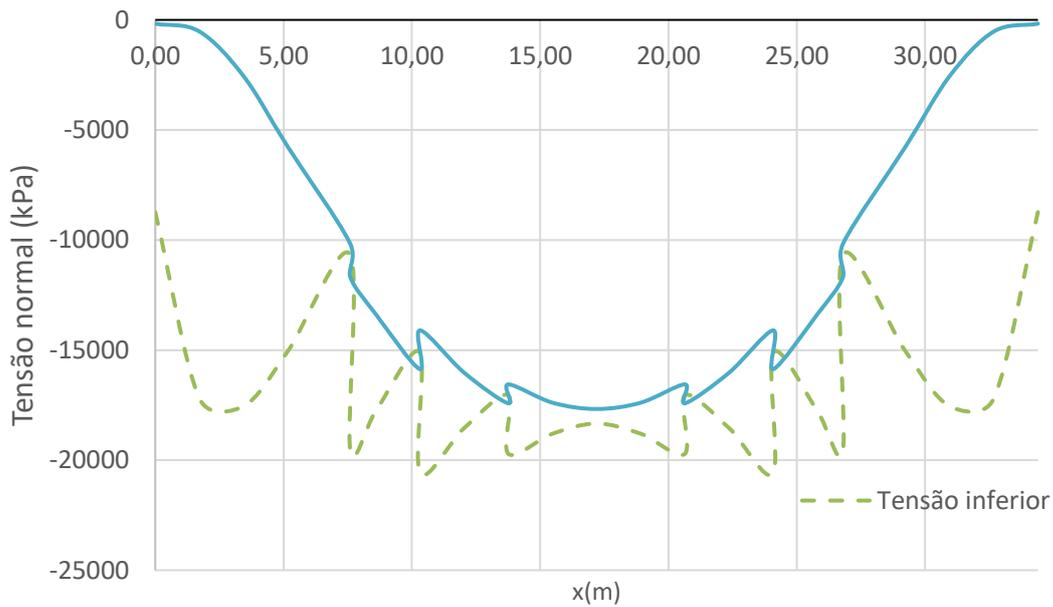


Figura 97 – Tensão normais nas fibras inferior e superior da viga de bordo.

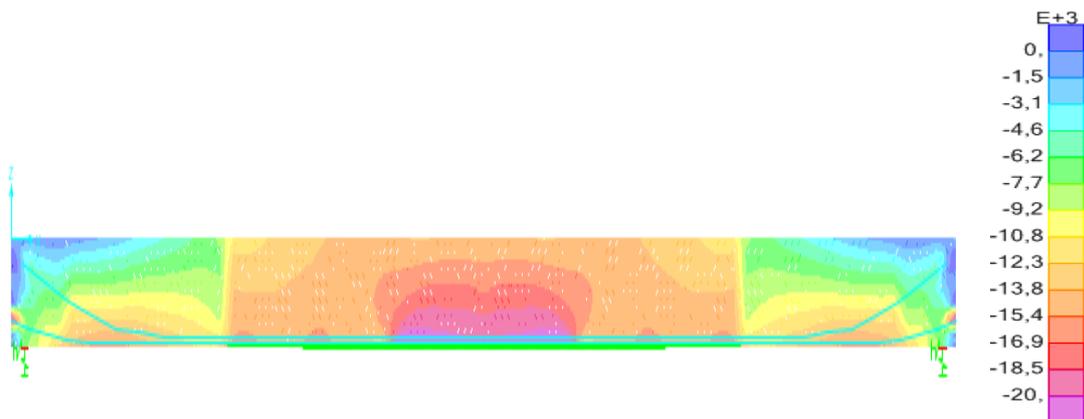


Figura 98 – Distribuição de tensões normais (kPa) ao longo da viga de bordo.

5.2. Tensão no bordo inferior da viga

A Figura 99 apresenta as tensões na fibra inferior, na seção do meio do vão da viga de bordo ao longo das etapas construtivas.

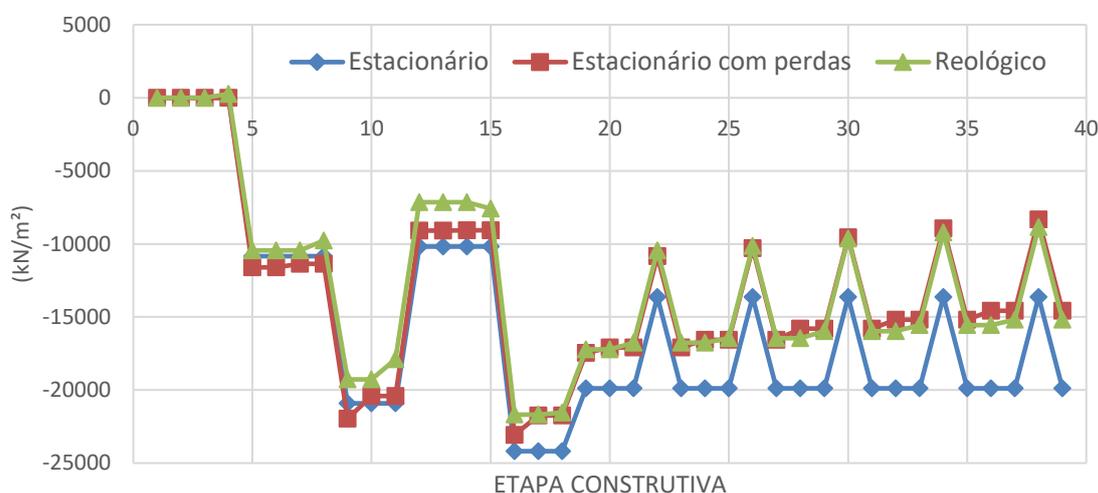


Figura 99 - Tensão na fibra inferior da viga de bordo, na seção do meio do vão.

Nota-se que, nas etapas construtivas iniciais, os resultados das tensões são muito semelhantes para os três métodos de análise. A partir da etapa 15, fica evidente o distanciamento do comportamento da análise estacionária em relação às demais, cujas tensões compressíveis decrescem ao longo do tempo devido à deformação por fluência e retração do concreto e relaxação do aço.

Verifica-se também que estimativas de perdas elaboradas a partir das prescrições normativas da EN 1992-1-1 são condizentes com a análise numérica que considera as deformações reológicas dos materiais em todas as etapas construtivas.

A Tabela 14 resume as tensões limites na fibra inferior da viga na seção do meio do vão.

Tabela 14 - Tensão no bordo inferior da viga - Meio do vão.

σ_{inf} (MPa)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	0,0	-24,2	-19,9
Estacionário com perdas	0,0	-23,1	-14,6
Reológico	0,3	-21,7	-15,2

Observa-se que apenas no modelo reológico foram identificadas tensões de tração na fibra inferior da viga no meio do vão. Essa tensão, de baixa magnitude, ocorre antes

do carregamento inicial e, portanto, deve-se apenas à deformação por retração do concreto.

A compressão máxima ocorre no ato da protensão do segundo cabo pós-tracionado. Nota-se, nessa etapa construtiva, que esse valor difere em aproximadamente 10% quando comparados os resultados das abordagens reológica e estacionária. Isso mostra que, mesmo durante a construção da estrutura, com pequenas idades, os efeitos reológicos já possuem relevância na análise de tensões. Todavia, no dimensionamento dessas estruturas, usualmente esses efeitos são negligenciados e a análise é feita considerando apenas perdas de tensão por atrito e encunhamento das cordoalhas.

Em tempo infinito (2010 dias), a diferença de tensões no bordo inferior, quando comparadas as abordagens reológica e estacionária, é de aproximadamente 25%. Esse resultado indica a importância da avaliação dos efeitos reológicos em estruturas de pontes de tabuleiros com vigas protendidas.

Na prática de projetos de pontes, as perdas de tensão são estimadas, para um pré-dimensionamento, a partir da experiência do projetista ou de acordo com a norma vigente. Para avaliar a adequabilidade dos processos normativos para quantificação desses efeitos, foram comparados os resultados obtidos a partir das prescrições normativas e do processo de cálculo dos efeitos reológicos por modelagem numérica. Essa análise mostrou-se satisfatória para a seção do meio do vão, com uma diferença de apenas 4% entre as duas abordagens, tal como mostra a Figura 99.

A Figura 100 ilustra as tensões na fibra inferior da viga de bordo, na seção a 5m da extremidade.

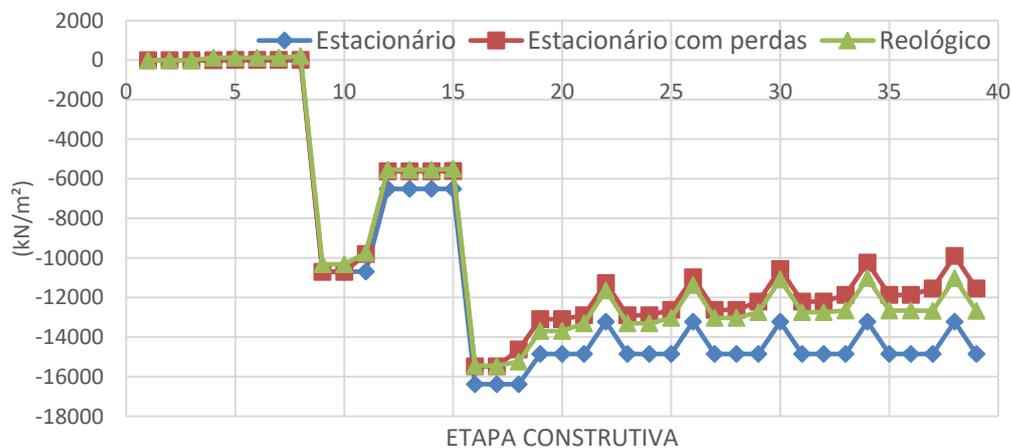


Figura 100 - Tensão na fibra inferior da viga de bordo, a 5 m do apoio.

Nota-se que a redução de tensões calculadas de acordo com as prescrições normativas foi ligeiramente superestimada para a seção a 5 m do apoio, com uma diferença da ordem de 10%. Isso se deve ao fato de que as perdas de protensão foram calculadas a partir das tensões atuantes no meio do vão, assumindo assim, uma perda uniforme ao longo da viga. Na seção próxima ao apoio, porém, as tensões de compressão são reduzidas devido ao menor número de cordoalhas e à diminuição da excentricidade dos cabos. Consequentemente, a deformação por fluência é menor, o que faz com que ocorra menor perda de tensão ao longo do tempo nessas seções. Isso levou a uma diferença do valor máximo de compressão entre a abordagem estacionária e reológica da ordem de 6%.

Tabela 15 - Tensão no bordo inferior da viga - Trecho extremo.

σ_{inf} (MPa)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	0,0	-16,4	-14,9
Estacionário com perdas	0,0	-15,5	-11,5
Reológico	0,2	-15,4	-12,7

A Figura 101 ilustra a distribuição de tensão normal na longarina devida às cargas permanentes e aos efeitos de protensão na idade de 210 dias (fim da fase construtiva) e no tempo final da análise, com 2010 dias. Pode-se observar a redução das tensões de compressão, muito acentuadas no trecho central, e uma descontinuidade no nível de tensão quando comparados o trecho central e o trecho extremo.

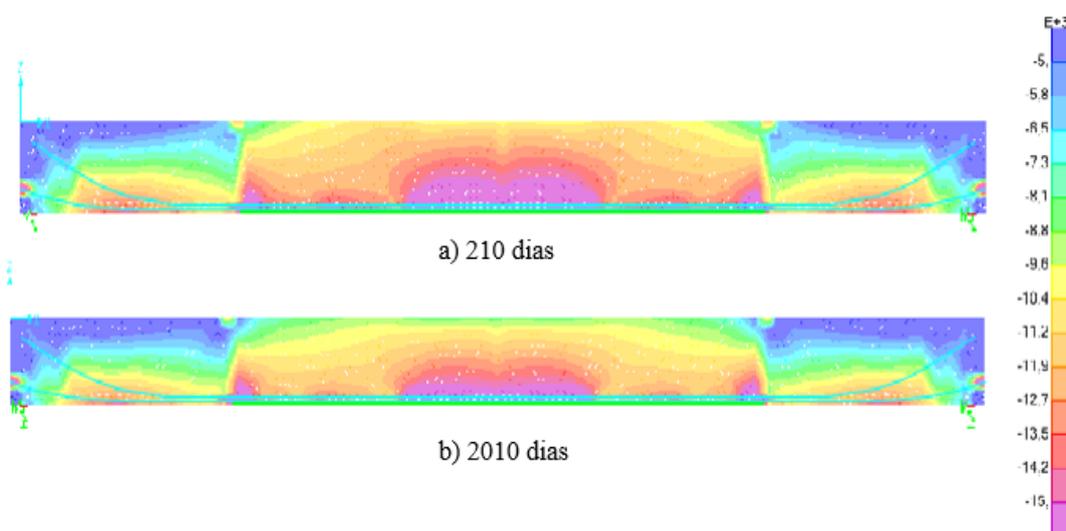


Figura 101 – Distribuição de tensões normais devida às cargas permanentes e de protensão.

5.3. Deslocamentos

Conforme mostra a Figura 102, a análise dos deslocamentos na seção do meio do vão revela que as três abordagens levam a resultados divergentes. Na análise estacionária, os deslocamentos são constantes ao longo do tempo. Já as análises estacionárias com perdas e reológica apresentam tendências opostas: a primeira aumenta a flecha com o tempo (valores negativos) e a segunda reduz o deslocamento vertical (valores positivos).

