

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Cristiane Caroline Campos Lopes**

**Modelagem numérica de vigas compostas por perfis tubulares de aço  
preenchidos por concreto com protensão**

Orientador: Prof. Hermes Carvalho

**Belo Horizonte**

Março de 2020

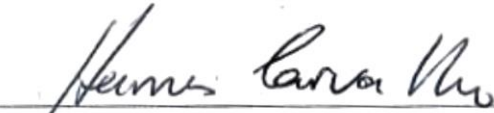
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS


**"MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS COMPOSTAS POR PERFIS  
TUBULARES DE AÇO PREENCHIDOS POR CONCRETO COM  
PROTENSÃO"**

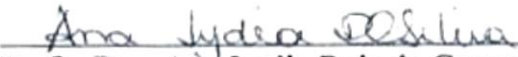
Cristiane Caroline Campos Lopes

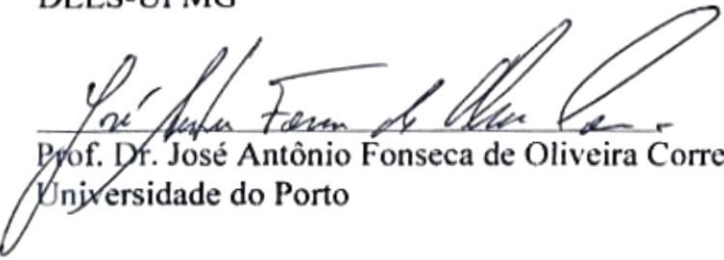
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

  
Prof. Dr. Hermes Carvalho  
DEES - UFMG (Orientador)

  
Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES - UFMG (Coorientador)

  
Profa. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva  
DEES-UFMG

  
Prof. Dr. José Antônio Fonseca de Oliveira Correia  
Universidade do Porto

Belo Horizonte, 02 de março de 2020

L864m	<p>Lopes, Cristiane Caroline Campos.  Modelagem numérica de vigas compostas por perfis tubulares de aço preenchidos por concreto com protensão [recurso eletrônico] / Cristiane Caroline Campos Lopes. - 2020.  1 recurso online (xiii, 75 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Hermes Carvalho.  Coorientador: Rodrigo Barreto Caldas.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 74-75.  Bibliografia: f. 71-73.</p> <p>Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Construção mista - Teses. 3. Vigas - Teses. 4. Análise numérica - Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Caldas, Rodrigo Barreto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	---

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por me dar força e me guiar no caminho que fosse melhor pra mim.

Aos meus pais, Adelino e Dalva, que sempre se fizeram presentes me dando todo amor e apoio necessário.

Ao meu marido Gustavo, pelo apoio incondicional e por entender todas as ausências e as horas dedicadas à esse trabalho.

Ao meu irmão, Humberto, por ser meu exemplo de dedicação e responsabilidade.

À minha sobrinha Diana, que com sua leveza e doçura tornou essa caminhada mais leve e feliz.

Ao Professor Hermes Carvalho, orientador desse trabalho, poderia falar aqui sobre seu comprometimento, confiança e disponibilidade ao longo do trabalho, mas isso seria pouco, gostaria de agradecer pelo apoio no meu momento de maior fragilidade não só no mestrado como na vida, naquele momento você se mostrou como o grande orientador que é, me mostrando soluções e nunca duvidando da minha capacidade, quando até eu a questionava, e por isso saiba que você sempre terá meu respeito e admiração.

À Paulinha, por suas muitas e importantes contribuições para esse trabalho.

As minhas amigas Sofia e Thamires, que como sempre estiveram presentes e prontas a me ajudar em qualquer coisa que eu precisasse.

Aos amigos e colegas de mestrado, pela convivência e por estarem sempre dispostos a ajudar.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas.

Ao CNPQ pelo suporte financeiro a esta pesquisa.

E finalmente, a minha querida amiga Jéssica Maria Evangelista de Souza, cuja partida precoce fez essa jornada parecer impossível, mas cuja memória foi um dos principais motivos pra que eu não desistisse.

“Oh, it’s delightful to have ambitions. I’m so glad I have such a lot. And there never seems to be any end to them — that’s the best of it. Just as soon as you attain to one ambition you see another one glittering higher up still. It does make life so interesting.”

L M. Montgomery

## RESUMO

Este trabalho apresenta a avaliação numérica do comportamento de vigas mistas com protensão externa passiva durante o processo de fabricação e também quando estão submetidas à carregamentos. Essas vigas mistas são constituídas por perfis tubulares retangulares de aço preenchidos com concreto autoadensável. O método de aplicação da protensão externa passiva foi desenvolvido no início da década de 50 por Abraham Lipski e Louis Baes em perfis de aço de seção I e patentado sob o nome comercial “Preflex”. Esse método de aplicação da protensão, que será abordado numericamente neste trabalho, consiste em duas etapas. Na primeira, o perfil de aço de seção tubular retangular é submetido a duas forças verticais concentradas, localizadas nos quartos do vão, de modo que a mesa inferior desse perfil fique sujeita a tensões de tração, ainda no regime elástico; o perfil tubular retangular é, então, preenchido com concreto e, à medida que este adquire resistência, as forças usadas para deformar o perfil metálico são retiradas – segunda etapa. Ao tentar retornar à sua forma inicial, o perfil de aço introduz forças de compressão no núcleo de concreto por meio das superfícies internas tracionadas do tubo que estão em contato com o núcleo – protensão “passiva” no concreto. A metodologia numérica foi desenvolvida no programa de elementos finitos ABAQUS v. 6.14 e validada através de resultados presentes na literatura. Diante dos resultados, foram realizadas análises comparativas e por fim foi possível observar a eficiência da protensão passiva com o aumento de rigidez em até 15% das vigas quando submetidas a carregamentos de serviço. Conforme esperado, a capacidade resistente das vigas mistas não foram afetadas com a atribuição da protensão.

Palavras-chave: protensão externa passiva, perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto, vigas mistas de aço e concreto.

## **ABSTRACT**

This research presents a numerical methodology capable of representing the behavior of composite beams, with passive external prestress, during fabrication and when subjected to loads. These composite beams consist of rectangular steel tubes filled with self-consolidating concrete. The passive external prestress method was developed at the beginning of the 1950 decade by Abraham Lipski and Louis Baes on I-shaped steel beams and it was patented as “Preflex”. The prestress forces are applied numerically in this work basically following two steps: Firstly, the rectangular steel tube is subjected to two concentrated vertical loads applied at the quarters of the span leading to tension stresses at the bottom flange of this section, that remain in the elastic domain. Secondly, the steel tube is filled with concrete and, when the concrete gets resistance, the vertical loads are removed. When the steel beam tries to come back to its initial position, the steel profile introduces compression stresses in the concrete core by the internal tensioned surface of the steel tube in contact with the concrete, defined as passive external prestress. The numerical models were developed in the finite element software ABAQUS and the results were validated through results found in the literature. Once the numerical modeling was validated, comparative analyses were performed and, finally, it was possible to observe the efficiency of passive prestressing in beams stiffness increasing, subject to service loads. As expected, the resistant capacity of the composite beams was not affected by the prestressing.

**Keywords:** external passive prestressing, concrete-filled steel rectangular tube, steel-concrete composite beam.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Processo de fabricação Viga “Preflex”: (a) viga de aço na posição inicial; (b) aplicação das forças verticais; (c) concretagem da mesa inferior; (d) retirada das forças verticais; (e) concretagem do perfil e da laje. Fonte: Mannini,2002. ....	2
Figura 1-2- Processo de fabricação viga "Preflex" para perfis tubulares preenchidos com concreto: (a) viga de aço na posição inicial; (b) aplicação das forças verticais; (c) preenchimento do tubo de aço por concreto; (d) retirada das forças verticais. ....	3
Figura 1-3 – Conectores de cisalhamento e barras de armadura longitudinal e transversal instalados na mesa inferior de aço. Fonte: Valdes <i>et al.</i> ,2010. ....	4
Figura 2-1 – Resultados do estudo de otimização de vigas protendidas: consumo de aço por área de tabuleiro versus razão, $\rho$ , entre a quantidade de protensão proveniente da ação de cabos e a quantidade total de protensão (cabos e deflexão da viga) aplicada no flange de concreto. Fonte: Mannini e Morano,2006. ....	13
Figura 2-2 – Comparação entre os custos das soluções avaliadas. Fonte: Mannini e Morano, 2006. ....	14
Figura 2-3 – Diagramas de forças das fases 1 e 2 de construção da viga “Preflex”, respectivamente: (a) aplicação das forças de pré-flexão e (b) retirada das forças de pré-flexão. Fonte: Ahmadullah <i>et al.</i> ,2017. ....	15
Figura 2-4 – Tensões ao longo da altura da seção transversal de aço nas fases: (a) Aplicação das forças de pré-flexão e (b) Liberação das forças de pré-flexão. Fonte: Ahmadullah et al., 2017. ....	16
Figura 2-5 – Tensões ao longo da altura da seção transversal de concreto na fase de liberação das forças de pré-flexão. Fonte: Ahmadullah et al., 2017. ....	16
Figura 2-6 – Convenção de sinais para forças internas e externas. Fonte: Morano e Mannini, 2006. ....	19
Figura 2-7 – Seções transversais típicas de perfis tubulares preenchidos com concreto. Fonte: Flor, 2018. ....	21
Figura 2-8 – Comportamento a flexão tubo de aço (a), concreto (b) e tubo de aço preenchido com concreto (c). Fonte: HAN et al., 2014. ....	22
Figura 2-9 – Modelo constitutivo trilinear do aço. Fonte: Flor, 2018. ....	25



Figura 2-10 – Modelo constitutivo do concreto: (a) Relação tensão-deformação do concreto à compressão e (b) Modelo Bézier de tração. Fonte: Flor, 2018.....	25
Figura 2-11 – Modelo numérico da ponte de New Hampshire. Fonte: Stephen, 2006. ....	26
Figura 2-12 – Comparação entre os dados da FWHA e os resultados do ABAQUS. Fonte: Stephen, 2006. ....	27
Figura 2-13 – Seção transversal da ponte simulada por Kasera. Fonte: Kasera, 2014.....	28
Figura 2-14 – Seção transversal da ponte simulada. Fonte: Vadlamini, 2017. ....	29
Figura 3-1 – Seção transversal do perfil tubular preenchido com concreto. ....	31
Figura 3-2 – Detalhe da malha e discretização dos cantos curvos da geometria.....	31
Figura 3-3– Elemento de malha C3D8R. ....	32
Figura 3-4 – Condições de contorno adotadas no modelo numérico devido à dupla simetria. ....	33
Figura 3-5 – Condições de contorno referentes aos apoios da viga. ....	33
Figura 3-6 – Detalhe aplicação do carregamento vertical na viga mista. ....	34
Figura 3-7 – Relação tensão-deformação do perfil tubular. ....	35
Figura 3-8 – Curvas tensão deformação concreto. Fonte: Santos, 2017. ....	36
Figura 3-9 – Relação tensão deformação do concreto à tração. Fonte: Flor,2018. ....	37
Figura 3-10 – Curva normalizada de Bézier. Fonte: Flor,2018.....	38
Figura 3-11 – Especificação material para sub-rotina UEXPAN.....	44
Figura 3-12 – Especificação material para sub-rotina USDFLD. ....	45
Figura 3-13 – Exemplo de validação.....	46
Figura 4-1- Distribuição de tensões plásticas sob momento fletor positivo.....	50
Figura 5-1- Resultados Numéricos e Experimentais Viga 249.04x148.30x6.53 .....	51
Figura 5-2- Tensões longitudinais na seção transversal de concreto no meio do vão.....	52
Figura 5-3- Valores de tensões longitudinais ao longo da altura do perfil de aço no meio do vão na fase 1.....	53
Figura 5-4- Valores de tensões longitudinais no meio do vão devido à aplicação das forças verticais de protensão na fase 1. ....	54
Figura 5-5- Valores de tensões longitudinais ao longo da altura da seção transversal do tubo de aço (a) e do núcleo de concreto (b) no vão central da viga mista durante a fase 2. ....	55
Figura 5-6-Valores de tensões longitudinais na seção transversal central no tubo de aço na fase 2 em MPa.....	56
Figura 5-7- Valores de tensões longitudinais na seção transversal central no núcleo de concreto na fase 2 em MPa.....	56
Figura 5-8- Curvas momento-deslocamento VP 250x150x6,4 .....	58

Figura 5-9- Tensões longitudinais no tubo de aço no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias .....	59
Figura 5-10-Tensões longitudinais no núcleo de concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias. ....	59
Figura 5-11- Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I para a viga mista. ....	60
Figura 5-12-Tensões longitudinais no tubo de aço no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias. ....	60
Figura 5-13-Tensões longitudinais no núcleo de concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias. ....	61
Figura 5-14-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista.....	61
Figura 5-15-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista com protensão. ....	62
Figura 5-16-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista com protensão e consideração de 500 dias de fluência.....	62
Figura 5-17- Curvas momento-deslocamento VP 320x200x10. ....	63
Figura 5-18- Curvas momento-deslocamento VP 400x200x14,2 .....	64
Figura 5-19-Perdas de protensão ao longo do tempo. ....	65
Figura 5-20- Seção VP 250x150x6,4: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa). ....	66
Figura 5-21- Seção VP 320x200x10: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa). ....	66
Figura 5-22-Seção VP 400x200x14,2: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa). ....	67
Figura 5-23- Curvas deslocamento vertical-vão livre. ....	68

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1– Comparação entre as soluções usando vigas “Preflex” e viga mista convencional em termos de área de concreto estrutural por superfície do tabuleiro. Fonte: Mannini e Morano, 2006. ....	12
Tabela 2-2 – Forças internas no concreto dadas por Elementos Finitos (EF) e pelo método de cálculo proposto. Fonte: Morano e Mannini, 2006. ....	20
Tabela 3-1- Dimensões das seções transversais analisadas.....	30
Tabela 3-2- Características do concreto utilizados nos modelos numéricos de vigas mistas tubulares.....	43
Tabela 3.3-3– Comparação resultado ABAQUS e resultados analíticos .....	46
Tabela 4-1-Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente.....	48
Tabela 4-2-Viga VP 250x150x6,4.....	49
Tabela 4-3- Viga VP 320x200x10.....	49
Tabela 4-4-Viga VP 400x200x14,2.....	49
Tabela 5-1- Resultados dos momentos resistentes das seções analisadas .....	57

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras romanas

$A_c$	Área da seção transversal
$A_c$	Área de concreto
$b$	Comprimento da parte plana das mesas do perfil de aço
$C_c$	Curvatura do perfil do concreto
$C_s$	Curvatura do perfil de aço
$d$	Distância entre os centroides do perfil de aço e do concreto
$d_c$	Dano à compressão uniaxial
$d_t$	Dano à tração uniaxial
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_0$	Módulo de elasticidade do concreto na idade do carregamento
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F$	Tensão de flexão
$f_{cm}$	Resistência à compressão média do concreto
$f_u$	Resistência última do aço
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$h$	Comprimento da parte plana das almas do perfil de aço
$I$	Momento de inércia da seção
$I_c$	Momento de inércia do concreto
$J$	Constante de torção
$L$	Vão livre
$L_b$	Comprimento destravado da viga
$M$	Momento fletor aplicado
$M_c$	Momento fletor no concreto
$M_e$	Momento elástico máximo
$M_s$	Momento fletor no aço
$M_{pl}$	Momento de plastificação da viga de aço
$n$	Razão modular
$P_{pf}$	Força vertical de protensão

$N_c$	Força axial no concreto
$N_s$	Força axial no aço
$r_y$	Raio de giração em relação ao eixo perpendicular ao eixo de giração
$S$	Módulo resistente elástico
$t$	Tempo decorrido após a cura
$W_x$	Módulo de resistência elástico à flexão
$y$	Distância da fibra de interesse à linha neutra

### **Letras Gregas**

$\alpha$	Força axial
$\alpha_M$	Momento flector
$\epsilon_c$	Deformação no concreto
$\epsilon_s$	Deformações no aço
$\gamma_a$	Fator de correção devido ao teor de ar
$\gamma_c$	Produto dos fatores de correção aplicáveis para a fluência
$\gamma_{sh}$	Produto dos fatores de correção aplicáveis para a retração
$\gamma_{la}$	Fator de correção de fluência para idades de carregamento que ocorram depois dos 7 dias
$\gamma_\lambda$	Fator de correção para umidade do ambiente
$\gamma_{vs}$	Fator de correção devido à forma da estrutura
$\gamma_s$	Fator de correção devido ao <i>slump</i> do concreto
$\gamma_\psi$	Fator de correção devido à porcentagem de agregado fino
$\epsilon_{sh}$	Deformações no concreto devido à retração
$v_t$	Coefficiente de fluência
$v_u$	Coefficiente último de fluência

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

FHWA- *Federal Highway Administration*

ACI - *American Concrete Institute*

FLT - Flambagem Lateral com torção

FLA - Flambagem lateral da alma

FLM - Flambagem lateral da mesa

## SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Aspectos gerais .....	1
1.2	Justificativa .....	6
1.3	Objetivo.....	6
1.4	Metodologia geral .....	6
1.5	Organização do texto .....	7
2	Revisão da literatura .....	8
2.1	Generalidades.....	8
2.2	Vigas “Preflex” .....	8
2.2.1	Breve histórico de análises realizadas .....	8
2.2.2	Recomendações de fabricação.....	11
2.2.3	Análise econômica.....	11
2.2.4	Tensões em vigas “Preflex” .....	14
2.2.5	Fluência e Retração .....	17
2.3	Perfis tubulares preenchidos com concreto.....	20
2.3.1	Introdução.....	20
2.3.2	Comportamento à flexão .....	21
2.3.3	Flor (2018).....	22
2.3.3.1	Análise teórica .....	22
2.3.3.2	Análise experimental.....	23
2.3.3.3	Análise numérica .....	23
2.4	Implementação computacional dos efeitos de fluência e retração.....	25
2.4.1	Stephen (2006).....	26
2.4.2	Kasera (2014) .....	27
2.4.3	Vadlamani (2017).....	28
3	Modelo numérico.....	30
3.1	Introdução .....	30
3.2	Descrição da geometria.....	30
3.3	Malha de elementos finitos .....	31
3.4	Condições de contorno.....	32
3.5	Aplicação das ações .....	33
3.6	Contato na interface aço-concreto .....	34
3.7	Modelo constitutivo perfil de aço .....	34

3.8	Modelo constitutivo do concreto .....	35
3.8.1	Comportamento do Concreto submetido à compressão .....	35
3.8.2	Comportamento do Concreto submetido à tração .....	37
3.8.3	Dano no concreto.....	38
3.9	Simulação protensão externa passiva.....	39
3.10	Implementação dos efeitos reológicos do concreto .....	39
3.10.1	ACI-209 .....	40
3.10.2	<i>User subroutines</i> .....	43
3.10.3	Material.....	44
3.10.4	<i>Job</i> .....	45
3.10.5	Validação implementação fluência e retração .....	45
4	Estimativas teóricas .....	47
4.1	Introdução .....	47
4.2	Determinação das forças verticais de protensão .....	47
4.3	Determinação do momento fletor resistente .....	48
4.3.1	Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente .....	48
4.3.2	Momento fletor resistente.....	50
5	Resultados.....	51
5.1	Validação do modelo numérico .....	51
5.2	Estágios de aplicação da protensão.....	52
5.3	Comportamento global das vigas mistas protendidas .....	56
5.4	Avaliação das perdas de protensão ao longo do tempo .....	64
5.5	Análise da influência da consideração de carregamentos permanentes durante a fabricação de vigas com protensão externa passiva .....	67
6	Considerações Finais .....	69
6.1	Conclusões .....	69
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	70
7	Referências .....	71



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Aspectos gerais

No início dos anos 50, o engenheiro belga A. Lipski, com a assistência do então professor da “*Université Libre de Bruxelles*” Louis Baes, desenvolveu um novo método de protensão aplicado a vigas mistas de aço e concreto. Essas vigas foram patenteadas com o nome Preflex, e consistem basicamente em vigas de aço de seção I, revestidas na parte inferior por concreto protendido (STAQUET *et al.*, 2007). Diferentemente das vigas de concreto protendidas convencionais, a protensão na mesa inferior de concreto de uma viga Preflex é aplicada usando o próprio perfil metálico.

Um esquema com a sequência de etapas que envolvem a fabricação de uma viga “Preflex” é apresentado na Figura 1.1: (a) as extremidades da viga de aço, que apresenta uma contraflecha inicial, são colocadas sobre suportes; (b) em seguida, duas forças concentradas verticais são aplicadas nos quartos do vão da viga de aço, submetendo a mesa inferior do perfil a tensões de tração, ainda no regime elástico; (c) essas forças são, então, mantidas, e a mesa inferior do perfil de aço é revestida por concreto; (d) quando o concreto adquire determinada resistência, as forças concentradas são removidas. O perfil de aço tende, então, a retornar à sua posição inicial, introduzindo tensões de compressão na seção de concreto que envolve a mesa inferior de aço - protensão passiva. Tem-se, assim, a viga Preflex, podendo o restante do perfil de aço ser envolvido por concreto também ou não (e).

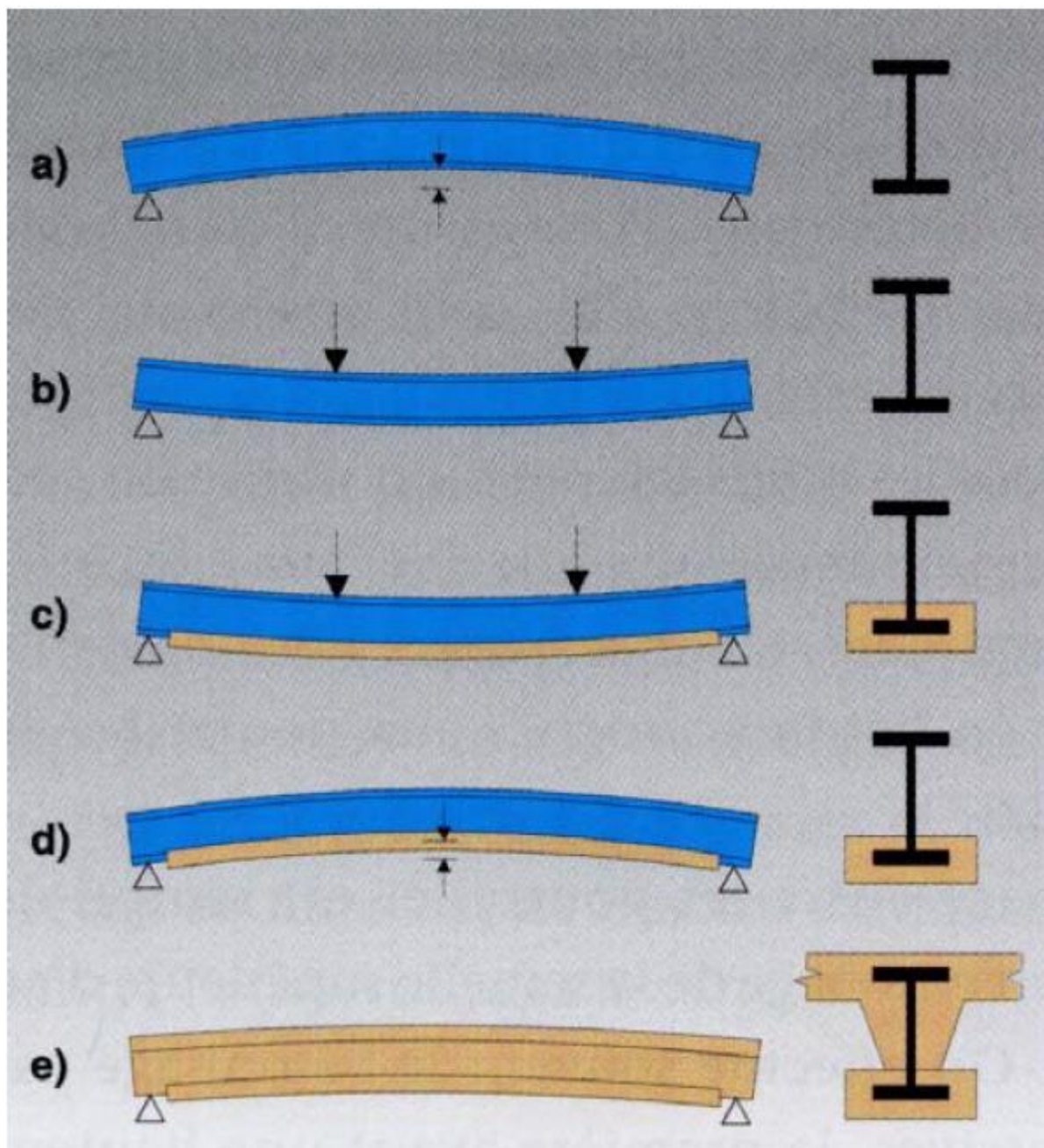


Figura 1-1 – Processo de fabricação Viga “Preflex”: (a) viga de aço na posição inicial; (b) aplicação das forças verticais; (c) concretagem da mesa inferior; (d) retirada das forças verticais; (e) concretagem do perfil e da laje. Fonte: Mannini,2002.

Nesse trabalho faz-se uma adaptação do método de protensão “Preflex” para perfis tubulares preenchidos com concreto para melhor entender o comportamento dessas estruturas submetidas à protensão. Na Figura 1-2 é apresentado um esquema com a sequência de etapas para a fabricação das vigas “Preflex” para perfis tubulares preenchidos com concreto.

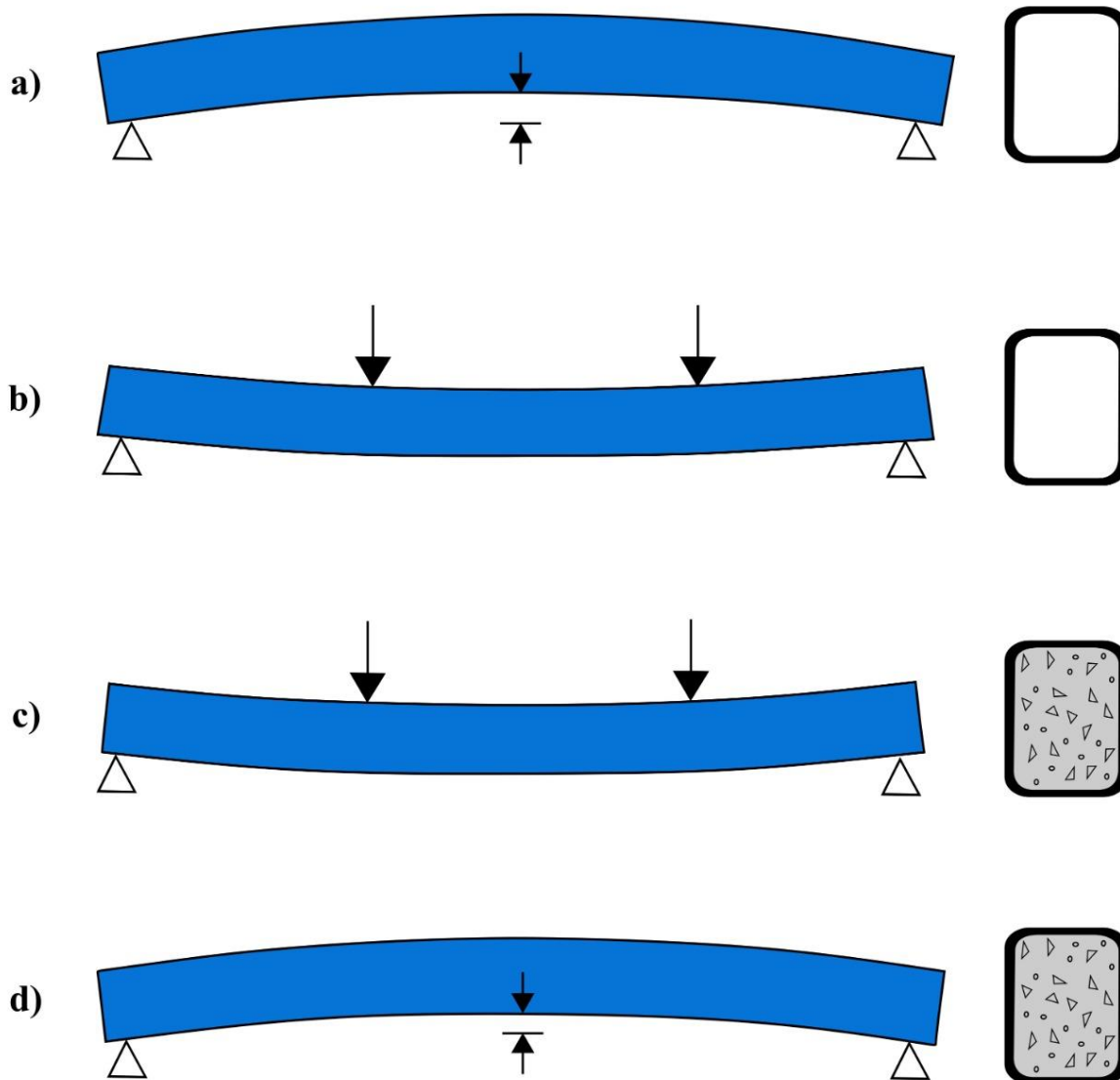


Figura 1-2- Processo de fabricação viga "Preflex" para perfis tubulares preenchidos com concreto: (a) viga de aço na posição inicial; (b) aplicação das forças verticais; (c) preenchimento do tubo de aço por concreto; (d) retirada das forças verticais.