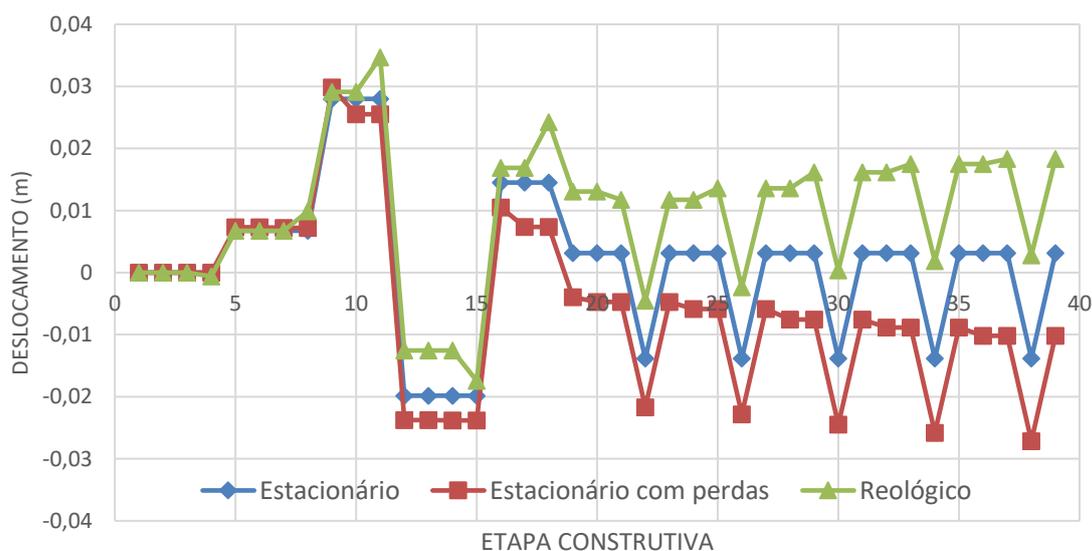


Figura 102 - Deslocamentos da viga de bordo, na seção do meio do vão.

Os deslocamentos constantes ao longo da vida útil da estrutura, conforme observado na análise estacionária, devem-se à desconsideração das deformações provocadas pelo efeito da retração e da fluência do concreto.

Por outro lado, a consideração das perdas como redução da força de protensão inicial acarreta em deformação positiva (alongamento das fibras abaixo da linha neutra) gerando, assim, aumento da flecha ao longo do tempo.

Contrariamente ao que se verifica na análise estacionária com perdas, o comportamento real da estrutura a partir da análise reológica mostra o aumento da contraflecha com o tempo. Isso ocorre devido à retração e fluência do concreto, que faz com que as fibras comprimidas tenham ganho de deformação negativa (encurtamento). A compressão mais acentuada nas fibras inferiores, como observado na Figura 101, faz com que o encurtamento devido à fluência seja mais acentuado nessas regiões, aumentando a curvatura da viga. Esse comportamento da estrutura evidencia que a deformação

reológica amplifica a configuração deformada imposta pela protensão que, por sua vez, acarreta na perda de protensão pelo consequente encurtamento das cordoalhas.

Nota-se ainda, na Figura 102, que a contra-flecha máxima (deslocamento positivo máximo) ocorre no momento da protensão do primeiro cabo pós-tracionado, em ambas as abordagens estacionárias. Já para a análise reológica, o deslocamento aumenta ainda mais com o passar do tempo após a aplicação dessa carga.

De acordo com a Tabela 16, o acréscimo da flecha para análise reológica é aproximadamente 15% em relação à análise estacionária, aos 21 dias após a introdução do carregamento.

Tabela 16 - Deslocamentos no meio do vão.

Deslocamentos (m)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	0,0280	-0,0198	0,0032
Estacionário com perdas	0,0298	-0,0271	-0,0102
Reológico	0,0347	-0,0175	0,0183

Já a flecha máxima ocorre após a concretagem da laje (etapa 12). É importante notar que, nesse caso, há descompressão no bordo inferior da viga de concreto devido ao acréscimo de cargas permanentes que promovem o aumento dos deslocamentos verticais ao longo do tempo. Esse fato se justifica pela parcela recuperável da fluência, também chamada de “deformação elástica atrasada”. De acordo com os resultados obtidos, o aumento da deformação devido a esse fenômeno é de aproximadamente 40%.

A Figura 103 ilustra os deslocamentos da viga de bordo na seção afastada 5 m da extremidade (apoio).

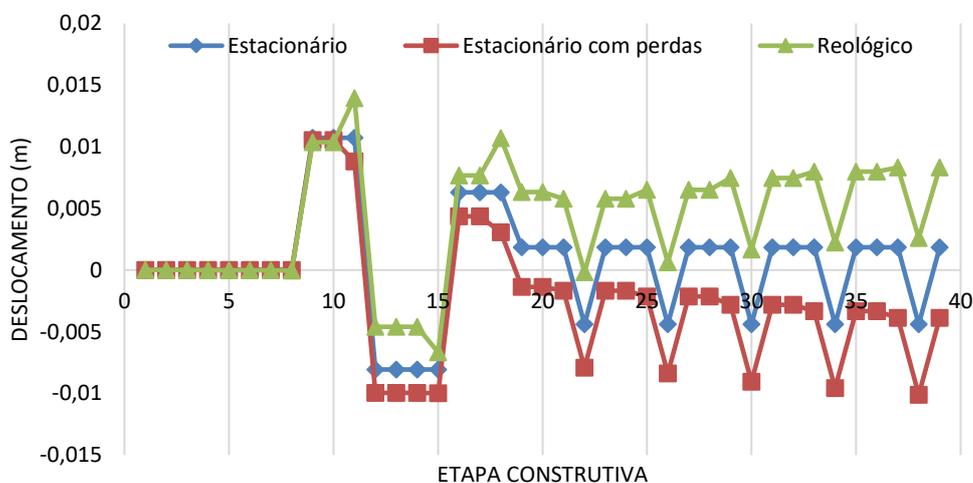


Figura 103 - Deslocamento da viga de bordo na seção a 5 m do apoio.

Tal como verificado na seção do meio do vão, também na seção a 5 m da extremidade se observou que a deformação reológica amplifica a deformada imposta pela protensão, levando a valores de flecha superiores àqueles obtidos pela análise estacionária com perda, conforme resume a Tabela 17.

Tabela 17 - Deslocamentos no trecho extremo.

Deslocamentos (m)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	0,0107	-0,0081	0,0018
Estacionário com perdas	0,0105	-0,0101	-0,0039
Reológico	0,0139	-0,0067	0,0083

Nota-se, na Tabela 17, que as flechas estimadas em tempo infinito a partir da análise reológica são aproximadamente cinco vezes maiores do que as calculadas na análise estacionária.

Pode-se dizer que, em caso de pontes rodoviárias, as flechas estimadas a partir das análises apresentadas não provocam risco para a segurança ou o conforto dos usuários. No entanto, para pontes em que a configuração deformada deve ser prevista com precisão, como em pontes estaiadas ou de trens de alta velocidade, faz-se necessária a correta avaliação das deformações do concreto considerando-se a reologia do material.

A Figura 104 mostra a configuração deformada da viga, na análise reológica, aos 210 dias (fim da fase construtiva) e na data final da análise, aos 2010 dias. Pode-se notar que há um ponto de inflexão na viga, na região da emenda. Isso se deve ao fato de que o trecho central, que já havia sido pré-tensionado e apresentava uma contra-flecha, foi ligado ao trecho extremo (sem curvatura). Essa deformada só foi observada quando realizada a análise não-linear com faseamento construtivo (“*staged construction*”).

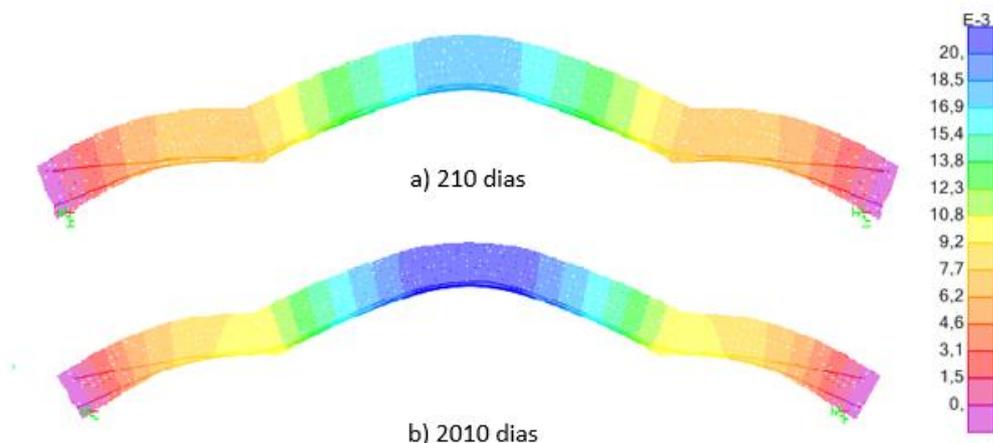


Figura 104 – Deslocamentos (m) da viga devidos às cargas permanentes.

5.4. Tensão no bordo superior da viga

A Figura 105 e a Figura 106 apresentam as tensões na fibra superior da longarina de bordo, na seção do meio do vão e na seção a 5 m da extremidade, respectivamente.

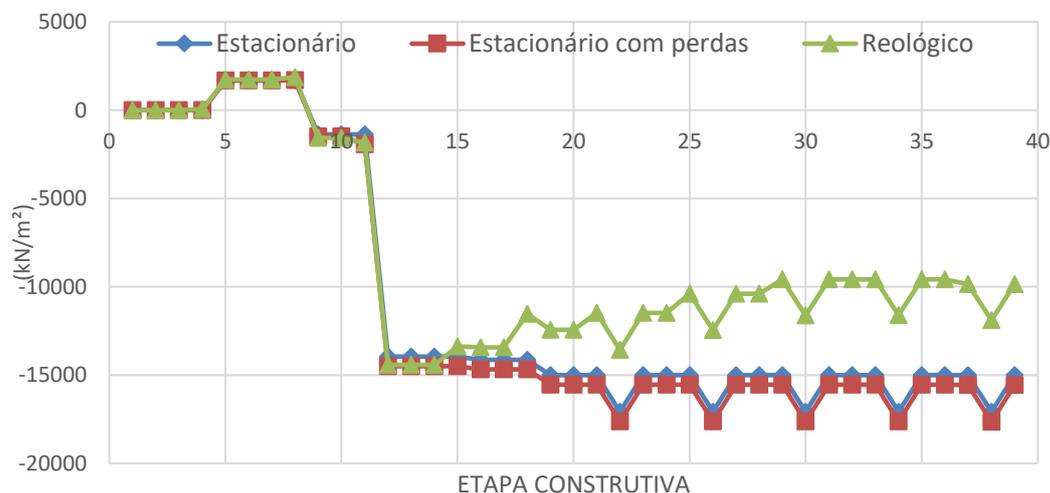


Figura 105 - Tensões na fibra superior da viga de bordo, na seção meio do vão.

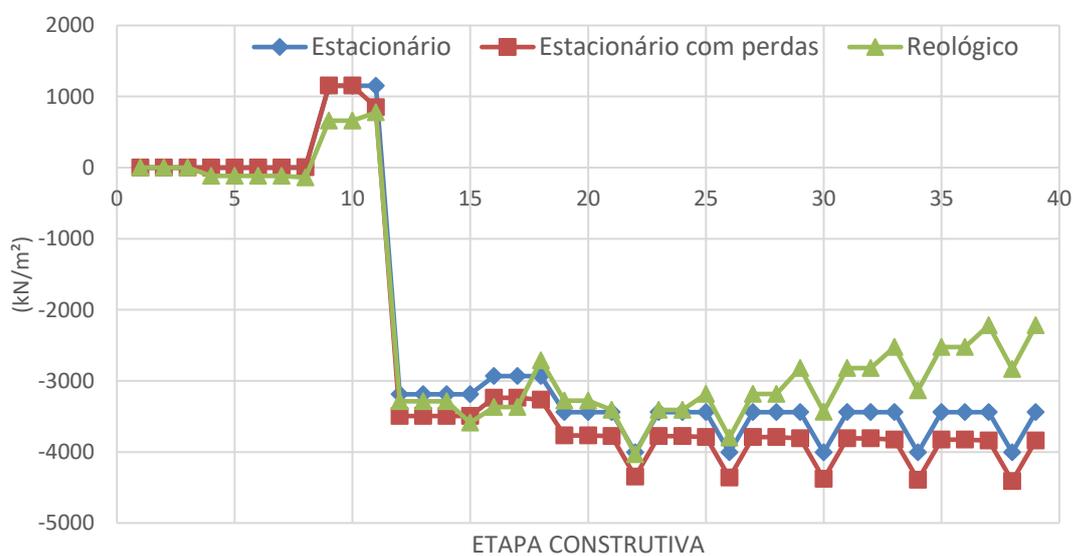


Figura 106 - Tensões na fibra superior da viga de bordo, a 5m do apoio.

Pode-se observar, a partir das figuras, que as tensões calculadas na análise estacionária com perdas não apresentam grandes diferenças em relação ao modelo estacionário durante toda a vida útil da estrutura. A Tabela 18 e a Tabela 19 mostram que a variação entre essas abordagens, na fase final é de menos de 2%.

Tabela 18 - Tensão no bordo superior da viga - Meio do vão.

σ_{sup} (MPa)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	1,7	-17,1	-15,0
Estacionário com perdas	1,7	-17,6	-15,6
Reológico	1,9	-14,4	-9,9

Tabela 19 - Tensão no bordo superior da viga - a 5m do apoio.

σ_{sup} (MPa)	Máximo	Mínimo	Final
Estacionário	1,2	-4,0	-3,4
Estacionário com perdas	1,2	-4,4	-3,8
Reológico	0,8	-4,0	-2,2

Isso pode ser explicado pelo fato de que os carregamentos de protensão, para as duas fases iniciais (pré-tração e primeiro cabo), foram aplicados na viga isolada (seção “I”), e os decréscimos de tensão, em sua maioria, já consideravam a rigidez da laje, (seção “T”). O Apêndice A desse trabalho apresenta o cálculo das tensões nas fibras superior e inferior da viga longarina, em tempo inicial e infinito, considerando uma perda diferida de protensão de 13% média, conforme estimado no item 4.2.3 dessa dissertação.

5.4.1. Comportamento reológico na interface Viga-Laje

Conforme apresentado anteriormente, até a concretagem da laje (etapa 13), as três análises apresentam resultados de tensões praticamente idênticos. Após essa fase, o modelo reológico se comporta de maneira completamente distinta, com redução da tensão de compressão de aproximadamente 60% em relação as demais, na fase final da análise.

A Figura 107 mostra as tensões atuantes no concreto, no bordo superior da viga e no bordo inferior da laje. É possível observar que a tensão de compressão no bordo superior da viga (em vermelho) se reduz ao longo do tempo, enquanto a compressão da laje aumenta sem que haja acréscimo de carga. Essa transferência de esforços entre os elementos estruturais é decorrente dos efeitos reológicos de retração e fluência do concreto. Em função das fases construtivas, há uma descontinuidade de tensões entre essas interfaces que ficam em contato durante a vida útil da estrutura. A laje, porém, só entra em carga após a protensão do segundo cabo pós-tracionado.