As vigas com essa forma de protensão são utilizadas tanto em estruturas prediais (tendo como exemplos mais conhecidos a *Southern Tower* e o *Berlaymont Building*, ambos em Bruxelas) como em pontes rodoviárias e ferroviárias, sendo seu uso particularmente atrativo em pontes ferroviárias onde as limitações de deslocamentos verticais para carregamentos de serviço são determinantes no dimensionamento (MORANO e MANNINI, 2006).

Na versão original da viga Preflex, desenvolvida por Baes e Lipski, foi prevista a presença de saliências no perfil de aço para assegurar a adequada aderência entre este e o concreto que o envolve. Em trabalhos posteriores, como o de Valdes *et al.* (2010), recomenda-se a utilização de conectores de cisalhamento na mesa inferior de aço para uma melhor aderência entre os dois materiais, além da possibilidade de reforço do mesa de concreto através da adição de armadura longitudinal (com o objetivo de aumentar a resistência nominal da viga) e transversal, que gera o confinamento e reduz os efeitos da retração devido à temperatura no concreto, ver Figura 1-3.



Figura 1-3 – Conectores de cisalhamento e barras de armadura longitudinal e transversal instalados na mesa inferior de aço. Fonte: Valdes *et al.*,2010.

Diversos autores citaram em seus trabalhos as vantagens apresentadas pelas vigas com protensão passiva quando comparadas à vigas de aço, vigas mistas de aço e concreto e vigas protendidas. Dentre as vantagens, pode-se destacar:

- Vigas com ralações maiores entre o vão e a altura do perfil (AHMADULLAH *et al.* 2017);
- Maior rigidez à flexão, o que implica em menores deslocamentos verticais (AHMADULLAH *et al.* 2017);

- Economia de material, relacionada ao melhor aproveitamento do perfil de aço e consequente utilização de perfis menores do que os normalmente empregados (BAES e LIPSKI, 1967);
- Segurança, já que em condições normais de uso a probabilidade que uma viga Preflex falhe é muito pequena. Com o aumento das forças que atuam nesse tipo de viga atinge-se, em geral, uma carga máxima (porém não de ruptura) caracterizada pelo aumento acentuado dos deslocamentos verticais frente a pequenos incrementos de força. Dessa forma, apesar dos elevados valores de flecha o único elemento que se rompe (na realidade, que fissura) é o concreto na zona tracionada, porém a viga metálica e o concreto localizado na zona comprimida formam um conjunto bastante resistente, tornando a ruptura bastante improvável, a menos que o concreto se desprenda do aço ou ocorra a ruptura dos apoios (BAES e LIPSKI, 1967);
- Menor tempo de aplicação e magnitude das forças que geram a protensão que em outros sistemas protendidos (VALDES *et al.* 2010);
- Ótima resistência à corrosão e ao fogo devido a completa cobertura do perfil de aço pelo concreto (MANNINI, 2002).

Apesar das diversas vantagens apresentadas anteriormente, é necessário a avaliação de alguns problemas apresentados por esse método de aplicação de protensão. A durabilidade do elemento estrutural misto é consideravelmente menor em caso de fissuração do flange de concreto, sendo muito importante analisar não apenas o momento em que as forças de pré-flexão devem ser retiradas como também o possível surgimento de tensões de tração na parte superior do flange de concreto, solicitando o concreto ainda jovem. Além disso, as deformações devido à fluência e à retração reduzem a força de protensão no concreto com o tempo, podendo ocorrer a fissuração deste sob carregamento de serviço (MANNINI, 2002).

## 1.2 Justificativa

Em um trabalho anteriormente desenvolvido por Flor (2018), a autora dedicou-se a avaliar o comportamento e o desempenho estrutural de vigas mistas constituídas por perfis retangulares tubulares de aço preenchidos com concreto. A pesquisa desenvolvida aqui surge como uma continuação desse trabalho, tendo em vista que há uma limitação nas bitolas disponíveis no mercado de perfis tubulares retangulares em aço e observando as vantagens apresentadas pelas vigas com protensão passiva (“Preflex”), principalmente a possibilidade de vencer maiores vãos com a mesma seção transversal, tornando possível a expansão do campo de utilização das vigas mistas constituídas por perfis retangulares tubulares preenchidos com concreto.

## 1.3 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo o estudo numérico do comportamento de vigas constituídas por perfis tubulares retangulares de aço preenchidos com concreto com protensão externa passiva, durante seu processo de fabricação e ao longo de sua vida útil.

## 1.4 Metodologia geral

Para alcançar esses objetivos foram adotadas as seguintes etapas:

- Primeiramente uma revisão bibliográfica foi elaborada abrangendo os principais trabalhos desenvolvidos considerando: vigas com protensão passiva, comportamento de perfis tubulares preenchidos com concreto submetidos à flexão e modelagem computacional dos efeitos de fluência e retração do concreto;
- Desenvolvimento de uma metodologia para a aplicação da protensão externa passiva na viga mista em estudo, implementada no programa comercial ABAQUS;
- Modelagem dos efeitos reológicos do concreto (fluência e retração) no ABAQUS e posterior avaliação do comportamento das vigas mistas no tempo;
- Avaliação do comportamento das vigas mistas tubulares protendidas e comparação com vigas de aço isolado e vigas mistas sem protensão.

## **1.5 Organização do texto**

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica das principais pesquisas que fazem uso do método de protensão passiva em perfil de seção I. Além disso, são apresentados alguns trabalhos que empregam perfis tubulares preenchidos com concreto submetidos à flexão e finalmente trabalhos que implementaram a fluência e retração no programa comercial ABAQUS.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia utilizada para o desenvolvimento do modelo numérico. Descrevendo as principais características do modelo numérico, tais como: condições de contorno, modelos constitutivos dos materiais, método adotado para aplicação do carregamento, explicação da metodologia adotada para simulação da protensão e dos efeitos reológicos do concreto.

No Capítulo 4 é apresentada a formulação adotada para definição da magnitude das forças verticais de protensão e para o cálculo do momento resistente das vigas mistas.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos para os modelos numéricos.

Finalmente, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões a respeito dessa pesquisa, bem como as considerações finais e as propostas de trabalhos futuros.

# 2 REVISÃO DA LITERATURA

## 2.1 Generalidades

Nesse capítulo apresenta-se os principais trabalhos desenvolvidos com o objetivo de avaliar o comportamento de vigas com protensão passiva de seções I. Além disso, o objetivo principal desse trabalho é analisar numericamente a aplicação da protensão passiva em algumas vigas de aço tubulares preenchidas com concreto, esse assunto também é abordado, dando enfoque ao trabalho desenvolvido por Flor (2018) que serviu de base para esta pesquisa. Finalmente, como a análise dos efeitos de fluência e retração são de suma importância para estruturas de concreto submetidas à protensão, foram citados alguns trabalhos que avaliam tais efeitos utilizando programas computacionais.

## 2.2 Vigas “Preflex”

### 2.2.1 Breve histórico de análises realizadas

Diversos trabalhos foram desenvolvidos ao longo dos anos com o intuito de entender melhor o comportamento das vigas mistas de seção I com protensão passiva, esses estudos envolveram desde análises numéricas à experimentais, além dos diversos autores que tiveram como objetivo prever o comportamento dessas estruturas analiticamente, inclusive levando em consideração os efeitos de fluência e retração. Nesse subitem são apresentados em ordem cronológica os principais trabalhos da área de 1958 à 2017.

Baes e Lipski (1958) desenvolveram um estudo comparativo entre vigas de aço de seção I simplesmente revestidas por concreto e vigas em que parte desse concreto que reveste o perfil de aço estava submetido à protensão através do método da protensão passiva. Os autores afirmaram, dentre outras coisas, que  $2/3$  da tensão de tração aplicada à mesa inferior de aço na 1ª fase (que corresponde à aplicação das forças de pré-flexão no perfil de aço) permanecem nela após a retirada das forças de pré-flexão. Além disso, observaram que metade da flecha obtida na 1ª fase era mantida após a retirada das forças de pré-flexão.



Evans e White (1965) realizaram uma série de experimentos para complementar as informações sobre o método criado por Baes e Lipski. Os objetivos principais desses experimentos eram: analisar o aumento no valor da ação de serviço da viga devido à pré-flexão do perfil de aço, necessidade de empregar conectores de cisalhamento na mesa inferior de aço e a influência da fluência e retração do concreto no valor da ação de serviço da viga. Apesar da protensão não aumentar a capacidade resistente última da viga mista, ela torna possível a aplicação de maiores solicitações de serviço. Além disso o uso de conectores auxilia na redução da perda de protensão, fazendo com que as vigas apresentem menores flechas quando submetidas as mesmas solicitações das vigas sem conectores.

Baes e Lipski (1967) apresentaram um trabalho dividido em duas partes. Na primeira parte são resumidas as vantagens da viga “Preflex” e é exposto um método de cálculo para o pré-dimensionamento para os casos mais comuns de aplicação dessas vigas. Na segunda parte do trabalho é apresentado um método de cálculo das vigas baseado na teoria dos estados limites.

Zhang *et al.* (1999) desenvolveram um trabalho experimental que tinha por objetivo estudar o comportamento estático e sob ações cíclicas das vigas “Preflex”, avaliando seis modelos experimentais e um modelo em escala real. Os autores concluíram que as vigas com protensão passiva avaliadas tem uma elevada resistência à abertura de fissuras, e propuseram não só uma formulação para o cálculo da flecha dessas vigas, como também uma equação para o cálculo do momento resistente último, sendo o dimensionamento controlado pelo limite máximo de deslocamento vertical.

Bae e Lee (2004) estudaram o comportamento das vigas “Preflex” durante seu processo de fabricação. Observou-se que os efeitos das tensões residuais dos perfis de aço foram maiores do que esperado, resultando em perda de curvatura; e que as tensões geradas no flange de concreto devido à retração são bem maiores do que os valores apresentados nas normas, podendo levar à fissuração deste.

Morano e Mannini (2006-a) elaboraram um método de cálculo dos efeitos de fluência e retração nas vigas “Preflex”. O método proposto por eles faz uso da razão modular de ajuste da idade do concreto sendo possível o cálculo do desenvolvimento das tensões ao longo do tempo devido a fluência e retração. O objetivo principal desse trabalho foi efetuar a calibração de certos coeficientes usados no processo de cálculo, buscando simplificar as equações utilizadas na

determinação desses efeitos. Os resultados obtidos no estudo foram encorajadores e a abordagem simplificada aproximou-se satisfatoriamente dos resultados numéricos.

Morano e Mannini (2006-b) também desenvolveram um trabalho que incluía a otimização estrutural e uma análise econômica das vigas com protensão passiva. Para essa análise, é considerada uma ponte de pequeno vão, e tanto a geometria da viga quanto a escolha dos materiais são levadas em consideração na análise. A viga “Preflex” é comparada com uma viga mista tradicional com a mesma esbeltez e com uma ponte ferroviária existente. Como conclusão, as vantagens econômicas das vigas com protensão passiva se mostraram bastante atraentes e a adoção de um sistema que combinasse os sistemas de protensão por cabos e através da flexão da viga (denominada “Flexstress”) mostrou-se ainda mais vantajosa frente às questões econômicas.

Staquet *et al.* (2007) testaram uma ponte ferroviária de trinta anos que fez uso da tecnologia “Preflex”. Para a realização do ensaio a ponte foi carregada progressivamente por duas locomotivas elétricas à diesel. Uma região de 4 m situada no meio do vão da ponte foi instrumentada e monitorada durante o ensaio. O principal resultado desse estudo foi a confirmação da preservação do comportamento misto da seção transversal dessa estrutura mesmo depois de ter sido submetida a vários ciclos de carregamento.

Chen *et al.* (2013) propõe em seu estudo um novo modelo de viga “Preflex” com alma corrugada como solução para pontes urbanas elevadas. Nesse artigo, são analisadas a distribuição de tensões e a flecha nesse tipo de estrutura. Os resultados experimentais e analíticos indicaram que a rigidez ao cisalhamento só depende da alma corrugada do perfil de aço e a distribuição da tensão de cisalhamento é uniforme ao longo da altura da alma do perfil. Os resultados ainda indicaram que a contribuição da deformação por cisalhamento na flecha total da viga é maior que 25,8% devendo essa parcela ser levada em consideração.

Ahmadullah *et al.* (2017) desenvolveram um estudo da aplicação da teoria elástica para computar tensões de flexão em vigas “Preflex”. Os cálculos são feitos etapa por etapa e a cada uma das etapas são consideradas diferentes seções transversais e propriedades dos materiais. Nesse trabalho foi possível concluir que a teoria elástica é capaz de representar o desenvolvimento das tensões nas vigas com essa forma de protensão.

### 2.2.2 Recomendações de fabricação

Ao dimensionar uma viga “Preflex” o projetista deve lidar com uma vasta gama de variáveis, como a geometria dos elementos de aço e de concreto, magnitude das forças de pré-flexão e o momento em que as forças de pré-flexão são retiradas para que as tensões de compressão sejam introduzidas no flange de concreto. Morano e Mannini (2006) realizaram um estudo de otimização desse tipo de vigas, o que resultou em algumas recomendações quanto à sua fabricação, quais sejam:

- O uso de aço e concreto de alta resistência é altamente recomendável. O uso de aço de menor resistência leva a redução das forças de pré-flexão da viga de aço e, por causa disso, o dimensionamento torna-se desvantajoso economicamente. Ao mesmo tempo, com o uso de concreto de resistência normal, as perdas de protensão devido aos efeitos de fluência e retração aumentam consideravelmente;
- Os perfis de aço utilizados na fabricação devem ser simétricos. Apesar do material presente no flange superior ser praticamente inútil após a concretagem da laje, ele é muito importante no momento da aplicação das forças verticais de protensão permitindo que a viga seja fletida o máximo possível;
- O momento em que a protensão é introduzida no concreto deve ser adiada o máximo possível para que este tenha maior resistência e para que os efeitos da fluência sejam reduzidos. Contudo a necessidade de evitar fissuração devido à retração, além dos fatores econômicos, leva a recomendação do descarregamento precoce da viga;
- Dividir o descarregamento em duas fases se torna também um método eficiente, primeiramente uma pequena parcela das forças verticais é liberada e a parcela restante é retirada alguns dias depois;
- A razão entre a área da mesa inferior de aço e a área do flange de concreto não deve ser superior a 10%.

### 2.2.3 Análise econômica

No mesmo trabalho onde fizeram o estudo de otimização das vigas “Preflex” Morano e Mannini (2006) também realizaram uma análise dos custos de fabricação dessas vigas. Primeiramente, os autores analisaram o consumo de aço estrutural, visto que este representa uma grande

porcentagem do custo total desse tipo de estrutura; posteriormente, foi feita uma análise mais detalhada dos custos e as vantagens econômicas dessas vigas.