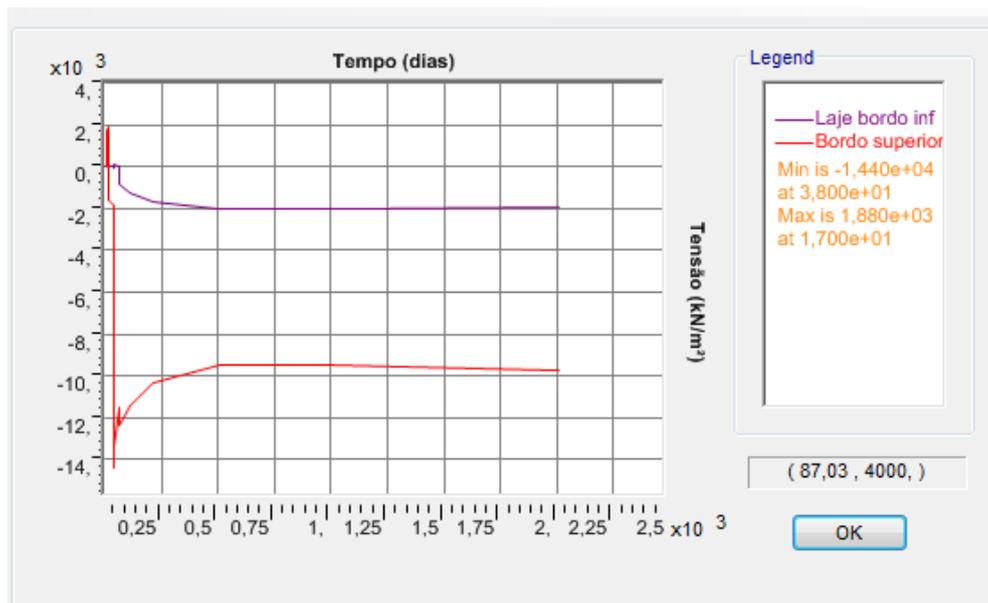


Figura 107 – Tensões nos bordos inferior da laje e bordo superior da viga (SAP 2000).

O comportamento estrutural de elementos carregados em idades distintas é de difícil avaliação. Com a finalidade de melhor compreensão, elaborou-se um modelo simplificado que busca auxiliar nesse entendimento. O Apêndice B dessa dissertação apresenta as características da estrutura-modelo e as respostas obtidas da análise numérica com o uso do “*staged construction*”.

5.4.1.1. Viga pré-fabricada com sistema misto de protensão

A análise do comportamento reológico da interface viga/laje do viaduto em estudo é mais complexo, pois parte da carga permanente é aplicada sobre a viga pré-fabricada (peso-próprio, pré-tração e um cabo de pós-tração) e parte é introduzida após a consolidação da laje (pavimentação, guarda-rodas e segundo cabo de pós-tração).

Para fins de comparação, foram avaliadas as respostas dos casos de carga que não consideram os efeitos reológicos, que levam em conta as etapas construtivas (modelo estacionário com perdas), bem como o caso de carga em que toda a obra é executada em apenas uma fase. Para facilitar a análise do comportamento da estrutura, foi dispensada a aplicação da carga móvel.

Os resultados encontram-se plotados na Figura 108. Como esperado, no modelo reológico, as tensões em tempo infinito tendem a situação de estrutura executada em uma única etapa, partindo do estado de tensão da estrutura executada em diversas fases.

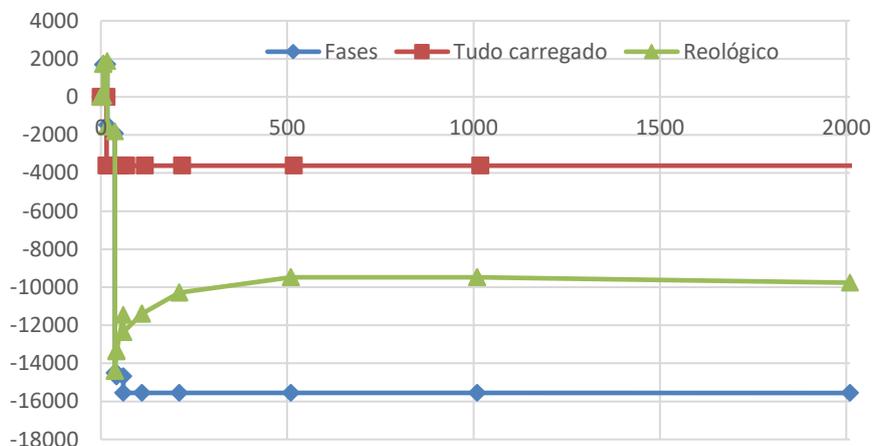


Figura 108 – Tensões no bordo superior da viga – análise reológica e fases construtivas

O cálculo do estado final de tensões pelo método do envelhecimento requer simplificação, visto que existem diversas fases de carregamento.

A Tabela 20 apresenta os coeficientes de fluência para diversas idades, e a tensão no bordo superior para cada idade de carregamento e a média entre esses valores. Nessa tabela, t_0 representa a idade de introdução do carregamento no elemento estrutural, independente da sua geometria (seção isolada ou composta) e t_c corresponde à idade de aplicação do carregamento quando o elemento estrutural já apresenta seção completa (viga e laje). Considerando todas as incertezas no cálculo do comportamento reológico, pode-se concluir que os resultados obtidos pelo coeficiente de envelhecimento simplificado apresentam-se coerentes e a melhor aproximação se dá quando t_0 é considerado a idade do primeiro carregamento.

Tabela 20 – Comparação entre tensões no bordo superior da viga.

dias			Tensão σ (kN/m ²)			Método de envelhecimento						
t_0	Descrição	t_c	Modelo reológico	σ_{VC}	σ_{VP}	$\varphi(t_c, t_0)$	$\varphi(t_{inf}, t_0)$	$\varphi(t_{inf}, t_c)$	$E(t_c)$ kN/m ²	$E(t_0)$ kN/m ²	σ_{inf} kN/m ²	Diferença
7	Pré-tração (trecho central)	38	-9764	-3614	-15560	1,05	1,82	1,25	34150	29608	-10269	5%
17	Pós-tração do 1º cabo	38				0,70	1,51	1,25	34150	32383	-10412	7%
38	Concretagem da laje	38				0,00	1,25	1,25	34150	34150	-8089	17%
42	Pós-tração do 2º cabo	42				0,00	1,22	1,22	34329	34329	-8186	16%
60	Sobrecargas permanentes	60				0,00	1,11	1,11	34906	34906	-8546	12%
Média						0,35	1,38	1,22	34337	33075	-9100	7%

O fator “ f ”, conforme demonstrado no Apêndice B, pode ser assim calculado, tal que:

$$f = \frac{S_{\infty} - S_0}{S_c - S_0} = \frac{-9764 - (-15560)}{-3614 - (-15560)} = 48,5\%$$

Deve-se ressaltar que, esses fatores podem ser alterados substancialmente, dependendo da idade do concreto na execução de cada fase. Em nível de projeto, o valor de 50% pode ser considerado uma estimativa razoável. Uma vez que a situação crítica (compressão máxima) ocorre no início da vida útil, a desconsideração desse efeito reológico fica a favor da segurança, embora não represente o comportamento real da estrutura.

5.5. Tensão na laje de rolamento

A Figura 109 mostra a tensão na fibra inferior da laje, na seção do meio do vão, ao longo das etapas construtivas. Tal como exposto no item 5.4.1, também aqui se observa no modelo reológico, o aumento da compressão no bordo inferior da laje, de maneira semelhante à situação de execução da estrutura em uma única etapa.

Da Figura 109, nota-se que a laje começa ser solicitada apenas após a protensão do segundo cabo, quando é possível verificar a tração de, aproximadamente, 70 kPa nos modelos estacionários (com e sem perdas). Pode-se observar que surge uma pequena compressão na análise reológica, antes do carregamento, devida aos efeitos de retração. Após a aplicação do carregamento de pavimentação e guarda-rodas, a laje fica submetida a uma compressão de, aproximadamente, 0,85 MPa. A partir desse instante, o modelo reológico apresenta um comportamento completamente distinto dos demais.

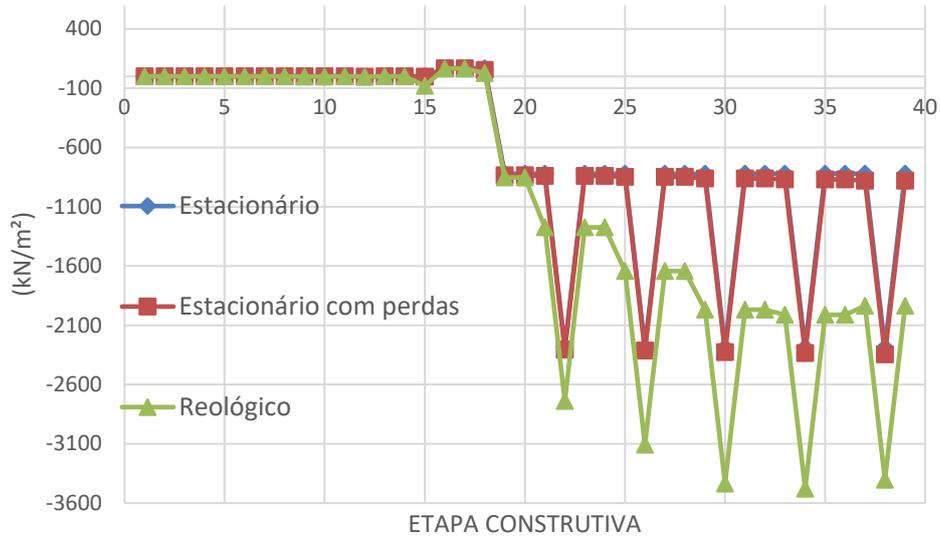


Figura 109 – Tensões na fibra inferior da laje, na viga de bordo, na seção do meio do vão.

Na seção afastada 5 m da extremidade (Figura 110), o comportamento das tensões na fibra inferior da laje é análogo ao meio do vão; no entanto, o modelo reológico apresenta menor variação de tensão. Isso pode ser explicado pelo fato de que o nível de tensão é mais baixo na seção próxima ao apoio. Como a fluência varia linearmente com a tensão aplicada, a variação de tensão provocada por fluência é mais baixa em seções submetidas a tensões menores.

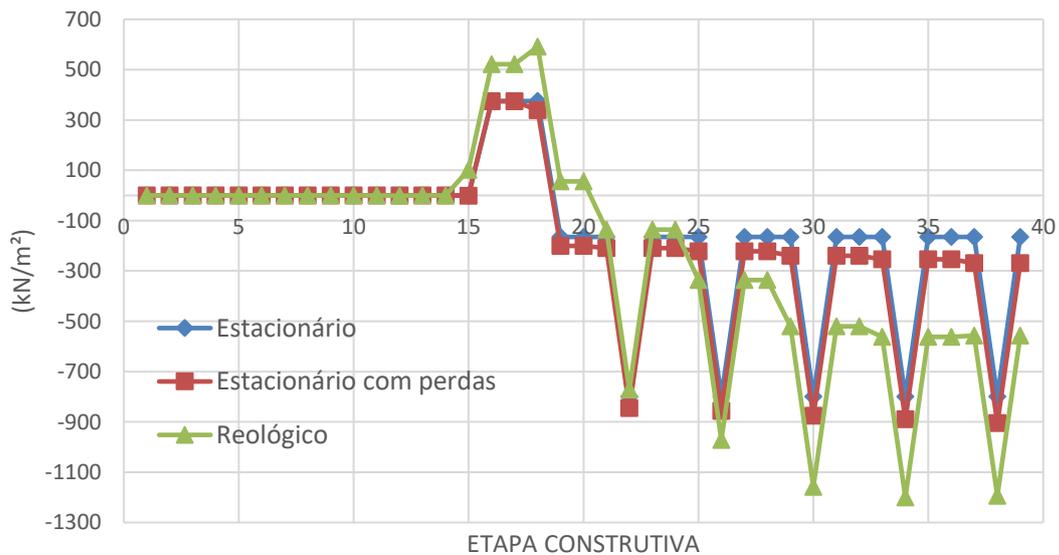


Figura 110 - Tensões na fibra inferior da laje, na viga de bordo, na seção afastada 5 m da extremidade.

5.5.1. Método de envelhecimento para laje

A Figura 111 apresenta as tensões no bordo inferior da laje, obtidas a partir da análise elástica estacionária com fases construtivas e com a estrutura executada em uma única fase, bem como da análise reológica.

Como esperado, as tensões no tempo infinito tendem à situação da estrutura executada em uma única etapa, partindo do estado de tensão da estrutura executada em fases.

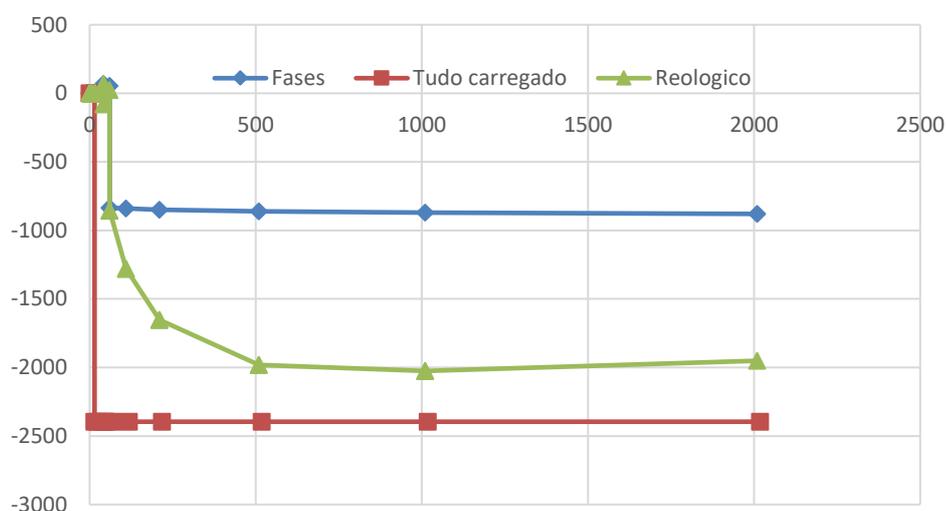


Figura 111 - Tensões no bordo inferior da laje – análise reológica e fases construtivas.

Pode-se observar também que as tensões na laje se aproximam mais da situação hipotética, em que toda a estrutura é executada em uma única fase. A Tabela 21 mostra que a diferença entre o método do coeficiente do envelhecimento e as tensões finais obtidas da análise reológica foi de 13%, a qual pode ser considerada satisfatória dado o número de incertezas.

Tabela 21 – Comparação entre tensões no bordo inferior da laje.

dias			Tensão σ (kN/m ²)			Método de envelhecimento						
						$\varphi(tc,t0)$	$\varphi(tinf,t0)$	$\varphi(tinf,tc)$	E(tc)	E(t0)	σ inf	Diferença
t0	Descrição	tc	Modelo reológico	σ VC	σ VP				kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	
7	Pré-tração (trecho central)	38	-1951	-2396	-880	1,05	1,82	1,25	34150	29608	-1551	20%
17	Pós-tração do 1º cabo	38				0,70	1,51	1,25	34150	32383	-1533	21%
38	Concretagem da laje	38				0,00	1,25	1,25	34150	34150	-1828	6%
42	Pós-tração do 2º cabo	42				0,00	1,22	1,22	34329	34329	-1816	7%
60	Sobrecargas permanentes	60				0,00	1,11	1,11	34906	34906	-1770	9%
Média						0,35	1,38	1,22	34337	33075	-1700	13%

O valor do fator “f”, de cerca de 70%, mostra que a condição final da viga tende à situação hipotética de toda estrutura executada em uma só fase, tal que:

$$f = \frac{S_{\infty} - S_0}{S_c - S_0} = \frac{-1951 - (-880)}{-2396 - (-880)} = 70,6\%$$

5.6. Tensão nos cabos de protensão

A tensão nos cabos de protensão foi avaliada em duas seções: no meio do vão e a 5 m da extremidade.

5.6.1. Tensão média nos cabos

Observa-se, na Figura 112, que as tensões calculadas com base nas prescrições normativas (estacionário com perdas) estão de acordo com o calculado pela análise reológica do programa computacional. Nas fases iniciais de construção, houve pequena discrepância que foi superada em tempo infinito.

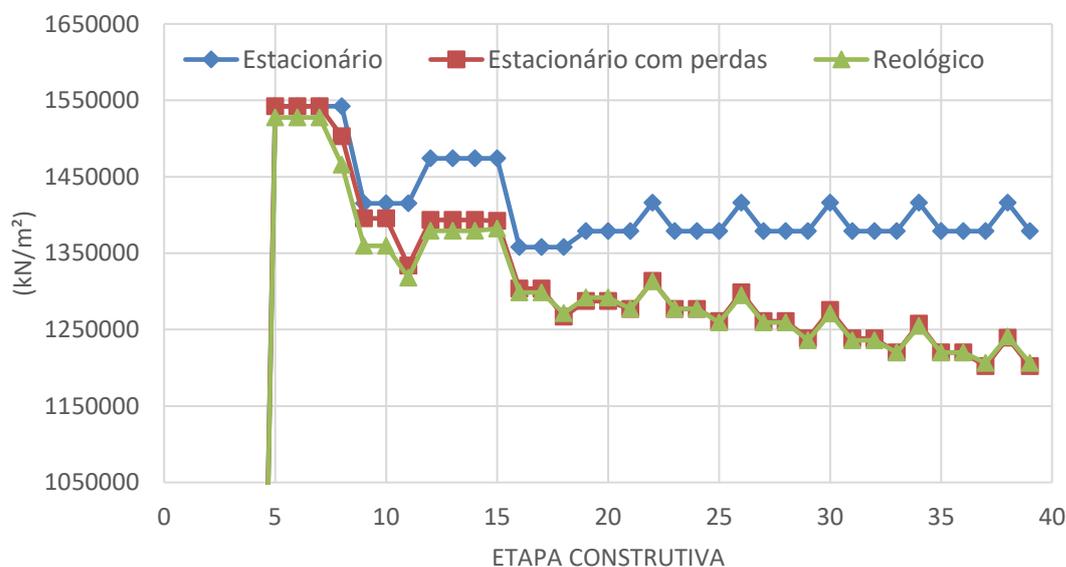


Figura 112 - Tensão média dos cabos no meio do vão.

A Tabela 22 mostra que os cabos perdem em média 13% de tensão devido às deformações provocadas por retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão. Na prática de projeto de pontes, usualmente é estimado que essa perda chegue a 15% das tensões iniciais. Essa estimativa, para o projeto estudado e com as idades de

execução estabelecidas na modelagem, mostrou-se a favor da segurança, ou seja, as perdas calculadas pelo modelo reológico foram inferiores aos 15%.

Tabela 22 – Tensão média nos cabos – Meio do vão.

σ (MPa)	Tensão inicial média	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1391	1379	1%
Estacionário com perdas	1390	1202	14%
Reológico	1377	1206	12%

Para a seção a 5 m do apoio, conforme mostra a Figura 113, as perdas calculadas com base nas prescrições normativas foram superiores às determinadas numericamente na análise reológica. Isso se deve ao fato de que as perdas foram calculadas a partir das tensões obtidas analiticamente, levando-se em conta a uma distribuição elástica de tensões na seção do meio do vão. Essa simplificação traz valores superestimados de perda de protensão.

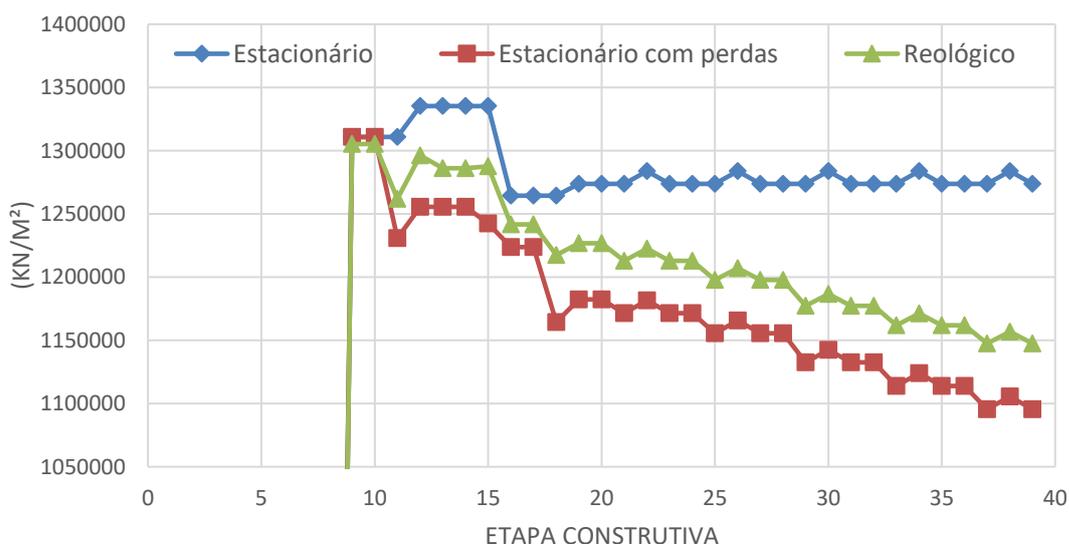


Figura 113 - Tensão média nos cabos a 5 m do apoio.

A Tabela 23 mostra que na seção afastada a 5 m da extremidade, a perda diferida é da ordem de 10%, pelo modelo reológico, e 12% pela análise estacionária com perdas.

Vale ressaltar que na seção em estudo, há apenas cabos pós-tracionados que foram colocados em carga aos 17 e aos 42 dias, enquanto os cabos pré-tracionados foram protendidos aos 7 dias. É esperado que os cabos protendidos com pequenas idades do concreto, percam mais tensão, já que a fluência é maior quando a carga é aplicada em menor idade, conforme exposto no item 2.2.1.2 dessa dissertação.

Tabela 23 – Tensão média nos cabos – Seção a 5 m da extremidade.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1281	1274	1%
Estacionário com perdas	1281	1095	14%
Reológico	1279	1148	10%

5.6.2. Cordoalhas pré-tracionadas

A Figura 114 apresenta as tensões nas cordoalhas pré-tracionadas, na seção do meio do vão, ao longo das etapas construtivas.

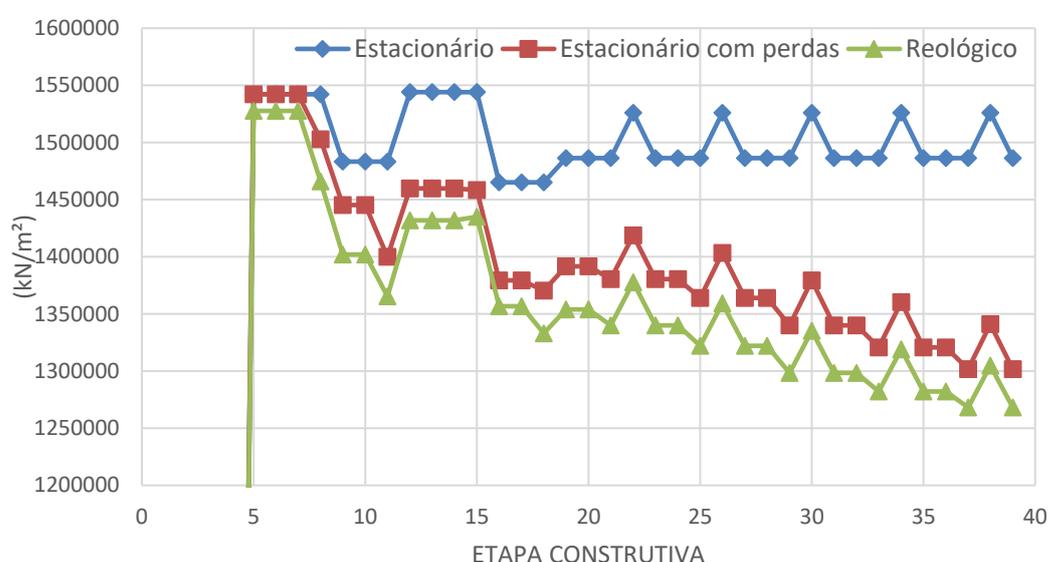


Figura 114 – Tensões médias nas cordoalhas pré-tracionadas, na seção do meio do vão.

Verifica-se que as perdas de tensão obtidas das análises reológica e estacionária com perdas são semelhantes, chegando a 17% e 16%, respectivamente, para ambas as modelagens (Tabela 24).

Tabela 24 - Tensão nas cordoalhas de pré-tracionadas.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1542	1486	4%
Estacionário com perdas	1542	1302	16%
Reológico	1528	1268	17%

Quedas de tensão calculadas no modelo estacionário com perdas levam em conta a média das três etapas de protensão (pré-tração e pós-tração dos cabos em fases distintas). Esse procedimento de cálculo reduz a verdadeira queda de tensão que se relaciona

diretamente com a idade do concreto no momento da protensão da peça. Isso justifica o fato de que na análise reológica, que considera a idade real do concreto no instante da protensão, as quedas de tensão foram maiores que no modelo estacionário com perdas, que leva em conta a idade “média” do concreto.

5.6.3. Primeiro cabo pós-tracionado

Como pode ser observado na Figura 115, as máximas tensões no cabo, nos o modelo estacionário com perdas e o reológico, ocorrem no ato da protensão. Na análise estacionária, a máxima ocorre na fase de concretagem da laje.

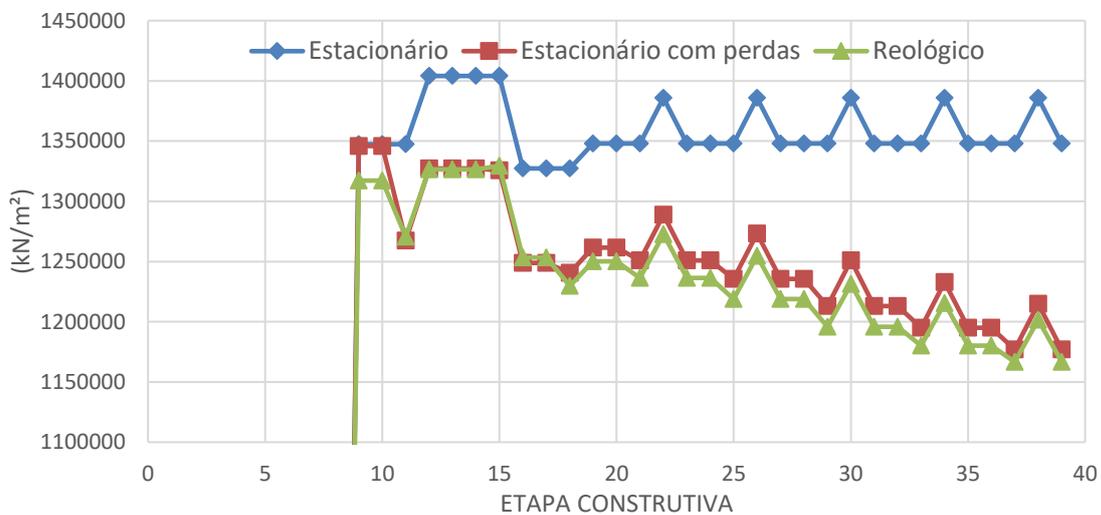


Figura 115 - Tensão no primeiro cabo de pós-tração no meio do vão.

A Tabela 25 resume as perdas de tensão no primeiro cabo pós-tracionado, na seção do meio do vão.

Tabela 25 – Perdas de tensão no 1º cabo pós-tracionados – Na seção do meio do vão.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1347	1348	0%
Estacionário com perdas	1346	1177	13%
Reológico	1317	1167	11%

A Figura 116 ilustra as tensões no primeiro cabo pós-tracionado, na seção afastada 5 m do apoio.

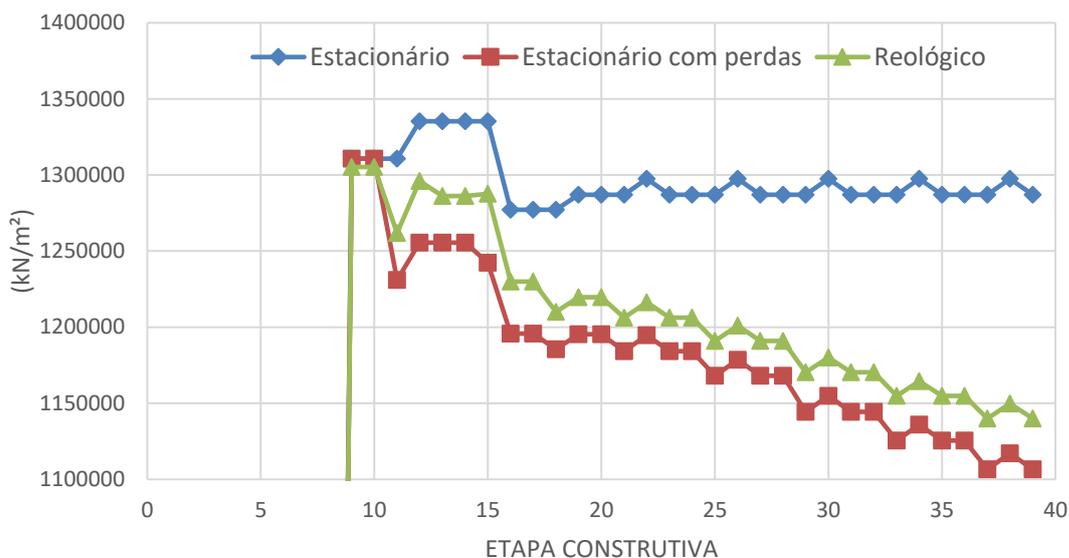


Figura 116 - Tensão no primeiro cabo de pós-tração à 5m do apoio.