Nessa análise econômica, foram comparadas duas soluções de viga protendida- “Preflex” e “Flexstress” (combinação da protensão através de cabos e pela flexão do perfil de aço) com uma ponte ferroviária existente (Viadotto-Arno) que utiliza vigas de aço e uma solução mista tradicional.

No estudo que envolveu a avaliação do consumo de aço por área do tabuleiro da ponte, foi possível concluir que o uso de aço de resistência normal se mostrou desinteressante. Além disso, para o caso de pontes com 3 ou mais vãos, o material economizado não é suficiente para compensar os custos do processo de protensão. Diferentemente, a solução com aço de alta resistência se mostrou interessante quando da imposição de restrições ao deslocamento vertical, visto que aproximadamente 30% de aço estrutural é economizado - Tabela 2.1.

Tabela 2-1– Comparação entre as soluções usando vigas “Preflex” e viga mista convencional em termos de área de aço estrutural por superfície do tabuleiro. Fonte: Mannini e Morano, 2006.

Número de vãos	Tradicional (S355)	Preflex (S460)		Preflex (S355)	
	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	%	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	%
1	440	503	+14,3	693	+57,5
2	582	503	-13,6	693	+14,7
≥ 3	753	523	-30,5	693	-8,0

Nesse trabalho, os autores ainda destacaram a eficiência da combinação da protensão pela deflexão do perfil de aço com a protensão através de cabos. Como pode ser observado na Figura 2-1, quando se aplica a protensão somente por cabos, tem-se uma vantagem maior quanto ao consumo de aço estrutural em relação à viga Preflex. Contudo, a execução pode se tornar inviável devido ao número de cabos que devem ser instalados na mesa inferior de concreto. Dessa forma, a razão ótima entre a protensão por cabos e pela deflexão do perfil de aço é atingida quando aproximadamente 68% da protensão é introduzida no concreto através dos cabos.

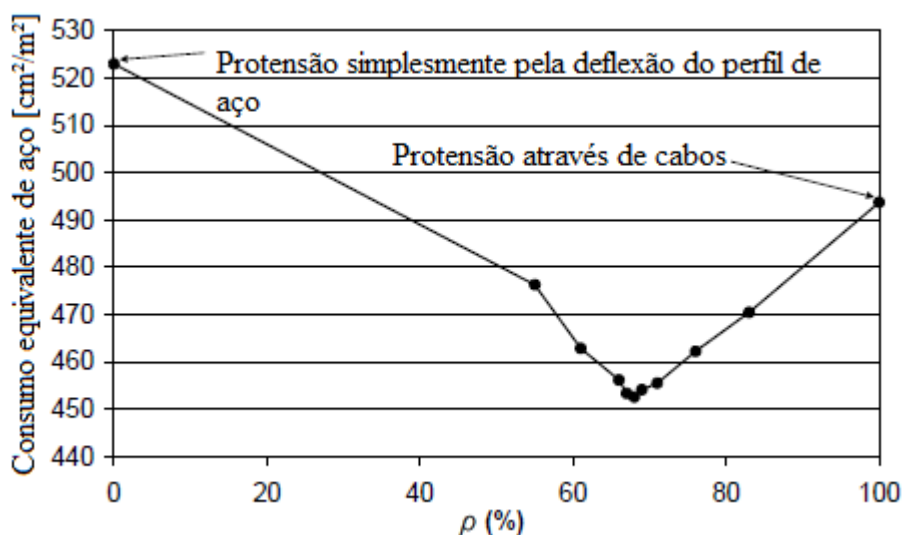


Figura 2-1 – Resultados do estudo de otimização de vigas protendidas: consumo de aço por área de tabuleiro versus razão,  $\rho$ , entre a quantidade de protensão proveniente da ação de cabos e a quantidade total de protensão (cabos e deflexão da viga) aplicada no flange de concreto. Fonte: Mannini e Morano,2006.

Finalmente, os autores analisaram os custos dos outros materiais e processos envolvidos na fabricação dessas vigas. Para isso, foi considerada, para cada material, a quantidade equivalente de aço e foram destacadas as dificuldades de mensuração dos custos dos processos que fazem parte da fabricação dessas vigas. Apesar das diversas incertezas presentes na análise, os resultados indicaram vantagens econômicas dessas soluções inovadoras. Na Figura 2.2, é possível observar que as soluções “Preflex” e, especialmente, “Flexstress” são mais econômicas quando comparadas a uma solução convencional de mesma esbeltez (relação entre o vão,  $L$ , da viga e sua altura,  $H$ , igual a 20). Quanto à ponte existente “Viadotto-Arno”, que possui esbeltez bem menor ( $L/H = 12,3$ ), o custo é também menor, contudo este não se mostra tão inferior conforme esperado quando comparado à viga “Flexstress”.

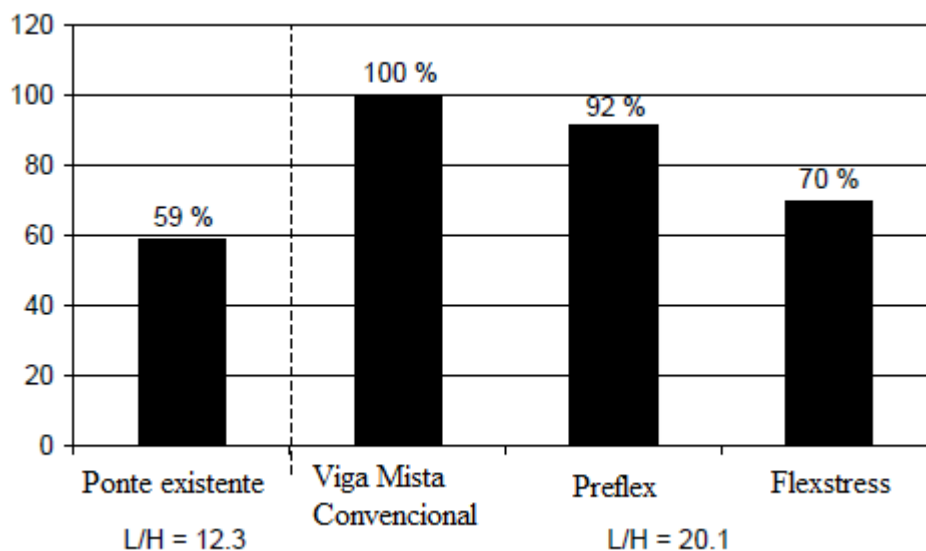


Figura 2-2 – Comparação entre os custos das soluções avaliadas. Fonte: Mannini e Morano, 2006.

#### 2.2.4 Tensões em vigas “Preflex”

Em 2017, Ahmadullah *et al.* desenvolveram um trabalho que tinha como objetivo avaliar a aplicação da teoria elástica para determinar as tensões desenvolvidas na seção mista de uma viga com protensão passiva.

A teoria elástica é considerada na viga “Preflex” do mesmo modo como nas vigas mistas convencionais. Como o método de aplicação da protensão envolve diferentes estágios de construção, os cálculos devem ser feitos respeitando as diferentes seções transversais e propriedades dos materiais que a viga adquire à medida que é fabricada, as tensões existentes nas seções de interesse são determinadas pela soma dos efeitos de cada fase do processo.

A teoria elástica prevê o desenvolvimento das tensões em membros flexionados conforme a Equação (2.1) a seguir.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{My}{I} \quad (2.1)$$

Onde,

$\sigma$  é a tensão ao longo da altura da seção transversal (N/m<sup>2</sup>);

$M$  é o momento fletor aplicado (N.m);

$W$  é o módulo resistente elástico da seção transversal(m<sup>3</sup>);

$y$  é a distância da fibra de interesse à linha neutra elástica da seção transversal(m);

$I$  é o momento de inércia da seção transversal ( $m^4$ ).

Nessa teoria, quando têm-se seções compostas por diferentes materiais, a área do material com menor rigidez é transformado em uma área equivalente ao material de maior rigidez, através do coeficiente homogeneização,  $n$ , conforme a Equação (2.2).

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.2)$$

Onde,

$n$  é o coeficiente de homogeneização;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço ( $N/m^2$ );

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto ( $N/m^2$ );

Na etapa de aplicação das forças de pré-flexão, considera-se o diagrama de forças apresentado na Figura 2-3-a, enquanto que na fase de descarregamento da viga e conseqüente aplicação da protensão é considerado o diagrama de forças apresentado na Figura 2-3-b.

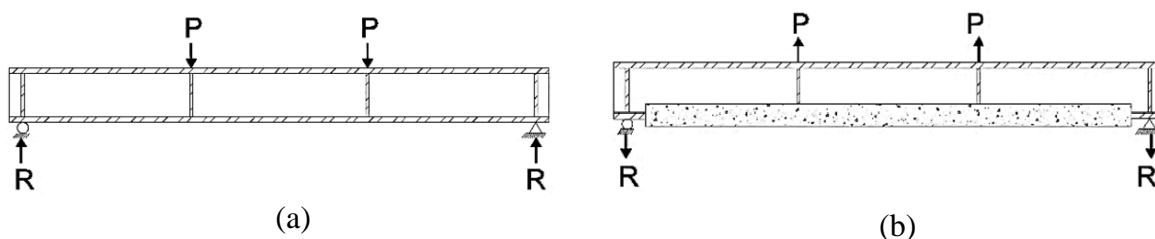


Figura 2-3 – Diagramas de forças das fases 1 e 2 de construção da viga “Preflex”, respectivamente: (a) aplicação das forças de pré-flexão e (b) retirada das forças de pré-flexão.

Fonte: Ahmadullah *et al.*,2017.

Os autores concluíram que, através da teoria elástica, é possível determinar as tensões nas seções da viga “Preflex” durante os estágios de construção e em serviço. Na Figura 2.4-a e 2.4-b são apresentadas as tensões ao longo da seção transversal do perfil de aço devido à aplicação e à retirada das forças de pré-flexão, respectivamente. Na Figura 2.5 são apresentados os resultados das tensões na seção transversal do flange de concreto logo após a retirada das forças de pré-flexão. Observa-se que os resultados obtidos analiticamente através da teoria elástica apresentam boa aproximação com os resultados experimentais e numéricos. Já no concreto as discrepâncias entre os resultados foram justificadas pela mudança das propriedades do concreto

ao longo do tempo e pelas diferentes formas que a fase de retirada das forças de pré-flexão é abordada analiticamente, experimentalmente e numericamente.

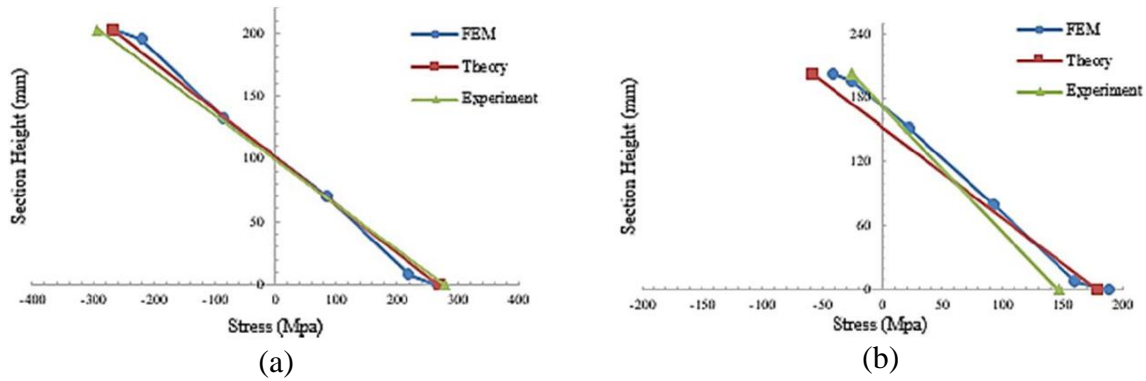


Figura 2-4 – Tensões ao longo da altura da seção transversal de aço nas fases: (a) Aplicação das forças de pré-flexão e (b) Liberação das forças de pré-flexão. Fonte: Ahmadullah et al., 2017.

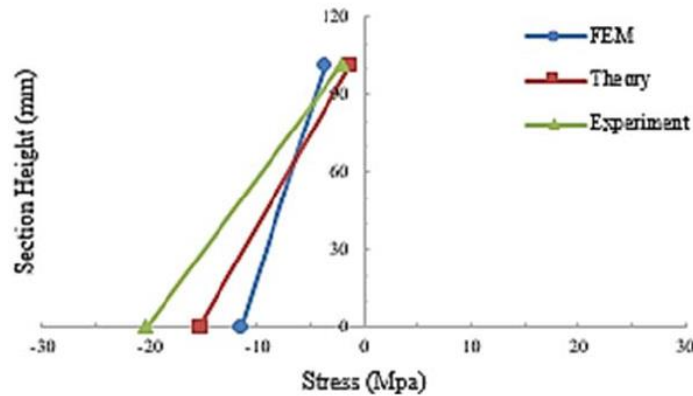


Figura 2-5 – Tensões ao longo da altura da seção transversal de concreto na fase de liberação das forças de pré-flexão. Fonte: Ahmadullah et al., 2017.



### 2.2.5 Fluência e Retração

Fluência pode ser definida como o aumento da deformação ao longo do tempo gerado pela atuação de uma força constante. Já a retração é a mudança volumétrica do concreto ao longo do tempo ocasionada pela perda de água para o meio ambiente.

As consequências dos efeitos de fluência e retração são, na sua maioria, indesejáveis, a saber: aumento de flechas em lajes e vigas, perdas de protensão em estruturas de concreto protendido, fissuração de superfícies externas devido a retração, aumento da curvatura de pilares devido à fluência, dentre outras (ARAUJO, 2002).

Assim, tanto a fluência quanto a retração devem ser levadas em consideração nas vigas com protensão passiva, pois um de seus efeitos é a diminuição da pré-compressão no concreto com o passar do tempo, e este valor deve ser estimado com uma certa precisão para evitar que o concreto protendido, naturalmente localizado na região tracionada, fissure.

Contudo as vigas que fazem uso desse método de protensão possuem seções bastante complexas, constituídas por um perfil de aço recoberto por concreto com duas fases de concretagem diferentes e, na maioria das vezes com diferentes propriedades mecânicas também, requerendo cálculos trabalhosos para a determinação das tensões ao longo das seções transversais da viga no tempo (Morano e Mannini, 2006).

Motivados por isso os autores Morano e Mannini (2006) desenvolveram um método de análise que simplifica os cálculos necessários para a determinação dessas tensões mantendo um nível de precisão aceitável.