Nota-se, também, nessa seção, que a tensão máxima nos modelos estacionário com perdas e reológico ocorrem no ato da protensão, enquanto no modelo estacionário se dá na concretagem da laje.

A Tabela 26 resume as perdas de tensão no primeiro cabo pós-tracionado, na seção afastada 5 m da extremidade.

Tabela 26 - Tensão no 1o cabo de pós-tração - Trecho extremo.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1311	1287	2%
Estacionário com perdas	1311	1107	16%
Reológico	1305	1140	13%

5.6.4. Segundo cabo pós-tracionado

A Figura 117 mostra as tensões no segundo cabo pós-tracionado, na seção do meio do vão. Novamente, percebe-se que a queda de tensão no modelo estacionário com perdas é superior a do modelo reológico, indicando valores superestimados de perdas de protensão.

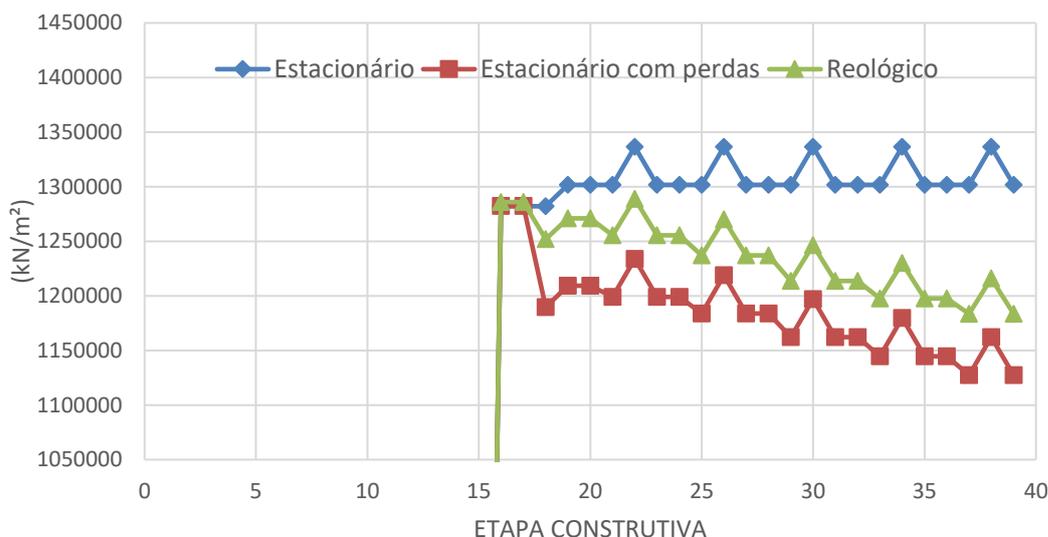


Figura 117 – Perdas de tensão no segundo cabo pós-tracionados, na seção do meio do vão.

A Tabela 27 resume as perdas de tensão no segundo cabo pós-tracionado, na seção do meio do vão. Nota-se que há um aumento de tensão no modelo estacionário. Isso se deve ao alongamento provocado pelo acréscimo de carga provocado pelas cargas permanentes aplicadas após a protensão do cabo.

Tabela 27 - Tensão no segundo cabo pós-tracionado - Meio do vão.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1282	1302	-2%
Estacionário com perdas	1282	1127	12%
Reológico	1286	1184	8%

A Figura 118 ilustra as tensões no segundo cabo pós-tracionado, na seção afastada 5 m da extremidade. Nota-se que, mais uma vez, as quedas de tensão do modelo estacionário com perdas foram superestimadas. Isso se deve ao fato de que foram calculadas levando-se em conta a perda média de todas as fases de protensão. No entanto, o último cabo apresenta, efetivamente, perda de protensão abaixo do valor médio, uma vez que entrou em carga quando o concreto já apresentava idade superior às fases de protensão anteriores.

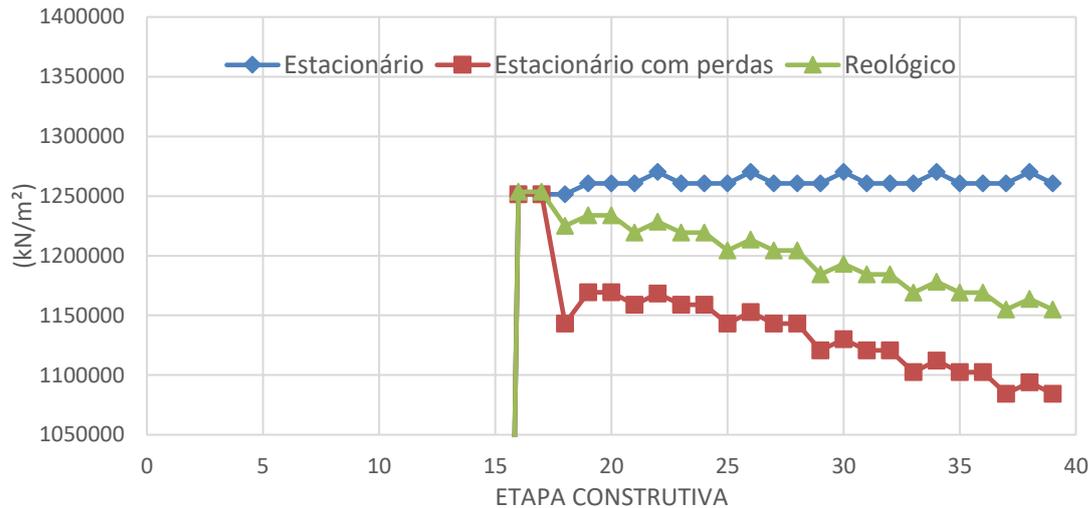


Figura 118 - Tensões no segundo cabo pós-tracionado, na seção a 5 m do apoio.

A Tabela 28 resume as perdas de tensão no 2º cabo pós-tracionado, na seção afastada 5 m da extremidade.

Tabela 28 – Perdas de tensão no segundo cabo pós-tracionado, na seção a 5 m da extremidade.

σ (MPa)	Tensão inicial	Tensão final	$\Delta\sigma$ (%)
Estacionário	1252	1261	-1%
Estacionário com perdas	1252	1084	13%
Reológico	1254	1155	8%

Com base na análise apresentada, pode-se afirmar que, embora as tensões de protensão indiquem valores próximos para à média, quando analisados individualmente há certa discrepância entre os resultados, sendo subestimada a perda nas cordoalhas pré-tracionadas nas primeiras idades e superestimadas as perdas nos cabos pós-tracionados.

5.7. Extrapolação do tempo de análise

Embora o meio técnico já tenha conhecimento da estabilização dos efeitos da retração e da fluência do concreto em cerca de 5 anos (MARGURA, 1964), pouco se sabe a respeito da estabilização da relaxação do aço em longos períodos de tempo.

Com o propósito de avaliar a relaxação do aço a longo prazo, a análise do Viaduto de Silva Jardim foi estendida a 40.000 dias (aproximadamente 100 anos).

A curva plotada no gráfico da Figura 119 apresenta a média das tensões nos cabos de protensão obtidas da análise reológica, após as perdas imediatas e diferidas, na seção do meio do vão. Devido ao fato de os fenômenos reológicos interferirem uns nos outros, não é possível isolar seus efeitos para estudar separadamente cada um deles.

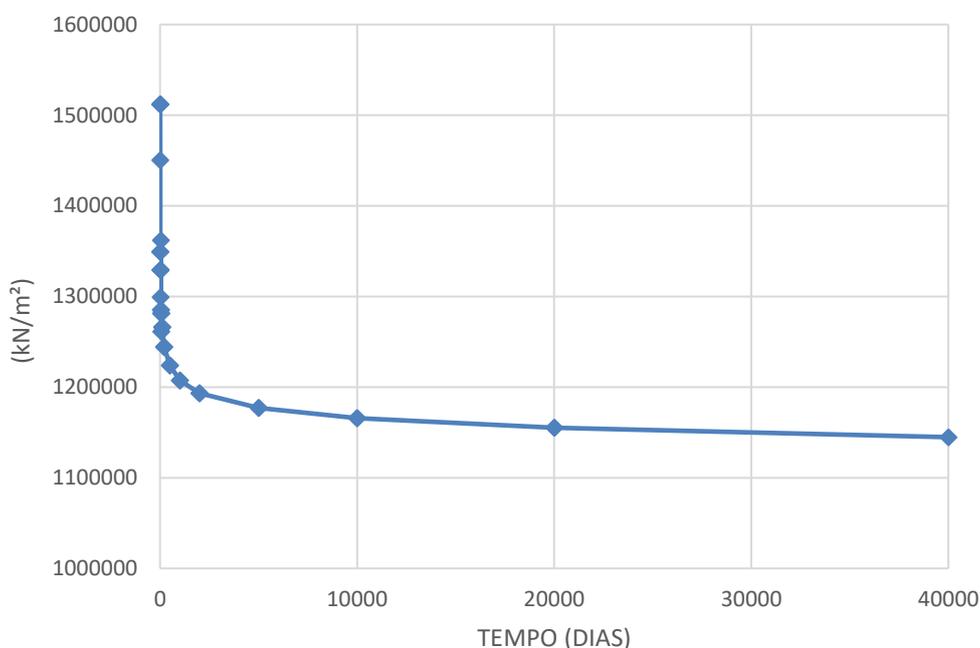


Figura 119 – Tensão média nas cordoalhas no meio do vão.

A Tabela 29 mostra que a perda de tensão é “estabilizada” com aproximadamente 5.000 dias (cerca de 14 anos).

Tabela 29 – Tensão média nos cabos com extrapolação do tempo de análise.

Tempo (dias)	Média da tensão dos cabos (MPa)	Perda
2010	1193	12,9%
5010	1177	14,1%
10010	1166	14,9%
20010	1155	15,7%
40010	1145	16,5%

Nota-se, da Tabela 29, certo incremento de perda de tensão, embora com taxa reduzida. Isso corrobora com o resultado apresentado por MARGURA (1964), indicando que o efeito da relaxação do aço de protensão continua atuando em idades avançadas. Ressalta-se que o trabalho de MARGURA (1964) foi realizado com aços de relaxação normal. Esse tipo de aço já não é mais empregado no Brasil na produção de cordoalhas

de sete fios, sendo utilizados os aços de relaxação baixa, cujo decréscimo de tensão é substancialmente menor.

A Figura 120 apresenta o coeficiente de relaxação pura, de acordo com a EN 1992-1-1, para os aços de relaxação normal e baixa, considerando uma tensão de $0,65f_{ptk}$ (assumindo um encurtamento razoável ocasionado pela retração e fluência do concreto).

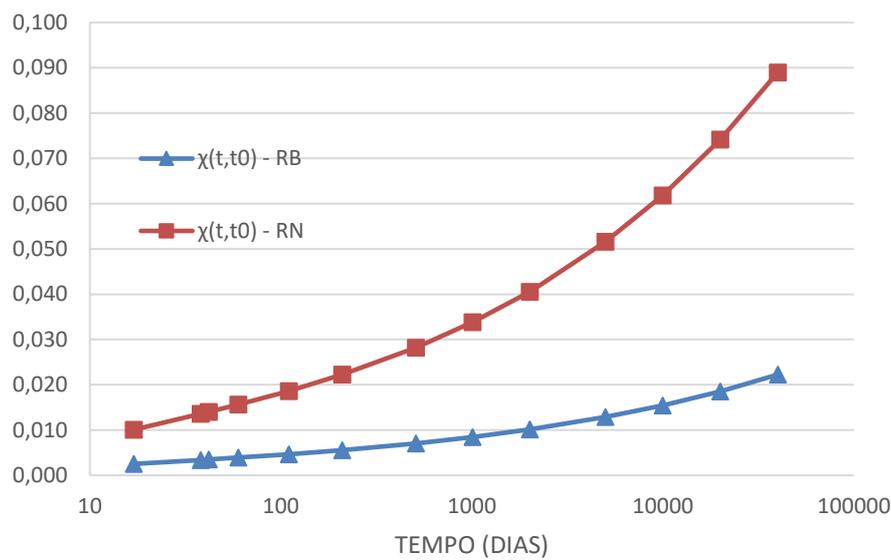


Figura 120 – Coeficiente de relaxação do aço tipo RB e RN.

O gráfico (em escala logarítmica) da Figura 120 mostra que, para o aço de relaxação normal, não há estabilização da relaxação, a qual continua crescendo a uma taxa alta, mesmo aos 100 anos. Para o aço de relaxação baixa, além do coeficiente de relaxação ser significativamente menor, a taxa de crescimento é inferior quando comparada ao do aço de relaxação normal.

Deve ser esclarecido que os aços de relaxação baixa começaram a ser usados em 1976, ou seja, não existem ensaios de longo prazo para obtenção desses resultados. Os cálculos normativos referentes a esse efeito são baseados em extrapolações de resultados de ensaios realizados em menor período de tempo. Não é possível concluir se há, de fato, estabilização desse fenômeno a longo prazo.

6. CONCLUSÕES

A evolução da análise computacional permite que, nos dias de hoje, estruturas de elevada complexidade sejam avaliadas detalhadamente por meio de processos numéricos que levam em conta as tensões e as deformações ao longo do tempo com relativa facilidade. Isso garante que estruturas sofisticadas sejam analisadas de forma precisa, evitando as simplificações de cálculo e aumentando a segurança do projeto.

Dentro desse propósito, o estudo aqui apresentado teve como objetivo investigar o comportamento estrutural de tabuleiros de pontes constituídos por longarinas executadas com o sistema misto de protensão (pré-tração e pós-tração), levando-se em consideração os efeitos da fluência, da retração e da relaxação dos materiais utilizados. Esse processamento é possível devido a uma complexa modelagem numérica que leva em conta as fases construtivas e os parâmetros de reologia nos diversos elementos finitos definidos no programa.

Inicialmente, foram apresentados os conceitos fundamentais da fluência, relaxação e retração dos materiais (concreto e aço), os fatores que influenciam a magnitude das deformações, o princípio da superposição de Boltzmann e o método do envelhecimento para estruturas com mudança da seção resistente.

Foram também mostradas as prescrições normativas para avaliação do coeficiente de fluência e de deformação por retração do concreto pelo Código Modelo FIB (2010), que servem de referência para a análise reológica desenvolvida nessa dissertação.

Para melhor entendimento do processo, buscou-se descrever detalhadamente o método executivo do Viaduto de Silva Jardim, no Rio de Janeiro, que serviu de base para o estudo aqui apresentado.

A modelagem estrutural do viaduto foi desenvolvida no programa comercial SAP2000, com o uso do método dos elementos finitos. Foram realizadas três abordagens distintas para fins de comparação dos resultados: análise elástica usual (estacionária), análise elástica considerando as perdas de protensão (estacionária com perdas) e análise reológica com formulação do FIB (2010).

Foram avaliadas as tensões em três pontos da seção transversal da longarina de bordo (fibras inferior e superior da viga isolada e fibra inferior da laje), nas seções de meio de vão e a 5 m do apoio.

Em geral, os resultados mostraram uma rápida estabilização dos efeitos reológicos no tempo decorrido da análise (2010 dias). Além disso, ficou evidente que a verificação de tensões de forma tradicional, (sem a consideração dos efeitos reológicos), não corresponde à realidade física da estrutura, pois negligencia as deformações provocadas por retração e fluência, tratando os efeitos diferidos como somente perda de tensão nas cordoalhas protendidas. Esse procedimento de cálculo mostrou uma aproximação satisfatória para as situações críticas/dimensionantes, como as tensões de tração e compressão máximas no bordo superior da longarina, que ocorrem antes da consolidação da laje, e a tensão a tempo infinito no bordo inferior da viga (compressão mínima).

As tensões no bordo inferior da viga e a tensão média nos cabos, na seção do meio do vão, na análise estacionária com perdas, foram condizentes com a análise reológica. No entanto, quando foram comparados os resultados da seção à 5m do apoio, observam-se valores superestimados de perda de tensão no modelo estacionário com perdas. Isso se deve a extrapolação das perdas calculadas analiticamente para além da seção do meio do vão. Sendo assim, para o tipo de superestrutura estudada, é recomendado que o estudo das perdas diferidas seja realizado em mais de uma seção de cálculo.

As deformações da estrutura estimadas pelas análises estacionária (com e sem perdas) mostraram-se muito discrepantes quando comparadas às respostas da análise reológica. Na realidade, só é possível compreender o comportamento real da estrutura a partir da análise reológica, uma vez que a retração e a fluência provocam o encurtamento das fibras comprimidas, causando mudança na curvatura e aumentando a contra-flecha com o tempo. Esse efeito não é considerado na análise elástica que, ao levar em conta a perda de tensão nas armaduras a partir das prescrições normativas, resulta em valores opostos àqueles obtidos com o modelo reológico, apresentando redução das flechas com o tempo. O estudo mostra que, para essa estrutura, a deformação reológica amplifica a configuração deformada imposta pela protensão.

O estudo criterioso das deformações da estrutura é dispensável em pontes rodoviárias convencionais. No entanto, nas estruturas em que as flechas são determinantes para a construção e utilização, como pontes nas estaiadas, nos balanços

sucessivos e nas pontes para trens de alta velocidade, a análise detalhada dos deslocamentos verticais com a consideração das fases construtivas e dos efeitos reológicos é fundamental.

Uma interessante contribuição desse estudo se refere à interação entre os elementos estruturais executados em diferentes fases construtivas. Quando a laje é adicionada a longarina pré-fabricada, a mesma fica submetida a uma tensão diferente da superfície adjacente à sua, ou seja, o bordo superior da viga isolada. Devida à fluência faz com que haja redistribuição interna de tensões, reduzindo a tensão da zona comprimida (bordo superior da viga) e conduzindo para a região do elemento estrutural que se encontra submetida a um estado reduzido de tensão. A partir da análise comparativa, observou-se que as tensões no modelo reológico no bordo superior da laje tendem a uma situação hipotética, na qual toda a estrutura é executada em uma única fase. Os modelos mostraram que o comportamento real da estrutura se situa entre as respostas elásticas com faseamento e a situação em que a estrutura executada em uma única fase.

Para melhor entendimento desse comportamento complexo, desenvolveu-se um estudo com um modelo simplificado, no qual mostrou que a relação entre os estados finais de tensões dos modelos reológico e elásticos dependem da idade do concreto durante a fase construtiva. Foram também comparados os resultados das análises computacionais com o obtido a partir do método do envelhecimento simplificado, prescrito na norma europeia EN-1992 1-2 (2005). Considerando todas as incertezas envolvidas na determinação dos efeitos reológicos, o método do envelhecimento mostrou-se adequado para avaliar a variação de tensões nessas seções compostas de viga pré-fabricada e laje executadas “*a posteriori*”.

A desconsideração do efeito de redistribuição de tensão na interface viga/laje leva a resultados que não representam o comportamento físico real da estrutura. Entretanto, a verificação de tensões no ELS a partir da análise elástica com as perdas é a favor da segurança, pois as tensões críticas (tração máxima na laje e compressão máxima no bordo superior da viga de concreto) ocorrem durante a fase construtiva da estrutura, que devido às baixas idades, não sofrem grande influência dos efeitos reológicos.

Cabe mencionar que as perdas diferidas se aproximaram dos 15% considerados simplificadaamente nos projetos estruturais.

Os resultados da análise do vão central do Viaduto de Silva Jardim mostraram que, a detalhada modelagem em elementos finitos, com a definição das fases construtivas e com a consideração dos efeitos reológicos, representa o comportamento real da estrutura, o que não seria possível por meio de uma análise elástica. No entanto, para o dimensionamento de estruturas de pontes com vigas pré-fabricadas com vãos na ordem de 35 m com análise elástica convencional, considerando as perdas diferidas de protensão, atende com segurança aos estados limites prescritos em norma.

6.1. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros, citam-se:

- Análise reológica de pontes integrais;
- Efeitos reológicos em pontes com vigas executadas por balanços sucessivos;
- Estudo de previsão de flechas diferidas em estruturas protendidas;
- Efeitos de retração e fluência em grelhas hiperestáticas protendidas;
- Estudo do efeito da esconsidade na análise reológica;
- Comportamento reológico em pontes de seção composta com pré-lajes e com pré-fabricadas;
- Comportamento reológico em pontes com laje elástica;
- Estudo dos efeitos da relaxação do aço a longo prazo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 209.2R-08. **Guide for modeling and calculating shrinkage and creep in harden concrete.** American Concrete Institute, Farmington Hills. 2008.

ALVES, R. V. **Curso de Pontes em Concreto Armado e Protendido I, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.**

ARTHANARI, S., & YU, C. **Creep of concrete Under Uniaxial e Biaxial Stress at Elevated Temperatures.** 1967.

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** 2014.

ABNT. **NBR 7187. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento.** 2003.

ABNT. **NBR 7188. Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas.** 2013.

ABNT. **NBR 7215 Cimento Portland. Determinação da resistência a compressão.** 1997.

ABNT. **NBR 8224 - Concreto endurecido - Determinação da fluência.** 1983.

ABNT **NBR 7483. Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido-Especificação.** 2008.

BARBIERI, R. A.; GASTAL, F. P. S. L.; CAMPOS FILHO, A. **Numerical Model for Prestressed Composite Concrete Flexural Members.** Journal of Advanced Concrete Technology, Tokyo, Japan, v. 1, n. 2, p. 201-210, 2003

BASTOS, P. S. **Concreto Protendido - Notas de Aula.** Bauru: Universidade Estadual Paulista. 2018.

BAZANT, Z. P. **Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete.** Wiley Interscience. 1998.

BLANKS, R. F., VIDAL, E. N., PRICE, W. H., & RUSSELL, F. M. **The properties of Concrete Mixtures.** ACI Journal. 1940.

CAMARA, J. **Precast Bridges: Design for Time Dependent Effects**. 2001.

CARVALHO, R. C. **Estruturas Em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento**, Rio de Janeiro, Pini, 2012.

DYWIDAG, “**Sistema de Protensão com barras Dywidag – Aplicações Estruturais**”, Disponível em: < <https://www.dywidag.com.br/> > Acesso em: 30 de agosto, 2018.

EUROCODE EN 196-1. **Methods of testing cement. Determination of strength**. 2005

EUROCODE EN 197-1. **Cement - Part 1: Composition, specification and conformity criteria for common cements**. 2000

EUROCODE EN 1337-3. **Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings**. 2005

EUROCODE EN 1992-2 **Design of concrete structures-Part 2-Concrete Bridges**. 2006.

EUROCODE EN 1998-1. **Design of Structures for Earthquake Resistance**. 2004.

FIB 2010. **FIB Model Code for Concrete Structures**. 2010.

FONSECA, F. M. **Análise de Pontes construídas em Balanços Sucessivos**. Rio de Janeiro. UFRJ. 2015.

GAIOFATTO, R. L. **Desenvolvimento de funções de fluência para o concreto, desde as primeiras idades**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1995.

GILBERT, R. I., & RANZI, G. **Time-dependent behavior of concrete structures**. New York: Spon Press. 2011.

GVOZDEV, A. A. **Creep of Concrete**. Moscow. 1966.

HANAI, J. B. D. **Fundamentos do Concreto Protendido**. UFSCAR. São Carlos. 2005.

HANSEN, T. C., & MATTOCK, A. H. **Influence of size and shape of member on the Shrinkage and Creep of concrete.** ACI Journal. 1966.

HAVALESK, P. **Creep and Shrinkage of Concrete Subjected to Variable Environmental Conditions.** Czech Technical University in Prague, Praga. 2014.

IGARASHI, S. I.; BENTUR, A.; KOVLER, K. **Autogenous shrinkage and induced restraining stresses in high-strength concretes.** Cement and Concrete Research, n.30, p.1701-1707, 2000.

INMET. Banco de dados meteorológicos BDMET Acesso www.inmet.gov.br 2017.

JUDICE, F. M. S. **Comportamento da Ligação Entre Lajes e Vigas Pré-Fabricadas Feita com Nichos Preenchidos no Local.** Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

JUDICE, F. M. S., PERLINGEIRO, M. S. P. L., DIAZ, B. E., LIMA, S. S., et. al. **Avaliação da Distribuição Transversal de Cargas em Tabuleiros de Pontes sem Transversinas internas,** 50º Congresso Brasileiro do Concreto, 2008.

LEE, Y., YI, S. T., KIM, M. S. et al. **Evaluation of a basic creep model with respect autogenous shrinkage.** Concrete and Cement Research. July 2006.

LEONHARDT, F. **Construções em concreto: vol. 5: Concreto Protendido.** Rio de Janeiro: Interciência. 1983.

L'HERMITE, R. **What do we know about plastic deformation and creep of Concrete.** Paris. 1959.

MAGURA, D. P., SOZEN, M. A., SIESS, C. P. **A study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement.** PCI Journal V. 9, No. 2, Abril, 1964.

MEHTA, P. K., & MONTEIRO, P. J. **Concrete: Microstructure, Properties and Materials** (3 ed.). New York: McGraw-Hill. 2006.

MENDES, P. d. **Contribuição para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras.** São Paulo: Universidade de São Paulo. 2009.

NEVILLE, A., DILGER, W. H., & BROOKS, J. J. **Creep of Plain and Structural Concrete**. Construction Press. 1983.

NORMA DNIT 109 PRO. **Obras complementares- Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreiras de concreto – Procedimento**. 2009.

PERLINGEIRO, M. S. P. L. **Modelo para Análise de Estruturas de Pontes Segmentadas de Concreto com Protensão Externa**. COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2006

PICKETT, G. **Shrinkage Stress in concrete**. ACI Journal. 1946.

REICHARD, T. W. **Creep and Drying Shrinkage of lightweight and Normal-Weight Concretes**. U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards Monograph. 1964.

RODRIGUES, G. S. **Contribuição ao Estudo da retração e fluência e seus mecanismos de atuação a Baixas idades em Concretos Estruturais**. ENC/FT/UnB, Distrito Federal. 2010.

RUDLOFF Sistema de Protensão, “**Catálogo Concreto Protendido**”, Disponível em: < <http://www.rudloff.com.br> > Acesso em: 30 de agosto, 2018.

SCHULZ, M. **Modelagem e análise do comportamento instantâneo e reológico de estruturas de concreto protendido**. Tese de Concurso para Titular. Niterói. 1993.

SOUZA, M. L. M. **Estudo de Fluência e Retração na Análise de um Tabuleiro em Vigas Múltiplas de uma Ponte Rodoviária**. UFRJ/Escola Politécnica, Rio de Janeiro. 2013.

TROXELL, G. E., RAPHAEL, J., & DAVIS, R. E. **Long term Creep and shrinkage Test of Plain and Reinforced Concrete**. 1958.

VASCONCELOS, A. C. **O concreto no Brasil: Obras especiais, Contos concretos**. São Paulo: Pini. 1992.

Anexo 1 - Perdas diferidas de protensão com a consideração das fases construtivas

A norma europeia EN 1992-1-1 (2002) apresenta um método simplificado para a avaliação das perdas em determinado tempo t :

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8\sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0) + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,0P}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (A1.1)$$

onde:

ε_{cs} é a retração no instante t ;

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

σ_{p0} é a tensão inicial de protensão;

$\chi(t, t_0)$ é a porcentagem de variação de tensão devida à relaxação, de acordo com equação (3.15);

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência no instante t ;

$\sigma_{c,0P}$ é a tensão no concreto adjacente aos cabos de protensão devida ao peso próprio e protensão e t_0 ;

A_p é a área de armadura ativa;

A_c é a área da seção de concreto;

I_c é o momento de inércia da seção de concreto;

z é a distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e a armadura ativa.

A Eq. (A.1) pode ser resumida da seguinte maneira:

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,r}}{\beta} \quad (A1.2)$$

onde:

$\Delta\sigma_{p,s}$ é a perda básica devida a retração, dada por $\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p$;

$\Delta\sigma_{p,c}$ é a perda básica devida a fluência, dada por $\frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,0P}$;

$\Delta\sigma_{p,r}$ é a perda básica devida a relaxação do aço, dada por $0,8\sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)$;

β é o coeficiente de redução, dado por $1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]$.