O método desenvolvido pelos autores utiliza coeficientes de razão modular ajustadas no tempo, permitindo assim a transformação da seção mista em uma seção homogênea equivalente de aço e consequente determinação das tensões durante toda a vida útil da estrutura. A determinação desses coeficientes é feita através de diversas manipulações em equações do modelo e, por isso, incluem alguns parâmetros que devem ser calibrados. São dois os coeficientes de razão modular tratados aqui: o coeficiente de razão modular da força axial,  $n_N(t)$ , que aparece na Equação 2.3 de deformação no centroide na fibra de concreto considerada, e o coeficiente de razão modular de momento fletor,  $n_M(t)$ , que aparece na equação de curvatura da seção de concreto,  $C_c(t)$  (Equação 2.4).

$$\varepsilon_c = \frac{N_c(t)}{\frac{E_s}{n_N(t)} A_c} \quad (2.3)$$

Onde,

$\varepsilon_c(t)$  é a deformação no centroide do elemento de concreto sob análise;

$N_c(t)$  é a força axial no concreto;

$A_c$  é a área de concreto;

$$C_c = \frac{M_c(t)}{\frac{E_s}{n_M(t)} I_c} \quad (2.4)$$

Onde,

$M_c(t)$  é o momento fletor no concreto;

$I_c$  é o momento de inércia da seção de concreto;

O método consiste basicamente na resolução de um sistema de quatro equações – Equações 2.5 a 2.8- onde os valores desconhecidos são as forças suportadas pelo aço e pelo concreto. Nessas equações, as forças internas e externas são consideradas positivas de acordo com a convenção de sinais apresentadas na Figura 2-6.

Os princípios básicos que regem esse método são: seções planas permanecem planas; não há deslizamento entre o aço e o concreto; comportamento elástico linear é adotado para o aço e visco-elástico para o concreto; o princípio de superposição dos efeitos é válido.

$$N_s(t) + N_c(t) = 0 \quad (2.5)$$

$$M_s(t) + M_c(t) + N_c(t)xd = M \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (2.7)$$

$$C_s = C_c \quad (2.8)$$

Onde,

$N_s(t), N_c(t)$  são as forças axiais atuantes no aço e no concreto, respectivamente, no tempo considerado;

$d$  é a distância entre os centroides do perfil de aço e do flange de concreto, no tempo considerado;

$M_s(t), M_c(t)$  são os momentos fletores atuantes no aço e no concreto, respectivamente, no tempo considerado;

$\varepsilon_s, \varepsilon_c$  são as deformações no aço e na fibra correspondente ao centroide do concreto, no tempo considerado;

$C_s, C_c$  são as curvaturas do perfil de aço e do flange de concreto, respectivamente, no tempo considerado.

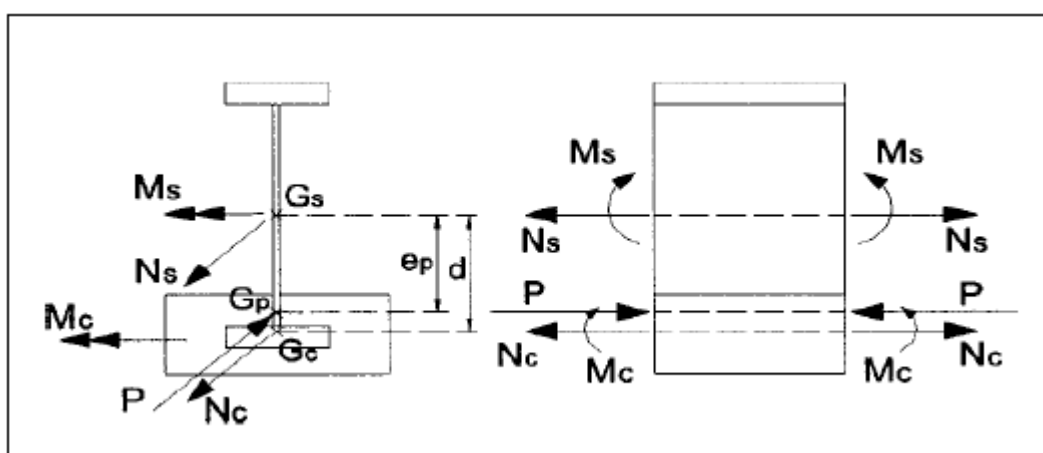


Figura 2-6 – Convenção de sinais para forças internas e externas. Fonte: Morano e Mannini, 2006.

Os parâmetros a serem calibrados, são,  $\alpha$  e  $\alpha_M$ , referentes à força axial e ao momento fletor, respectivamente. Esses parâmetros surgem com o objetivo de simplificar as integrais do processo de cálculo. Com a calibração os autores concluíram que a adoção de dois coeficientes ao invés de um é desnecessária, pois na maioria dos casos eles possuem aproximadamente o mesmo valor ( $\alpha \cong \alpha_M$ ), e que os resultados obtidos através da utilização desses parâmetros se mostrou suficientemente próximos aos resultados obtidos por integração.

Após a calibração dos parâmetros foi necessária a escolha da lei de fluência e retração, sendo adotada a AFREM (adotada nas normas francesas), cuja escolha foi motivada pela adoção de concreto de alta resistência.

Finalmente Morano e Mannini (2006) realizaram a validação do modelo de cálculo simplificado desenvolvido. Para tanto os autores utilizaram o programa ST.1 (SETRA, 1995), nele a mesa inferior de concreto, a laje e o perfil de aço foram representados como uma série de vigas. A conexão dessas vigas foi realizada através de membros verticais fictícios para que fosse possível a simulação das tensões de cisalhamento. As leis de fluência e retração são associadas as vigas de concreto e os diferentes elementos podem ser ativados em tempos diferentes, dessa forma sendo possível a simulação da concretagem da mesa inferior de concreto e da laje. Os resultados obtidos dessa análise são então comparados aos determinados através da análise com os coeficientes de razão modular ajustados no tempo e a boa aproximação entre os resultados confirma a aplicabilidade prática do método proposto-Tabela 2.2.

Tabela 2-2 – Forças internas no concreto dadas por Elementos Finitos (EF) e pelo método de cálculo proposto. Fonte: Morano e Mannini, 2006.

Evento	Modelo de Elementos Finitos			Razão Modular	
	t(dias)	Nc (kN)	Mc(kN.m)	Nc (kN)	Mc(kN.m)
Deflexão	3	-4.271	-122,5	-4.271	-122,8
Protensão	50	-8.084	-111,1	-8.123	-127,8
Concretagem da laje	60	-4.941	-25,8	-4.545	-32,0
Superestruturas	150	-3.144	-16,3	-2.933	-32,7
Serviço	330	-464	-1,9	-409	-7,7
Serviço	40000	-74	3,9	78	-0,1

## 2.3 Perfis tubulares preenchidos com concreto

### 2.3.1 Introdução

Ao longo dos anos, pode-se observar que os perfis de aço preenchidos com concreto tem sido cada vez mais utilizados na construção civil, principalmente empregados como pilares nas edificações (FLOR, 2018).

Os tubos de aço que constituem esse tipo de estruturas mista podem ser laminados, soldados ou formados a frio e a introdução de armadura passiva no núcleo de concreto normalmente não se faz necessária. As seções usuais utilizadas são a circular, a quadrada e a retangular (Figura 2-7)

tendo como dimensões o diâmetro,  $D$ , a altura,  $H$ , a largura,  $B$ , e a espessura,  $t$ . Outras seções podem ser utilizadas para atender a critérios estéticos e arquitetônicos (FLOR, 2018).

Segundo Han *et al.* (2014), os perfis de seção circular geram o maior confinamento ao núcleo de concreto e a flambagem local é mais provável de ocorrer em seções transversais quadradas e retangulares. Contudo, perfis tubulares preenchidos com concreto de seções quadradas e retangulares tem sido cada vez mais empregados pela maior facilidade de execução da ligação entre vigas e pilares, alta rigidez à flexão da seção transversal e por motivos estéticos.

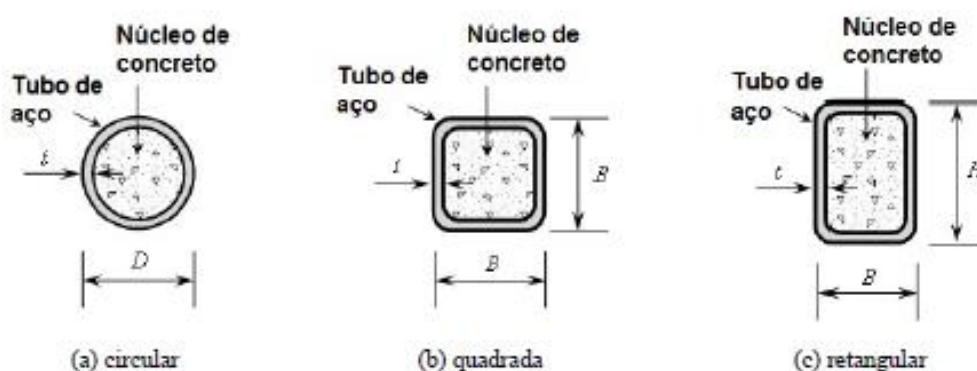


Figura 2-7 – Seções transversais típicas de perfis tubulares preenchidos com concreto. Fonte: Flor, 2018.

Os perfis de aço preenchidos com concreto possuem diversas vantagens quando comparados a perfis de aço isolados ou de concreto, principalmente em relação ao efeito do confinamento do núcleo de concreto proporcionado pelo perfil de aço. Essas estruturas apresentam maior resistência e rigidez; melhor ductilidade, maior capacidade de absorção de energia (Gho e Liu, 2004), maior durabilidade-devido à proteção do concreto pelo tubo contra a agressividade do meio ambiente (FLOR,2018); maior resistência ao fogo e diminuição do tempo e custo de construção, devido a dispensa de formas (HAN *et al.*, 2014).

Apesar de haver um grande número de pesquisas com o objetivo de prever o comportamento dessas estruturas quando empregadas como pilar, o número de pesquisas encontradas sobre o comportamento a flexão dessas estruturas é muito limitado (HAN, 2004).

### 2.3.2 Comportamento à flexão

No comportamento de perfis tubulares preenchidos com concreto submetidos à flexão a presença do concreto no interior do tubo pode mudar seus modos de falha, devido à restrição

da flambagem local do tubo pelo núcleo de concreto. A falha ocorre, então, pelo esmagamento do concreto na área comprimida e fissuração na região tracionada, porém a largura e a distância entre as fissuras são menores quando comparadas a estruturas de concreto armado-Figura 2.8 (FLOR,2018).

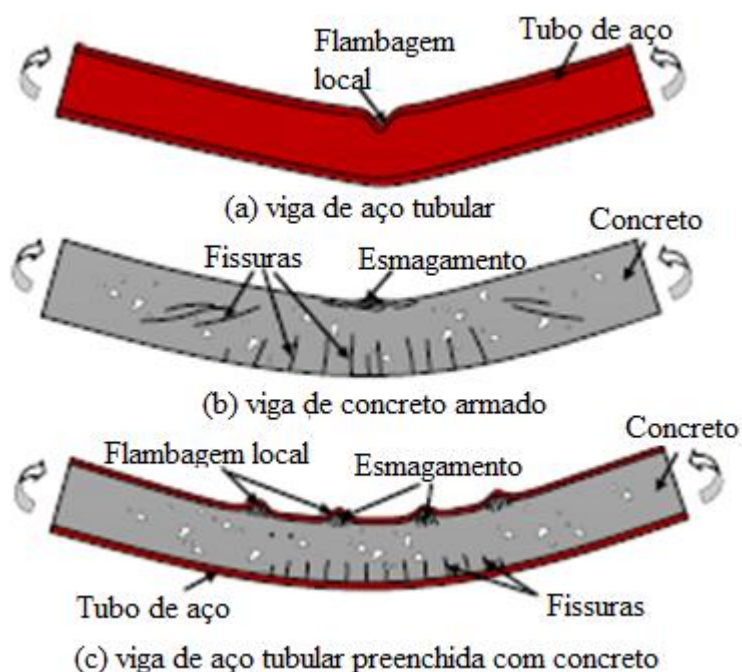


Figura 2-8 – Comportamento a flexão tubo de aço (a), concreto (b) e tubo de aço preenchido com concreto (c). Fonte: HAN et al., 2014.

### 2.3.3 Flor (2018)

Destacamos nesse subitem um trabalho desenvolvido por Flor (2018) que elaborou um estudo teórico, numérico e experimental de perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto autoadensável submetidos à flexão pura e que serve de base para o trabalho desenvolvido aqui.

#### 2.3.3.1 Análise teórica

No estudo teórico a autora desenvolveu dois tipos de análises: uma análise elástica, com o objetivo de definir o momento elástico máximo e a rigidez à flexão, e uma análise rígido-plástica, para que fossem definidos a capacidade resistente ao momento fletor e à força cortante. Os estudos teóricos desenvolvidos pela autora evidenciam o ganho de resistência de 18% pelo simples preenchimento do tubo de aço, sendo esse aumento de resistência ainda mais efetivo

quando da utilização de armadura passiva no núcleo de concreto (37% ~ 47%). O aumento de rigidez à flexão foi de 20% com esse preenchimento do tubo e, com a adição de armadura, chegou a 33%. Dessa forma, pôde-se concluir através da análise teórica que o preenchimento do tubo por concreto é vantajoso principalmente quando há adição de armadura passiva no núcleo de concreto.

### **2.3.3.2 Análise experimental**

Na análise experimental os principais objetivos da autora eram desenvolver um método para o preenchimento do tubo de aço in loco na posição horizontal e estudar o comportamento dos perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto submetidos à flexão em escala real. Foram realizados ensaios de flexão de quatro pontos em doze protótipos em escala real sendo dois em tubos de aço sem preenchimento, oito em tubos de aço preenchidos com concreto autoadensável e dois com os tubos de aço preenchidos com concreto auto adensável e laje colaborante.

Como resultado dos tubos de aço preenchidos com concreto sem laje colaborante (especialmente importantes para esse trabalho) observou-se que as vigas mistas apresentaram melhor comportamento e maiores momentos resistentes que as vigas de aço. Além disso, não foi observada a flambagem local das mesas ou das almas e nem a translação lateral ou torção das vigas. A adição da armadura passiva mostrou-se benéfica tanto para a capacidade resistente ao momento fletor quanto para a rigidez a flexão, além de causar modificações no padrão de fissuração. Comparando os resultados teóricos e experimentais para essas vigas nota-se que a capacidade resistente ao momento fletor obtida teoricamente é 2% maior que a obtida experimentalmente.

### **2.3.3.3 Análise numérica**

Flor (2018) desenvolveu modelos numéricos no programa ABAQUS para representar o comportamento dos perfis tubulares preenchidos com concreto à flexão pura sendo descrita nesse item apenas a modelagem da viga mista sem laje colaborante.