A recomendação normativa, no entanto, não apresenta claramente como podem ser consideradas as diversas fases de protensão e de carregamento. Para determinar a perda de tensão nas armaduras em cada fase, adaptou-se a Eq. (A1.1) para avaliar as perdas diferidas de tensão no estudo de caso. Os seguintes parâmetros foram considerados: t_s (idade do início da retração); t_0 (protensão inicial de pré-tração na fábrica); t_1 (protensão primeiro cabo pós-tracionado); t_2 (concretagem da laje); t_3 (protensão do segundo cabo pós-tracionado); t_4 (demais cargas permanentes).

Para determinar a primeira parcela das perdas diferidas, foram consideradas as tensões devidas ao peso próprio do trecho central e a primeira etapa de protensão, da viga pré-fabricada, assim como a relaxação das cordoalhas pré-tracionadas e a retração do concreto, no período t_0 a t_1 dias.

Tem-se, então:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_1, t_s) \cdot E_p \quad (A1.3)$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t_1, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t_1, t_0) \cdot (\sigma_{g1} + \sigma_{p0}) \quad (A1.4)$$

$$\Delta\sigma_{p,r}(t_1, t_0) = 0,8\sigma_{p0} \cdot \chi_0(t_1, t_0) \quad (A1.5)$$

$$\beta_1 = 1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p0}}{A_{c_{vp}}} \cdot \left[1 + \frac{A_{c_{vp}}}{I_{c_{vp}}} \cdot (z_{vp})^2\right] \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_1, t_0)] \quad (A1.6)$$

onde:

σ_{g1} é a tensão no concreto adjacente aos cabos de protensão devida ao peso próprio da viga pré-fabricada;

σ_{p0} é a tensão no concreto adjacente aos cabos devida às cordoalhas pré-tracionadas;

$\chi_0(t_1, t_0)$ é a porcentagem de variação de tensão devida à relaxação para das cordoalhas pré-tracionadas;

A_{p0} é a área das armaduras ativas pré-tracionadas;

$A_{c_{vp}}$ é a área de concreto da viga pré-fabricada;

$I_{c_{vp}}$ é o momento de inércia da viga pré-fabricada;

z_{vp} é a distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e a armadura ativa da viga pré-fabricada.

No tempo t_2 , consideram-se as tensões devidas ao peso próprio da viga pré-fabricada, a protensão das cordoalhas de pré-tração e a protensão do primeiro cabo. A relaxação do aço é calculada a partir da média ponderada da área de aço de protensão.

Tem-se, portanto:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t_2, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_2, t_s) \cdot E_p \quad (A1.7)$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t_2, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot [(\varphi(t_2, t_1) \cdot \sigma_{p1} + \varphi(t_2, t_0) \cdot (\sigma_{g1} + \sigma_{p0}))] \quad (A1.8)$$

$$\Delta\sigma_{p,r}(t_2, t_0) = 0,8\sigma_{p0} \cdot \frac{\chi_0(t_2, t_0) \cdot A_{p0} + \chi_1(t_2, t_1) \cdot A_{p1}}{(A_{p0} + A_{p1})} \quad (A1.9)$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p0} + A_{p1}}{A_{c_{vp}}} \cdot \left[1 + \frac{A_{c_{vp}}}{I_{c_{vp}}} \cdot (z_{vp})^2 \right] \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_2, t_0)] \quad (A1.10)$$

onde:

σ_{g1} é a tensão no concreto adjacente aos cabos de protensão devida ao peso próprio do da viga pré-fabricada;

σ_{p1} é a tensão no concreto adjacente aos cabos devida ao primeiro cabo de pós-tração;

$\chi_1(t_2, t_1)$ é a porcentagem de variação de tensão devida à relaxação do primeiro cabo de pós-tração;

A_{p1} é a área da armadura do primeiro cabo de pós-tração.

No tempo t_3 , consideram-se as tensões devidas ao peso próprio da viga pré-fabricada, a protensão das cordoalhas de pré-tração, a protensão do primeiro cabo e o peso próprio da laje. A relaxação do aço é obtida a partir da média ponderada da área do aço de protensão.

Logo:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t_3, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_3, t_s) \cdot E_p \quad (A1.11)$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t_3, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot [\varphi(t_3, t_2) \cdot \sigma_{g2} + \varphi(t_3, t_1) \cdot \sigma_{p1} + \varphi(t_3, t_0) \cdot (\sigma_{g1} + \sigma_{p0})] \quad (A1.12)$$

$$\Delta\sigma_{p,r}(t_3, t_0) = 0,8\sigma_{p0} \cdot \frac{\chi_0(t_3, t_0) \cdot A_{p0} + \chi_1(t_3, t_1) \cdot A_{p1}}{(A_{p0} + A_{p1})} \quad (A1.13)$$

$$\beta_3 = 1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p0} + A_{p1}}{A_{c_vc}} \cdot \left[1 + \frac{A_{c_vc}}{I_{c_vc}} \cdot (z_{vc})^2 \right] \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_3, t_0)] \quad (A1.14)$$

onde:

σ_{g2} é a tensão no concreto adjacente aos cabos de protensão devida ao peso próprio da laje;

A_{c_vc} é a área de concreto da viga composta (viga+laje);

I_{c_vc} é o momento de inércia da viga composta;

z_{vc} é a distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e a armadura ativa da viga composta.

No tempo t_4 , consideram-se as tensões devidas ao peso próprio da viga pré-fabricada, a protensão das cordoalhas de pré-tração, a protensão do primeiro cabo, o peso próprio da laje e a protensão do segundo cabo. A relaxação do aço é determinada a partir da média ponderada da área de aço de protensão.

Tem-se, então:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t_4, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_4, t_s) \cdot E_p \quad (A1.15)$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t_4, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot [\varphi(t_4, t_3) \cdot \sigma_{p2} + \varphi(t_4, t_2) \cdot \sigma_{g2} + \varphi(t_4, t_1) \cdot \sigma_{p1} + \varphi(t_4, t_0) \cdot (\sigma_{g1} + \sigma_{p0})] \quad (A1.16)$$

$$\Delta\sigma_{p,r}(t_4, t_0) = 0,8\sigma_{p0} \cdot \frac{\chi_0(t_4, t_0) \cdot A_{p0} + \chi_1(t_4, t_1) \cdot A_{p1} + \chi_2(t_4, t_3) \cdot A_{p2}}{(A_{p0} + A_{p1} + A_{p2})} \quad (A1.17)$$

$$\beta_4 = 1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p0} + A_{p1} + A_{p2}}{A_{c_vc}} \cdot \left[1 + \frac{A_{c_vc}}{I_{c_vc}} \cdot (z_{vc})^2 \right] \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_4, t_0)] \quad (A1.18)$$

onde:

σ_{p2} é a tensão no concreto adjacente aos cabos de protensão devida ao primeiro cabo de pós-tração;

$\chi_2(t_4, t_3)$ é a porcentagem de variação de tensão devida à relaxação do segundo cabo de pós-tração;

A_{p2} é a área da armadura do segundo cabo de pós-tração.

Após todas as fases construtivas, podem ser determinadas as perdas em determinado tempo t , de acordo com:

$$\Delta\sigma_{p,s}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p \quad (\text{A1.19})$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot [\varphi(t, t_4) \cdot \sigma_{g3} + \varphi(t, t_3) \cdot \sigma_{p2} + \varphi(t, t_2) \cdot \sigma_{g2} + \varphi(t, t_1) \cdot \sigma_{p1} + \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{g1} + \sigma_{p0})] \quad (\text{A1.20})$$

$$\Delta\sigma_{p,r}(t, t_0) = 0,8\sigma_{p0} \cdot \frac{\chi_0(t, t_0) \cdot A_{p0} + \chi_1(t, t_1) \cdot A_{p1} + \chi_2(t, t_3) \cdot A_{p2}}{(A_{p0} + A_{p1} + A_{p2})} \quad (\text{A1.21})$$

$$\beta = 1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p0} + A_{p1} + A_{p2}}{A_{c_{vc}}} \cdot \left[1 + \frac{A_{c_{vc}}}{I_{c_{vc}}} \cdot (z_{vc})^2 \right] \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (\text{A1.22})$$

onde:

σ_{g3} é a tensão no concreto adjacente aos cabos devids às cargas permanentes adicionais (pavimento e guarda-rodas).

Anexo 2 – Cálculo da rigidez de aparelhos de apoio

Este anexo apresenta o cálculo da rigidez dos aparelhos de apoio fretados de acordo com a norma europeia EN 1337-3.

A rigidez vertical é dada por:

$$k_v = \left[\frac{\sum t_i}{A} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1} \quad (\text{A2.1})$$

onde:

A é a área (em planta) do aparelho de apoio;

t_i é a espessura de uma camada de elastômero;

G é o módulo de deformação por cisalhamento do elastômero, igual a 1 MPa;

E_b é o módulo de elasticidade do elastômero, igual a 2000 MPa;

S é o fator de forma, igual a:

$$S = \frac{a' \cdot b'}{2(a' + b') \cdot t_i} \quad (\text{A2.2})$$

onde:

a' é a largura efetiva do elastômero (largura das chapas de aço);

b' é o comprimento efetivo do elastômero (comprimento das chapas de aço).

A rigidez horizontal é dada por:

$$k_h = \frac{A \cdot G}{n \cdot t_i} \quad (\text{A3.3})$$

A rigidez de rotação é:

$$k_m = \frac{(G \cdot a'^5 \cdot b')}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} \quad (\text{A4.4})$$

onde:

K_s é o fator de restauração do momento, cujos valores são obtidos na Tabela 30;

n é o número de camadas de elastômero.

Tabela 30 - Fator de restauração do momento (EN 1337-3, 2005).

b'/a'	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5
Ks	137	100	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3
b'/a'	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
Ks	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

Apêndice A – Análise em vigas pré-fabricadas com consolidação posterior da laje

Para o início da vida útil, com a tensão inicial das cordoalhas:

$$\sigma_{i_t0} = \left(\frac{N_{pvp}}{A_{cvp}} + \frac{N_{pvp} \cdot y_{vp}}{W_{vp_i}} \right) + \left(\frac{N_{pvc}}{A_{cvc}} + \frac{N_{pvp} \cdot y_{vc}}{W_{vc_i}} \right) \quad (A.1)$$

$$\sigma_{s_t0} = \left(\frac{N_{pvp}}{A_{cvp}} - \frac{N_{pvp} \cdot y_{vp}}{W_{vp_s}} \right) + \left(\frac{N_{pvc}}{A_{cvc}} - \frac{N_{pvp} \cdot y_{vc}}{W_{vc_s}} \right) \quad (A.2)$$

Para o tempo infinito, considerando uma perda de 13%:

$$\sigma_{i_t\infty} = \sigma_{i_t0} - \left(\frac{0,13 \cdot (N_{pvc} + N_{pvp})}{A_{cvc}} + \frac{0,13 \cdot (N_{pvc} + N_{pvp}) \cdot y_{vc}}{W_{vc_i}} \right) \quad (A.3)$$

$$\sigma_{s_t\infty} = \sigma_{s_t0} - \left(\frac{0,13 \cdot (N_{pvc} + N_{pvp})}{A_{cvc}} + \frac{0,13 \cdot (N_{pvc} + N_{pvp}) \cdot y_{vc}}{W_{vc_s}} \right) \quad (A.4)$$

onde:

N_{p_vp} é o esforço normal provocado pela protensão aplicadas na viga pré-fabricada;

N_{p_cp} é o esforço normal provocado pela protensão aplicadas na viga composta;

A_{c_vp} é a área de concreto da viga pré-fabricada;

A_{c_vc} é a área de concreto da viga composta (viga+laje);

W_{vp} é o módulo resistente da viga pré-fabricada;

W_{vc} é o módulo resistente da viga composta (viga+laje);

y_{vp} é a excentricidade do cabo da viga pré-fabricada;

y_{vc} é a excentricidade do cabo da viga composta.

A Tabela 31 apresenta o cálculo analítico considerando a redução de força normal de 13%. A Figura 121 apresenta a variação da tensão na estrutura de concreto (seção “T”) devida aos esforços de protensão (na fase inicial e final. Pode-se observar que as tensões no bordo superior apresentam variação inferior a 1%, corroborando com os resultados obtidos no modelo em elementos finitos. Já para o bordo inferior, a variação de tensão é

da ordem de 12%, próximo do resultado obtido a partir da análise feita no item 0 dessa dissertação.

Tabela 31 – Variação da tensão devido protensão

Casos de carga	Nk (kN)	σ_{i_t0} (kN/m ²)	σ_{s_t0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_i$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_s$ (kN/m ²)	$\sigma_{i_t\infty}$ (kN/m ²)	$\sigma_{s_t\infty}$ (kN/m ²)
p0	-1529	-13915	4466	1578	-20	-12336	4446
p1	-2223	-19531	5774	2294	-29	-17237	5745
p2	-2162	-15831	-82	2232	-28	-13599	-110
Soma	-5915	-49277	10158	6105	-76	-43172	10082

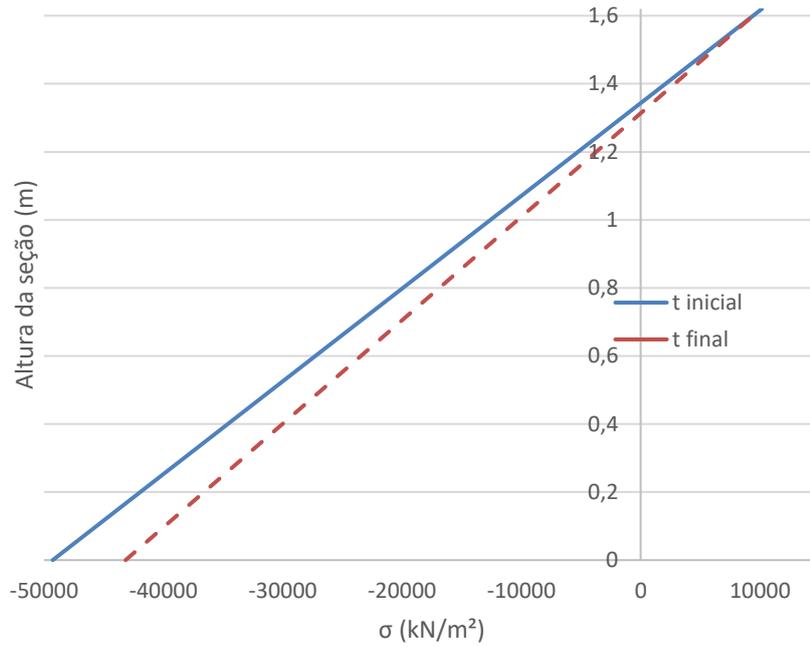


Figura 121 – Tensão ao longo da seção para o tempo inicial e final da análise.