Foram aplicadas duas condições de simetria que possibilitaram a simulação de um quarto da viga: no plano xy – deslocamento na direção do eixo z (U3) e rotações em torno dos eixos x (UR1) e y (UR2) iguais a zero- e no plano yz- deslocamento na direção do eixo x (U1) e rotações em torno dos eixos y (UR2) e z (UR3) iguais a zero. Quanto às condições de contorno referentes

ao apoio, foi criado um nó de referência, localizado no ponto médio da linha do centro do apoio, que foi impedido de se deslocar nas direções x (U1) e y (U2) e de rotacionar em torno do eixo z (UR3). Esse nó foi associado a uma região, 300 mm de comprimento na direção longitudinal e largura igual a parte reta da mesa do tubo de aço, através da opção MPC (*Multi-Point Constraint*), tipo *Beam*, presente no ABAQUS.

A autora investigou o uso de elementos sólidos e de casca na discretização do tubo de aço concluindo que as diferenças foram desprezíveis e adotando assim elementos de casca (S4R) para este e elementos sólidos (C3D8R) para o núcleo de concreto. Além disso foram avaliadas seis formas de aplicação do carregamento, sendo adotada aquela em que a força era aplicada através de um carregamento distribuído do tipo *pressure* na parte plana da mesa inferior do tubo, tracionando as almas. Tal escolha se deu pois os resultados através dessa forma de aplicação mostraram que não houve influência da força transversal localizada no momento resistente da viga mista (ao contrário, quando tais forças foram aplicadas na mesa superior do tubo, houve uma redução no valor no momento resistente da viga mista devido aos efeitos localizados). Outra avaliação realizada pela autora foi quanto ao tipo de contato a ser estabelecido entre os dois materiais, adotando a interação do tipo *surface-to-surface com restrição do tipo tie*.

Na descrição dos materiais, a autora adotou o modelo constitutivo trilinear para o tubo de aço, que considera comportamento elástico linear até a deformação correspondente ao início do escoamento,  $\epsilon_y$ , seguido por um trecho perfeitamente plástico até a deformação que corresponde ao início do encruamento,  $\epsilon_p$  (aproximadamente igual a 10 vezes o valor de  $\epsilon_y$ ). Esse último trecho apresenta uma ligeira inclinação para evitar problemas de convergência numérica. Um trecho correspondente ao regime de encruamento, que se desenvolve até a deformação de ruptura,  $\epsilon_u$  (tomada como aproximadamente  $100\epsilon_y$ ), também foi considerado – Figura 2.9. Já para o concreto, foi adotado o modelo de dano com plasticidade (*concrete-damaged plasticity model*), que considera a degradação da rigidez elástica frente a deformações plásticas de tração e compressão. Para descrever o comportamento não linear do concreto à compressão foi utilizada a curva tensão-deformação elaborada por Han (2007), que leva em conta os efeitos de diferentes níveis de confinamento do núcleo de concreto pelo tubo de aço através de um fator  $\xi$  que varia de 0% a 100% – Figura 2.10-a. Para representar o comportamento à tração do concreto, foi adotado o critério de fissuração baseado na energia de fratura, sendo este descrito por uma curva tensão-deslocamento e, para considerar o efeito de



aumento da rigidez à flexão devido a contribuição do concreto entre fissuras (*tension stiffening*), foi adotada a curva de Bézier – Figura 2.10-b.

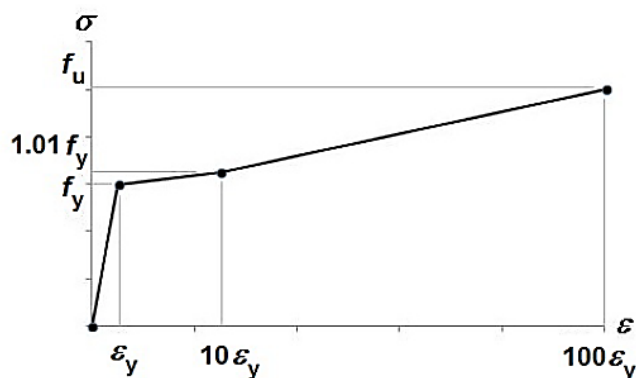


Figura 2-9 – Modelo constitutivo trilinear do aço. Fonte: Flor, 2018.

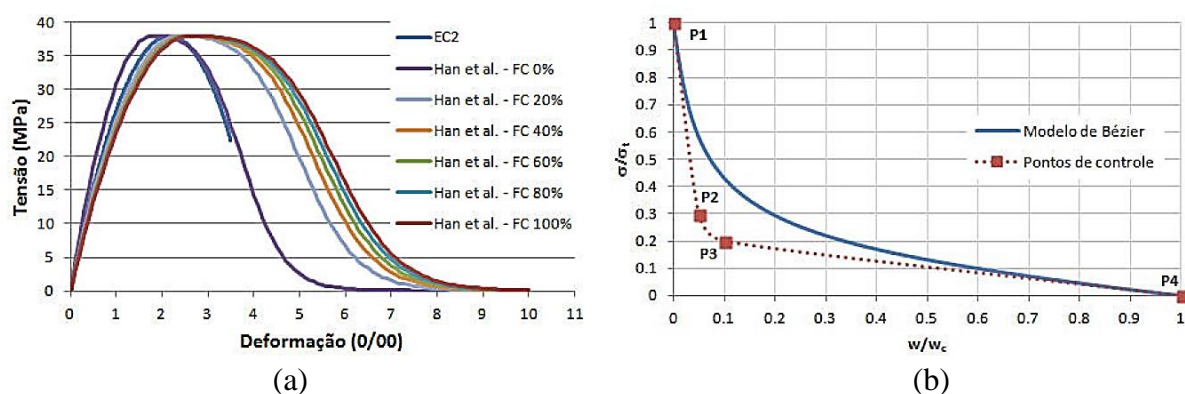


Figura 2-10 – Modelo constitutivo do concreto: (a) Relação tensão-deformação do concreto à compressão e (b) Modelo Bézier de tração. Fonte: Flor, 2018.

Os resultados obtidos numericamente, tanto referentes ao momento fletor resistente quanto à rigidez à flexão, foram então comparados aos obtidos experimentalmente e se mostraram suficientemente próximos, além de indicarem que as vigas mistas sem laje colaborante apresentam comportamento relativamente dúctil.

## 2.4 Implementação computacional dos efeitos de fluência e retração

A implementação da fluência e retração no programa ABAQUS é tema de estudo de diversos autores como: Stephen (2006), Kasera (2014) e Vadlamni (2014).

### 2.4.1 Stephen (2006)

Stephen (2006) analisou a possibilidade de implementação dos efeitos de fluência e retração em três programas, ANSYS, CivilFEM e ABAQUS para a análise de pontes protendidas. Em seus estudos, o autor concluiu que o programa ABAQUS se mostrou mais vantajoso pela sua interface amigável, capacidade de modelagem sequencial da geometria, grande capacidade de pré e pós processamento, além de menor tempo de processamento das análises. Como o programa não possui as ferramentas necessárias para o cálculo direto dos efeitos de fluência e retração, foi incluído um código em linguagem FORTRAN contendo as sub-rotinas necessárias para esse cálculo através de um arquivo texto “.for”.

A validação do modelo numérico (Figura 2-11) é feita através da comparação dos resultados obtidos com dados de um estudo desenvolvido pela *Federal Highway Administration* (FHWA) em 1993 em pontes de concreto de alta resistência nos Estados Unidos. A ponte, selecionada para o modelo, está construída na rota 104 em *New Hampshire*.

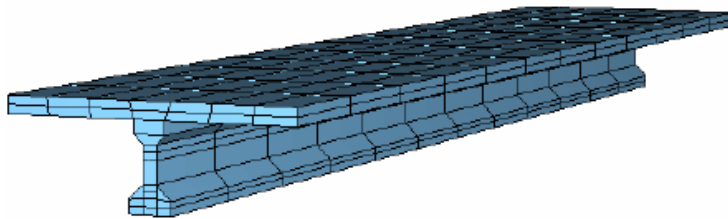


Figura 2-11 – Modelo numérico da ponte de New Hampshire. Fonte: Stephen, 2006.

Comparando os resultados da análise com os observados pela FHWA (Figura 2-12) nota-se que, apesar das curvas não serem coincidentes, elas seguem, em geral, o mesmo padrão. Dessa forma, pôde-se concluir que o modelo desenvolvido no ABAQUS foi capaz de representar de forma satisfatória o comportamento ao longo do tempo de pontes protendidas.

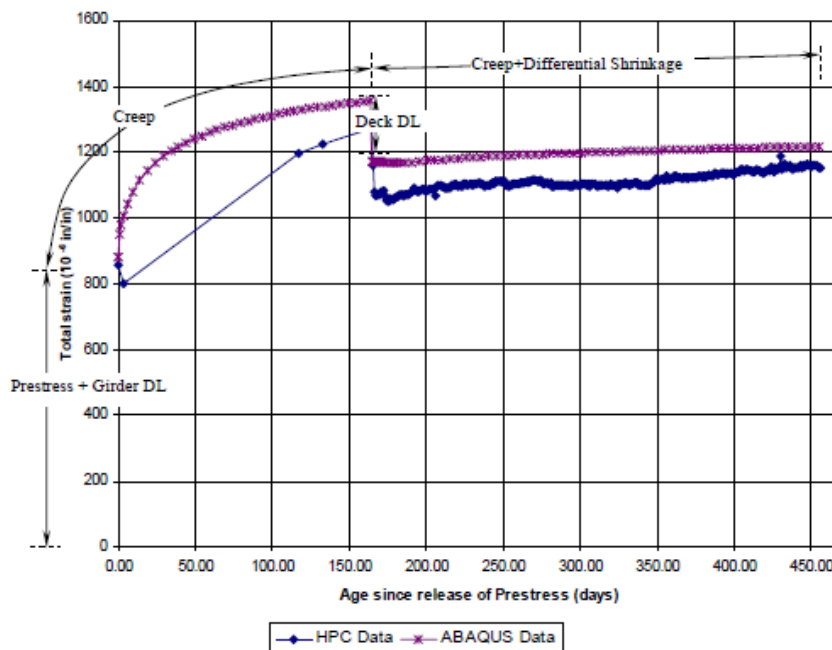


Figura 2-12 – Comparação entre os dados da FWHA e os resultados do ABAQUS. Fonte: Stephen, 2006.

#### 2.4.2 Kasera (2014)

Motivado pela complexidade do procedimento experimental para determinar o comportamento de estruturas sujeitas aos efeitos de fluência e retração, procedimento que requer muito tempo e recursos, Kasera (2014) desenvolveu em seus estudos um procedimento que avalia o comportamento dessas estruturas através do método dos elementos finitos. O estudo teve como objetivo simular uma ponte com um único vão, pré-fabricada e protendida, submetida a fenômenos de longa duração tais como a fluência e a retração (Figura 2-13), usando o programa comercial ABAQUS em sua versão 6.11-2, onde os efeitos de fluência e retração são introduzidos através de um código implementado em FORTRAN.

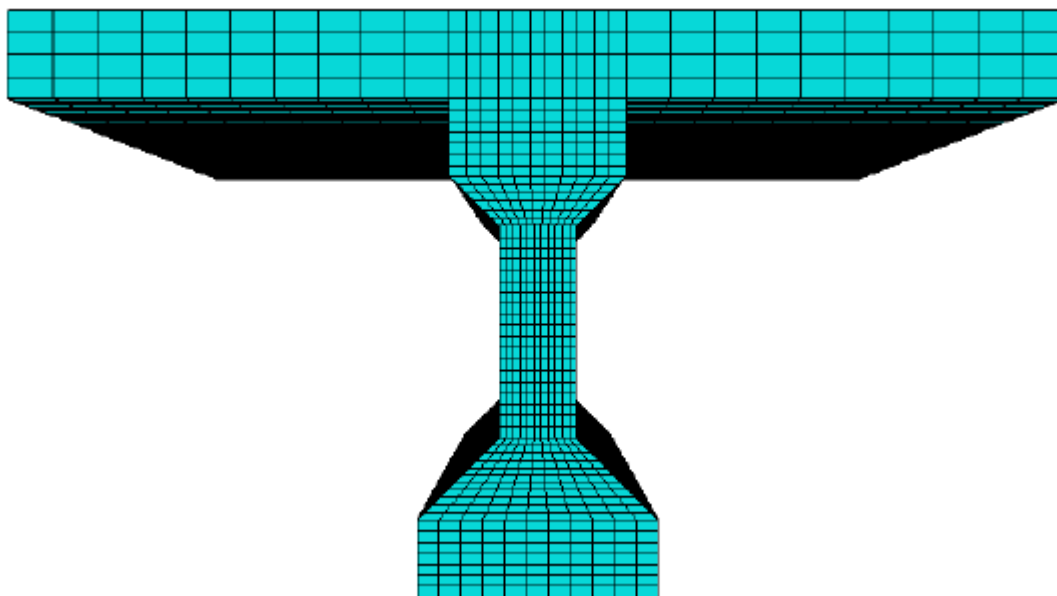


Figura 2-13 – Seção transversal da ponte simulada por Kasera. Fonte: Kasera, 2014.

Diante dos diversos modelos de fluência e retração disponíveis o autor optou pelo modelo ACI-209 pela facilidade de implementação e pelos resultados satisfatórios obtidos por esse modelo na determinação das deformações originadas nessas estruturas devido a esses fenômenos.

Através dos resultados obtidos o autor pôde concluir que o modelo de elementos finitos desenvolvido simulou satisfatoriamente o comportamento da ponte submetida a carregamentos de longa duração. Os resultados ainda indicaram que o programa ABAQUS 6.11-2 prevê de forma eficiente o desempenho do concreto protendido, seja este submetido à tração ou à compressão.

### 2.4.3 Vadlamani (2017)

Vadlamani(2017) tinha como objetivo avaliar o ganho de força de protensão devido à retração diferencial entre a viga e o tabuleiro da ponte, considerando ainda a possibilidade de fissuração do tabuleiro da ponte, o que leva à perda de parte da protensão adquirida devido a esse fenômeno.

Normalmente, 50% da retração ocorre nos primeiros 30-45 dias e, aos 90 dias, aproximadamente 90% da retração já ocorreu. Como parte da retração na viga já ocorreu quando o tabuleiro é concretado, a viga fornece uma restrição à retração livre do tabuleiro. Assim, são introduzidas tensões de compressão no topo da viga e tensões de tração na base da laje. Em teoria, a tensão de compressão no topo da viga deve causar o alongamento da base da

mesma, o que resulta no aumento das forças de protensão. Porém, quando a tensão de tração na laje é maior que a resistência à tração do concreto, ela fatura, gerando a perda de parte da protensão adquirida devido à retração diferencial.