Apêndice B - Análise de um modelo simplificado

A estrutura-modelo é constituída de uma seção “Pi” com vão de 30 m composta por duas longarinas de geometria retangular (15 cm x 150 cm) e uma laje com espessura de 20 cm, com largura total de 6 m e espaçamento entre eixos de longarinas de 3 m. A Figura 122 apresenta as dimensões da seção transversal do modelo simplificado.

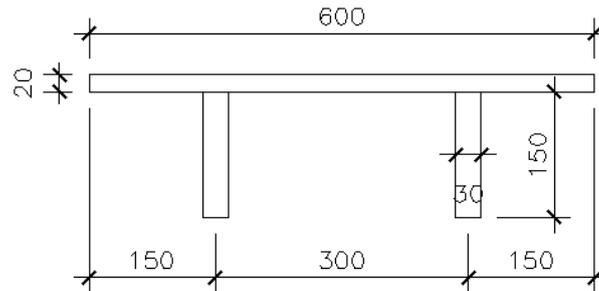


Figura 122 – Seção transversal do modelo simplificado em viga “Pi”.

O modelo em “*staged construction*”, nesse caso, contempla apenas o peso próprio e a protensão das longarinas (com 34 cordoalhas de 12,7 mm). Para a análise das tensões do bordo superior, foram feitos dois casos de carregamento: no primeiro, a protensão é dada na viga longarina (antes da concretagem da laje); no segundo, a protensão e o carregamento de peso próprio são aplicados na viga composta (viga “T”).

As expressões a seguir são usadas para o cálculo analítico elástico das tensões no bordo superior da viga “T” e no bordo inferior da laje, para as duas situações de carregamento. São elas:

- a) Com protensão aplicada na viga isolada:

$$\sigma_{s_t0} = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{vp_s}} + N_{p_{t0}} \cdot \left(\frac{1}{A_{vp}} - \frac{y_{vp}}{W_{vp_s}} \right) \quad (B.1)$$

$$\sigma_{laje_i_t0} = 0 \quad (B.2)$$

$$\sigma_{s_t\infty} = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{vp_s}} + N_{p_{t0}} \cdot \left(\frac{1}{A_{vp}} - \frac{y_{vp}}{W_{vp_s}} \right) + \Delta N_p \cdot \left(\frac{1}{A_{vc}} - \frac{y_{vc}}{W_{vc_s}} \right) \quad (B.3)$$

$$\sigma_{laje_i_t\infty} = \Delta N_p \cdot \left(\frac{1}{A_{vc}} - \frac{y_{vc}}{W_{vc_s}} \right) \quad (B.4)$$

b) Com protensão aplicada na viga composta (não há descontinuidade na interface viga/laje):

$$\sigma_{s_{t0}} = \sigma_{li_{t\infty}} = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{vc_s}} + (N_{p_{t0}}) \cdot \left(\frac{1}{A_v} - \frac{y_{vc}}{W_{vp_s}} \right) \quad (B.5)$$

$$\sigma_{s_{t\infty}} = \sigma_{laje_{i_{t\infty}}} = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{vc_s}} + (N_{p_{t0}} - \Delta N_p) \cdot \left(\frac{1}{A_v} - \frac{y_{vc}}{W_{vp_s}} \right) \quad (B.6)$$

Para obter coerência nos resultados, são usados os valores de força de protensão do tempo inicial e infinito obtidos no modelo reológico, tal que:

$$N_{p_{t=0}} = 4400kN$$

$$N_{p_{t=6000}} = 4020kN$$

$$\Delta N_p = 4400 - 4020 = 380kN$$

O momento fletor devido ao peso próprio da seção composta é:

$$M_{pp} = 2953 kN.m$$

A partir dos esforços e das propriedades da seção, apresentadas na Tabela 32, são calculadas as tensões no bordo inferior e na interface viga/laje para as seguintes situações: viga protendida isolada (protensão VP) e viga protendida composta (protensão VC). As tensões calculadas para ambas as análises são resumidas na Tabela 33.

Tabela 32 – Propriedades geométricas das seções (isolada e composta).

Prop. Geométricas	Seção I	Seção T
A (m ²)	0,45	1,05
I (m ⁴)	0,08	0,272
y (m)	0,75	1,236
Wi (m ³)	0,11	0,220
Ws (m ³)	0,11	1,030

Tabela 33 - Tensões nos bordos obtidas da análise elástica

	Protensão VP			Protensão VC		
	σ_i (kN/m ²)	σ_s (kN/m ²)	σ_{li} (kN/m ²)	σ_i (kN/m ²)	σ_s (kN/m ²)	σ_{li} (kN/m ²)
pp	26250	-26250	0	13419	-2866	-2866
Npt0	-9778	-9778	0	-4190	-4190	-4190
Mpt0	-19556	19556	0	-19714	4211	4211
ΔN_p	362	362	362	362	362	362
ΔM_p	1703	-364	-364	1703	-364	-364
Soma	-1018	-16474	-2	-8420	-2848	-2848

Para entendimento dos efeitos reológicos na interface viga/laje, foi elaborado um modelo reológico em elementos finitos de maneira análoga ao estudo feito no viaduto de Silva Jardim. A protensão foi dada aos 15 dias e a laje for adicionada posteriormente, em diversas idades (3, 10, 50 e 100 dias após a protensão) para a avaliação dos efeitos reológicos. Foram extraídos os resultados de tensão em diversas idades, no elemento de placa, do meio do vão, na posição dos bordos superior da viga e inferior da laje.

Os resultados obtidos foram plotados de forma gráfica e comparados à análise elástica apresentada tal como mostram a Figura 123 e a Figura 124.

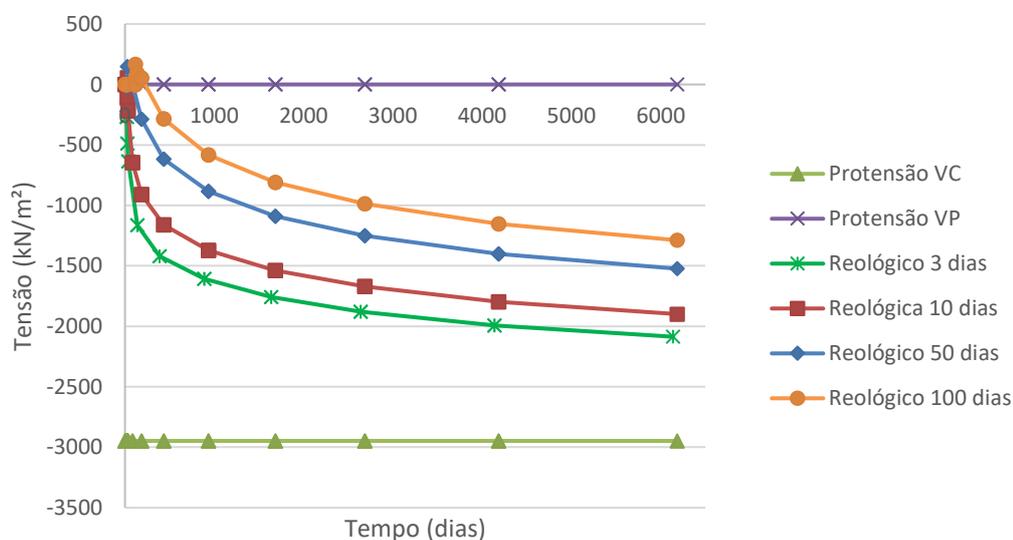


Figura 123 – Tensões no bordo inferior da laje – Modelo simplificado.

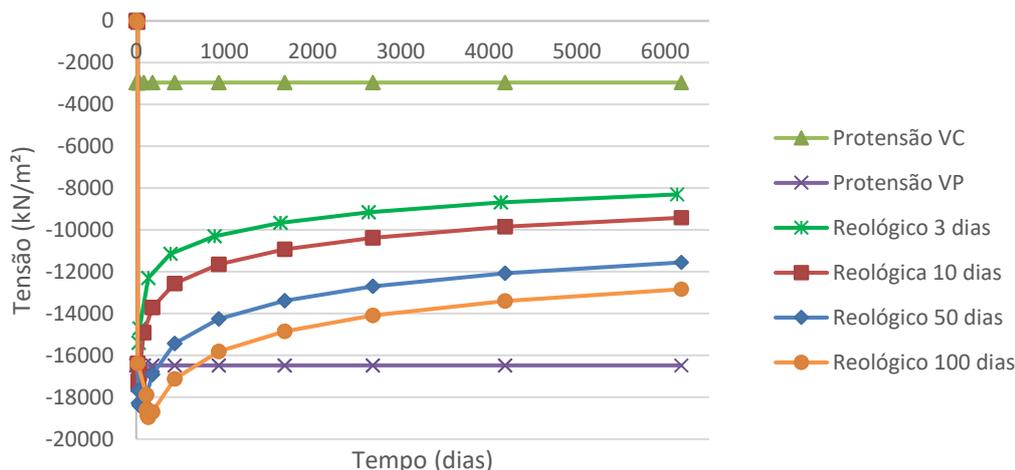


Figura 124 - Tensões no bordo superior da viga – Modelo simplificado.

Nota-se que, no modelo reológico, as tensões na região da interface, nas primeiras idades, mostram-se semelhantes de acordo com aquelas calculadas a partir do modelo analítico com carregamento na viga isolada. No entanto, com o passar do tempo, essas tensões tendem à situação do carregamento na viga composta, apresentando-se em uma situação intermediária em tempo infinito.

Observa-se que, quanto mais cedo a laje é concretada, mais a viga tende à situação hipotética de que toda a estrutura é executada em uma única fase.

A relação entre o caso fictício, em que a estrutura é executada em uma única fase, e a análise elástica, considerando as fases construtivas, pode ser determinada a partir do anexo KK do Eurocode (EN1992-2).

O método do coeficiente de envelhecimento simplificado, recomendado pela norma europeia, consiste em determinar a sollicitação em tempo infinito, a partir das sollicitações da fase de construção acrescidas de uma proporção da diferença entre as sollicitações fictícias (estrutura executada em uma fase) e as sollicitações na fase de construção, tal que:

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \cdot \frac{E_c(t_c)}{E_c(t_0)} \cdot \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(\infty, t_c)} \quad (\text{B.7})$$

onde:

S_{∞} é a sollicitação final;

S_0 é a sollicitação na fase construtiva;

S_c é a sollicitação da estrutura com a hipótese de descimbramento de uma só vez;

$\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência do concreto, no instante t_0 , quando ocorre o primeiro carregamento;

$\varphi(t_c, t_0)$ é o coeficiente de fluência do concreto, no instante t_c , para o carregamento aplicado no instante t_0 ;

$\varphi(\infty, t_c)$ é o coeficiente de fluência do concreto, para o instante t_c , quando ocorre a mudança no sistema estrutural;

χ é o fator de envelhecimento, que pode ser tomado igual a 0,8 ou determinado por uma análise do tipo “*time-step*”.

A Tabela 34 e a Tabela 35 apresentam os resultados obtidos no modelo simplificado, a partir da análise reológica, e as tensões calculadas analiticamente, considerando o coeficiente de envelhecimento da EN 1992-2, nos bordos superior da viga isolada e inferior da laje, respectivamente.

É possível observar, tanto pelo método do envelhecimento quanto pela modelagem computacional, as tensões finais se aproximam do resultado analítico obtido para a protensão aplicada na viga composta (seção “T”) quanto mais cedo foi realizada a execução da laje.

Os erros, em percentual, quando comparadas as respostas do método analítico com as respostas do modelo variaram de 2% a 24%. Dado o número de incertezas da análise reológica, pode-se dizer que o método simplificado do coeficiente de envelhecimento, nesse caso, trouxe resultados satisfatórios.

Tabela 34- Tensões no bordo superior da viga isolada obtidas na análise elástica.

dias	Tensão σ (kN/m)			Método do envelhecimento						
	Modelo reológico	σ VC	σ VP	$\varphi(tc, t0)$	$\varphi(tinf, t0)$	$\varphi(tinf, tc)$	E(tc) kN/m ²	E(t0) kN/m ²	σ inf kN/m ²	Diferença
	3	-8292	-2948	-16474	0,530	1,734	1,621	32908	32049	-9196
10	-9417	0,655			1,734	1,527	33551	32049	-9599	2%
50	-11551	0,898			1,734	1,246	35087	32049	-10279	11%
100	-12830	1,014			1,734	1,089	35744	32049	-10675	17%

Tabela 35- Tensões no bordo inferior da laje, obtidas da análise elástica.

dias	Tensão σ (kN/m)			Método do envelhecimento						
	Modelo reológico	σ VC	σ VP	$\varphi(tc, t0)$	$\varphi(tinf, t0)$	$\varphi(tinf, tc)$	E(tc) kN/m ²	E(t0) kN/m ²	σ inf kN/m ²	Diferença
	3	-2086	-2948	0	0,530	1,734	1,621	32908	32049	-1586
10	-1899	0,655			1,734	1,527	33551	32049	-1498	21%
50	-1523	0,898			1,734	1,246	35087	32049	-1350	11%
100	-1288	1,014			1,734	1,089	35744	32049	-1264	2%

Chamando de “ f ” o fator que relaciona o estado hipotético de toda estrutura executada em uma etapa com a análise que considera as fases construtivas, tem-se:

$$f = \frac{S_{\infty} - S_0}{S_c - S_0} \quad (\text{B.8})$$

A Tabela 36 apresenta o fator “ f ” determinado para cada idade do concreto analisada. Pode-se observar que, para o mesmo caso de carga os valores estimados de “ f ” são diferentes para a laje e para a viga, podendo variar entre 27% e 71%.

Tabela 36 – Fator “ f ”.

dias	Viga - Bordo superior			f	Viga - Bordo inferior			
	Tensão σ (kN/m ²)				Tensão σ (kN/m ²)			
	Modelo reológico	σ VC	σ VP		Modelo reológico	σ VC	σ VP	
3	-8292	-2948	-16474	60%	-2086	-2948	0	71%
10	-9417			52%	-1899			64%
50	-11551			36%	-1523			52%
100	-12830			27%	-1288			44%