O programa escolhido para o desenvolvimento do modelo de ponte de único vão com viga protendida (Figura 2-14) foi o ABAQUS na sua versão 6.13-3. Assim como nos trabalhos anteriores, o ABAQUS CAE foi utilizado junto com sub-rotinas desenvolvidas em FORTRAN para incorporar os efeitos de fluência e retração do concreto.

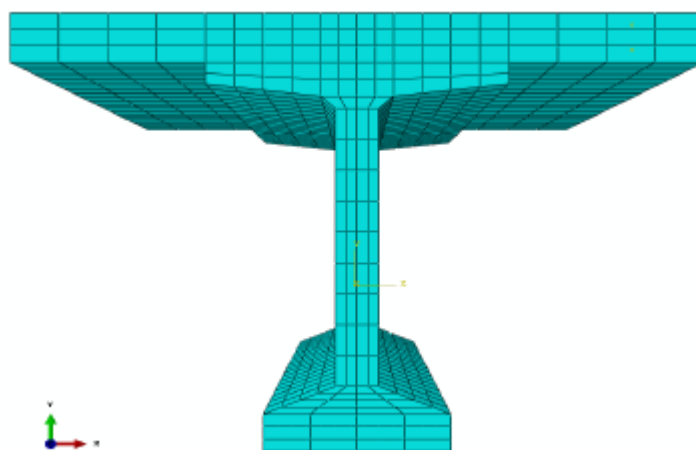


Figura 2-14 – Seção transversal da ponte simulada. Fonte: Vadlamini, 2017.

Como resultado desse estudo, a autora pôde concluir que ocorreu um ganho de protensão devido à retração diferencial, mas seus efeitos foram temporários e parte dessa protensão é perdida devido a fissuração da laje (cerca de 50% do ganho ainda permanece). Além disso, a idade que a viga apresenta quando a laje é concretada afeta o valor da retração diferencial entre esses dois elementos, sendo que quanto mais velha a viga, maior é essa retração diferencial.

# 3 MODELO NUMÉRICO

## 3.1 Introdução

Neste capítulo são descritos os principais aspectos envolvidos na elaboração do modelo numérico desenvolvido para investigar o comportamento das vigas mistas constituídas por perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto com protensão externa passiva. Para o desenvolvimento dos modelos numéricos dessa pesquisa empregou-se o programa comercial ABAQUS® v.6.14.

## 3.2 Descrição da geometria

As dimensões das seções transversais dos tubos de aço analisados são apresentadas na Tabela 3-1, sendo  $H$  a altura do tubo,  $B$  a largura e  $t$  a espessura, como mostrado na Figura 3-1. As propriedades mecânicas do aço dos tubos e do concreto foram, resistência ao escoamento  $f_y$  igual a 373 MPa, resistência à ruptura  $f_u$  igual a 509,5 MPa, módulo de elasticidade do aço  $E_a$  igual a 192,5 GPa, resistência média à compressão do concreto  $f_{cm}$  igual a 70 MPa e o módulo de elasticidade do concreto  $E_c$  igual a 37449 MPa.

Tabela 3-1- Dimensões das seções transversais analisadas

Modelo	H(mm)	B(mm)	t(mm)
VP 250x150x6,4	249,04	148,30	6,53
VP 320x200x10,0	320,00	200,00	10,00
VP 400x200x14,2	400,00	200,00	14,20

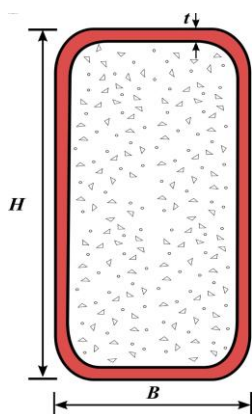


Figura 3-1 – Seção transversal do perfil tubular preenchido com concreto.

### 3.3 Malha de elementos finitos

A discretização da malha adotada partiu dos estudos desenvolvidos por Flor(2018). Dessa forma, foi adotada malha com dimensões máximas de 20 mm nas direções transversal e longitudinal. Como no trabalho de Flor, a malha foi refinada nos cantos curvos, sendo adotadas 4 divisões ao longo do perímetro de cada canto, e ao longo da espessura do perfil tubular, sendo adotadas 3 divisões ao longo da espessura-Figura 3-2.

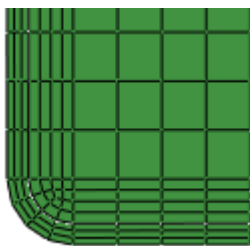


Figura 3-2 – Detalhe da malha e discretização dos cantos curvos da geometria.

Para a elaboração dos modelos foi adotado o elemento finito sólido C3D8R tanto para o perfil tubular de aço quanto para o núcleo de concreto. O Elemento C3D8R da biblioteca do ABAQUS é um elemento hexaédrico de primeira ordem, integração reduzida e 8 nós, com 3 graus de liberdade por nó (3 translações) -Figura 3-3.

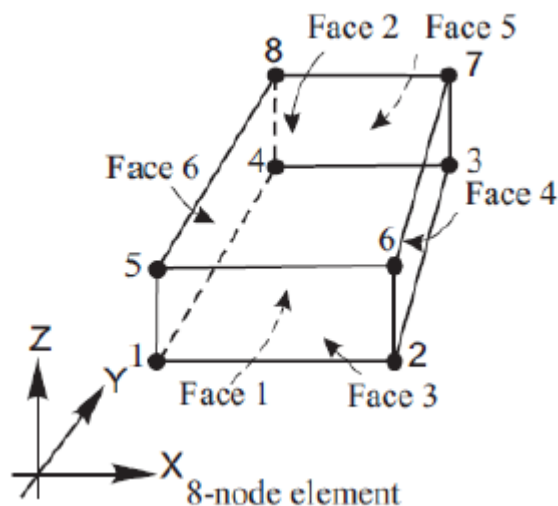


Figura 3-3– Elemento de malha C3D8R.

### 3.4 Condições de contorno

Foram adotadas condições de contorno de apoio e de simetria. No plano de simetria  $xy$  foram restringidos as translações na direção do eixo longitudinal  $z$  ( $U_3$ ) e rotações em torno dos eixos  $x$  ( $UR_1$ ) e  $y$  ( $UR_2$ ). No plano de simetria  $yz$  foram restringidas as translações na direção longitudinal  $x$  ( $U_1$ ) e rotações em torno dos eixos  $y$  ( $UR_2$ ) e  $z$  ( $UR_3$ ), conforme Figura 3-4. Para a simulação do apoio foi criado um ponto de referência (*reference point*) a 150 mm da extremidade da viga, cujas translações nas direções  $x$  ( $U_1$ ) e  $y$  ( $U_2$ ) foram impedidas além da rotação em torno do eixo  $z$  ( $UR_3$ ). Posteriormente um MPC (*Multi-Point Constraint*) do tipo *Beam* foi criado conectando o ponto de referência à uma superfície da parte plana inferior do perfil de aço com comprimento igual a 300 mm, conforme representado na Figura 3-5.



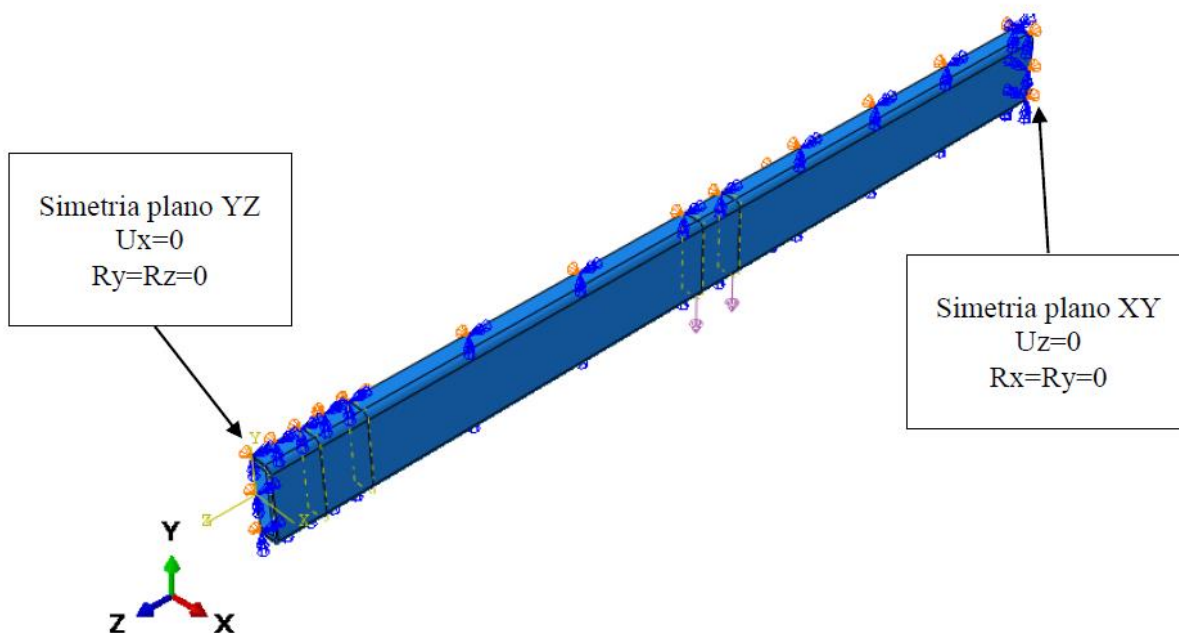


Figura 3-4 – Condições de contorno adotadas no modelo numérico devido à dupla simetria.

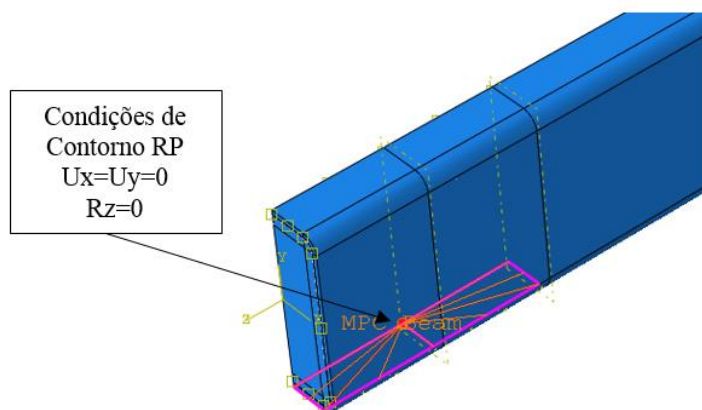


Figura 3-5 – Condições de contorno referentes aos apoios da viga.

### 3.5 Aplicação das ações

No estudo de Flor(2018), a autora fez uma avaliação de diferentes formas de aplicação de um carregamento pontual no perfil tubular preenchido com concreto. A força vertical aplicada na viga mista foi modelada como um carregamento distribuído do tipo *pressure* na parte reta da mesa inferior do perfil de aço em um comprimento de 150 mm, como apresentado na Figura 3-6.

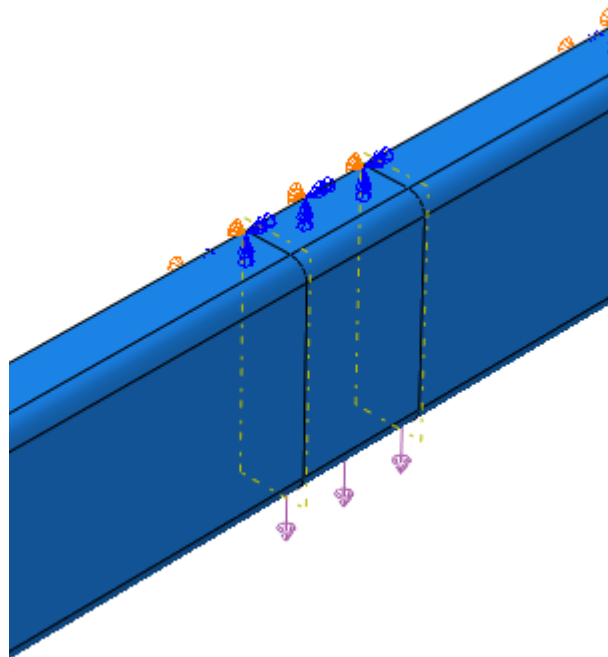


Figura 3-6 – Detalhe aplicação do carregamento vertical na viga mista.

### 3.6 Contato na interface aço-concreto

A interação entre a superfície do tubo de aço e o núcleo de concreto foi definida como sendo do tipo *surface-to-surface* com restrição do tipo *tie* ao longo da superfície de contato entre os dois materiais. O material menos rígido, núcleo de concreto, foi definido como superfície *slave* na interação e o perfil de aço foi definido como superfície *master*.

### 3.7 Modelo constitutivo perfil de aço

O comportamento do tubo de aço foi simulado com base no modelo constitutivo trilinear, adotado por Flor (2018), conforme representado na Figura 3-7. Nesse modelo, o primeiro trecho do gráfico representa o comportamento elástico linear do aço, compreendido entre 0 e a deformação referente ao início do escoamento,  $\varepsilon_y$ . O segundo trecho representa o comportamento perfeitamente plástico do material, situado entre a deformação referente ao início do escoamento,  $\varepsilon_y$ , e a deformação correspondente ao início do encrimento,  $\varepsilon_p$ , sendo adotada uma inclinação de 1% nesse trecho para evitar eventuais problemas de convergência. O último trecho segue do início do encrimento,  $\varepsilon_p$ , à deformação correspondente a ruptura,  $\varepsilon_u$ .

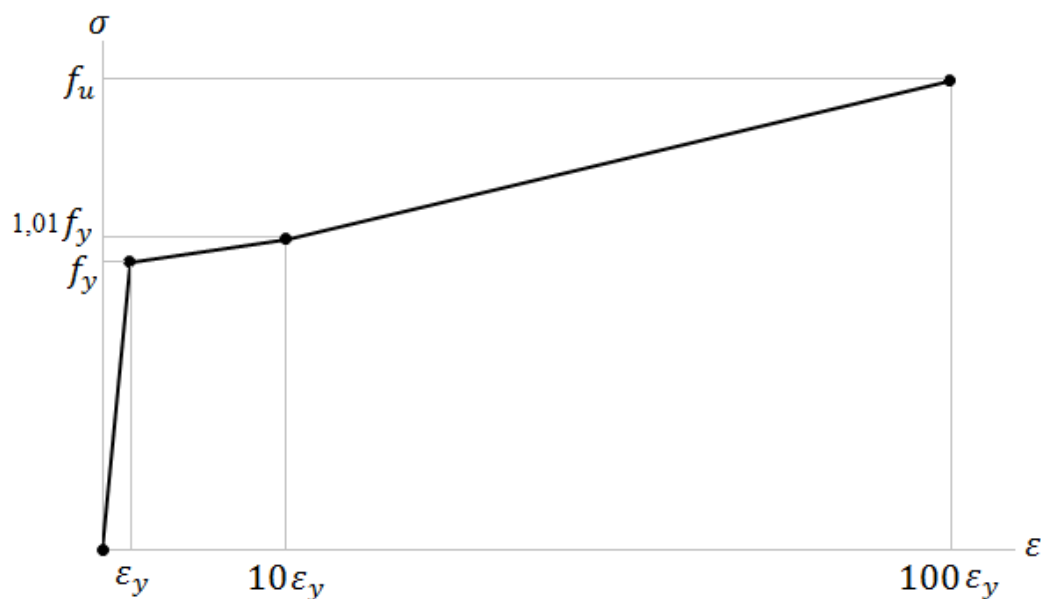


Figura 3-7 – Relação tensão-deformação do perfil tubular.

### 3.8 Modelo constitutivo do concreto

Para a representação do comportamento do concreto adotou-se o modelo de dano com plasticidade (*Concrete Damaged Plasticity*). Tal modelo considera a degradação da rigidez elástica do material quando sujeito a deformações plásticas. Os principais parâmetros desse modelo constitutivo são o ângulo de dilatância,  $\psi$ , a razão entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), a excentricidade, a viscosidade e o parâmetro  $k_c$ . Adotou-se para esses parâmetros os seguintes valores:  $\psi=36^\circ$ ,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}=0.1$ , excentricidade=1.16, viscosidade=0.667 e  $k_c=0$ , sendo estes os valores *default* sugeridos pelo ABAQUS.

#### 3.8.1 Comportamento do Concreto submetido à compressão

Para o comportamento do concreto à compressão adotou-se a curva idealizada por Pavlovic *et al.* (2013) que propõe uma continuação da curva presente na norma europeia EN 1992 1-1: 2004 sendo capaz assim de simular o comportamento do concreto quando submetido a elevadas tensões de compressão, conforme a Figura 3-8.

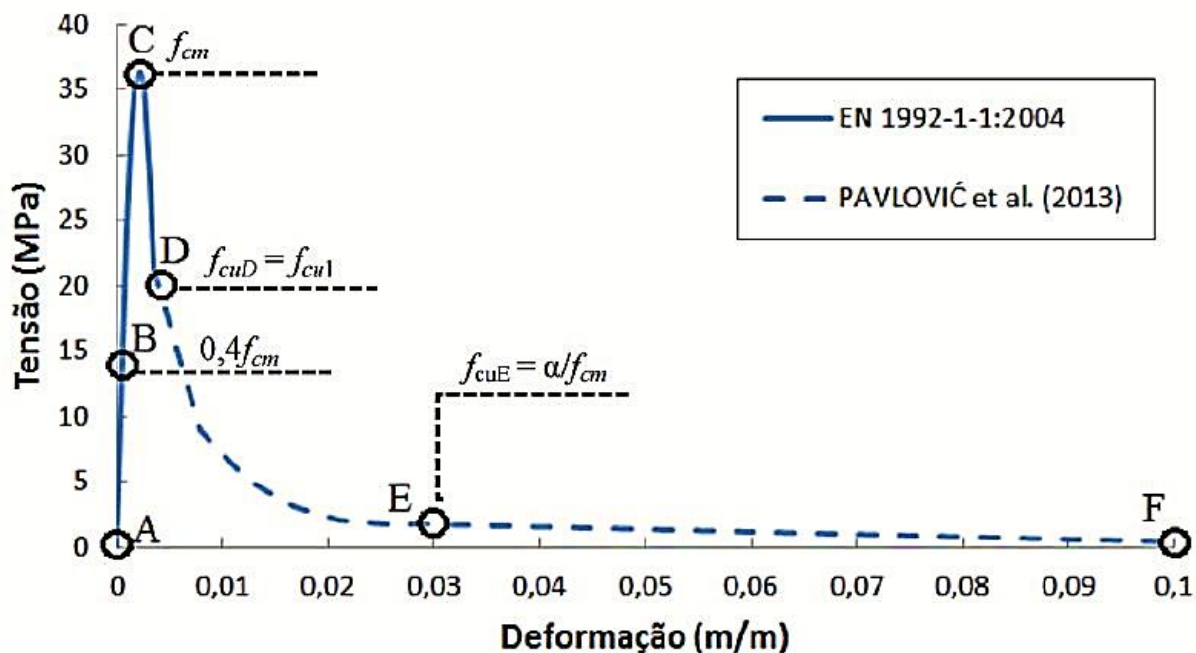


Figura 3-8 – Curvas tensão deformação concreto. Fonte: Santos, 2017.

O primeiro trecho da curva (A-D) é regido pela proposta da norma europeia e obedece a Equação 3.1.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (3.1)$$

Sendo  $\varepsilon_c$  a deformação do concreto à compressão;  $\varepsilon_{cu1}$  e  $\varepsilon_{c1}$  as deformações do concreto obtidas de acordo com a tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004;  $E_{cm}$  o módulo de elasticidade secante do concreto, definido como a tangente entre as tensões  $\sigma_c = 0$  e  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ ,  $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$  e  $k = 1,05E_{cm} \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \right)$ .

O segundo trecho da curva (D-F) é uma extensão da curva europeia, conforme a Equação 3.2 proposta por Pavlovic *et al.* (2013).

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen} \left( \frac{\mu^{\alpha_{tD}} \alpha_{tE} \pi}{2} \right)}{\beta \text{sen} \left( \frac{\alpha_{tE} \pi}{2} \right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (3.2)$$

Sendo,

$\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD})$  a coordenada relativa entre os pontos D-E;

$f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$  e  $f_{cuE} = \alpha / f_{cm}$  as tensões no ponto D e E, respectivamente;

$\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ ,  $\varepsilon_{cuE} = 0,03$  e  $\varepsilon_{cuF} = 0,1$  as deformações nos pontos D, E e F;

$\alpha = 20$ ;

$\alpha_{tD} = 0,5$ ;

$\beta = f_{cm} / f_{cu1}$ .

### 3.8.2 Comportamento do Concreto submetido à tração

O comportamento do concreto submetido à tração pode ser representado por uma curva tensão deformação onde a tensão cresce linearmente até atingir o limite de resistência à tração seguido por um trecho de queda acentuada da rigidez devido à abertura de fissuras, conforme a Figura 3-9.

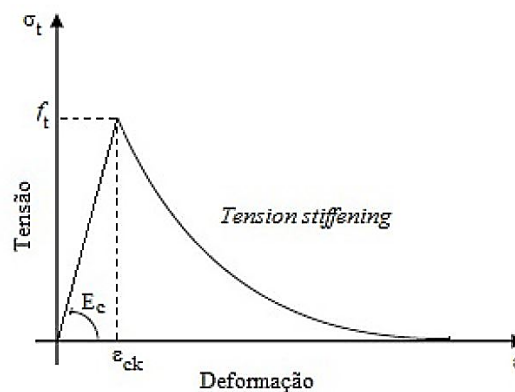


Figura 3-9 – Relação tensão deformação do concreto à tração. Fonte: Flor,2018.

O aumento da rigidez à flexão devido ao concreto localizado entre fissuras, efeito é conhecido como *tension stiffening*, pode ser considerado no modelo numérico através da adoção de uma relação tensão-deformação pós pico ou da consideração de um critério de fissuração baseado na energia da fratura. Contudo, a utilização do primeiro método leva a resultados sensíveis a malha. Dessa forma o critério de fissuração baseado na energia da fratura foi utilizado nos modelos, adotando a curva tensão-deslocamento de Bézier para representar o comportamento frágil do concreto à tração.

A curva de Bézier escrita na forma normalizada de tensão  $\sigma/\sigma_t$  e abertura de fissuras  $w/w_c$  é expressa conforme a Equação 3.3.

$$B(t) = \left[ \frac{\sigma}{\sigma_t}(t), \frac{w}{w_t}(t) \right] = (1-t)^3 P_0 + 3(1-t)^2 t P_1 + 3(1-t)t^2 P_2 + t^3 P_3 \quad (3.3)$$

Sendo,  $P_0, P_1, P_2$  e  $P_3$  parâmetros de ajuste da curva de Bézier. Foram adotados os mesmos valores de Flor (2018) para estes parâmetros, a saber:  $P_0 = (0,1)$ ,  $P_1 = (0,05; 0,3)$ ,  $P_2 = (0,1; 0,2)$  e  $P_3 = (1,0)$  - Figura 3-10.

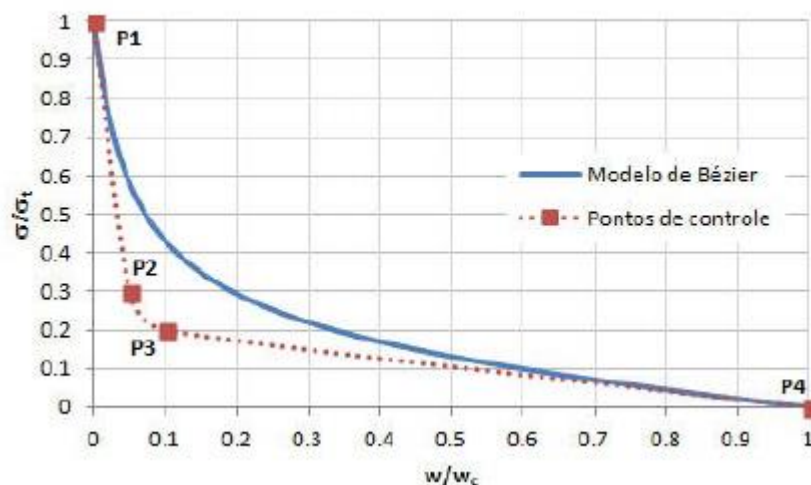


Figura 3-10 – Curva normalizada de Bézier. Fonte: Flor,2018.

### 3.8.3 Dano no concreto

Para a caracterização da evolução da degradação da rigidez do concreto duas variáveis devem ser determinadas,  $d_c$  (dano à compressão uniaxial) e  $d_t$  (dano à tração uniaxial), sendo essas definidas pelas Equações 3.4 e 3.5 apresentadas a seguir.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (3.4)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ct}} \quad (3.5)$$

### 3.9 Simulação protensão externa passiva

A aplicação da protensão externa passiva nos perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto consiste em duas etapas.

Na primeira, duas forças verticais são aplicadas nos quartos do vão, solicitando o perfil à tensões dentro do regime elástico. Nessa fase do modelo, para que fosse possível a obtenção do núcleo de concreto seguindo a mesma configuração deformada do tubo aço (importante para a segunda etapa) este foi preenchido com um material extremamente flexível, fazendo com que o tubo de aço fosse o único material que efetivamente contribuísse para a resistência da viga.

A segunda etapa representa o instante da retirada das forças verticais que geram a protensão e consequente pré-compressão no núcleo de concreto. Nessa etapa a configuração deformada do tubo de aço e do material de preenchimento é importada para um segundo modelo através da ferramenta do ABAQUS *orphan mesh*. É necessário também a importação das tensões geradas no tubo de aço, sendo utilizada a ferramenta do ABAQUS *predefined field*. Dessa forma, a configuração inicial do segundo modelo é exatamente a mesma da configuração final do primeiro. Após a importação, as condições de contorno e carregamento são reaplicadas. Além disso, as propriedades do material de preenchimento do tubo de aço são modificadas para coincidir com as propriedades do concreto no momento em que as forças verticais de protensão são retiradas.

### 3.10 Implementação dos efeitos reológicos do concreto

Os efeitos de fluência e retração devem ser avaliados com critério nas vigas com protensão passiva, uma vez que ocasionam a redução da pré-compressão dessas estruturas. O programa

comercial ABAQUS não possui ferramentas para prever tais fenômenos, dessa forma, o uso de rotinas complementares (*user subroutines*) se fazem necessárias. Tais sub-rotinas são escritas na linguagem de programação FORTRAN.

Para o desenvolvimento do código capaz de inserir tais sub-rotinas no ABAQUS é necessária a escolha de um modelo de fluência e retração. Existem diversos modelos capazes de prever o comportamento reológico do concreto, mas nesse trabalho utilizou-se o modelo ACI-209 (ACI Committee 209 – Creep and Shrinkage, 2008).

### 3.10.1 ACI-209

O modelo ACI-209 surgiu de uma proposta feita pelo *American Concrete Institute (ACI)* em 1992, sendo aprovado em 1997. O modelo proposto considera a idade de carregamento, a humidade relativa do ambiente, o tamanho e a forma do estrutura, e composição do concreto. O procedimento de cálculo recomendado pelo ACI-209 é apresentado a seguir.

A deformação total é definida na Equação 3.6.

$$\varepsilon_t = (\varepsilon_{sh})_t + \frac{\sigma}{E_0} (1 + v_t) \quad (3.6)$$

Sendo,

$\sigma$  a tensão aplicada;

$E_0$  o módulo de elasticidade do concreto na idade de carregamento;

$v_t = \frac{t^{0,60}}{10+t^{0,60}} v_u$  o coeficiente de fluência;

$v_u = 2,35\gamma_c$  o coeficiente último de fluência;

$\gamma_c$  o produto dos fatores de correção aplicáveis para fluência;

$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\varepsilon_{sh})_u$  a deformação devido a retração no tempo  $t$ ;

$t$  o tempo decorrido depois da cura inicial;

$(\varepsilon_{sh})_u = 780\gamma_{sh} \times 10^{-6} \text{ in/in}$  a deformação última de retração;



$\gamma_{sh}$  o produto dos fatores de correção aplicáveis para retração.

Os fatores de correção aplicáveis à fluência e retração são apresentados nas Equações 3.7. à 3.20.

O fator de correção de fluência para idades de carregamento que ocorram depois dos 7 dias de cura do concreto é apresentado na Equação 3.7.

$$\gamma_{la} = 1,25(t_{la})^{-0,118} \quad (3.7)$$

Sendo,

$t_{la}$  a idade de carregamento em dias;

O fator de correção de fluência para umidade relativa do ambiente menor que 40 %- Equação 3.8.

$$\gamma_{\lambda} = 1,27 - 0,0067\lambda \quad (3.8)$$

O fator de correção de retração para umidade relativa do ambiente maior que 40 % é calculado conforme as Equações 3.9 e 3.10.

$$\gamma_{\lambda} = 1,40 - 0,0102\lambda \text{ para } 40 \leq \lambda \leq 80 \quad (3.9)$$

$$\gamma_{\lambda} = 3,00 - 0,030\lambda \text{ para } 80 < \lambda \leq 100 \quad (3.10)$$

Sendo,

$\lambda$  a umidade relativa do ambiente;

Os fatores de correção devido a forma da estrutura de fluência – Equação 3.11- e retração – Equação 3.12.

$$\gamma_{vs} = \frac{2}{3} [1 + 1,13e^{(-0,54v/s)}] \quad (3.11)$$

$$\gamma_{vs} = 1,20e^{(-0,12v/s)} \quad (3.12)$$

Sendo,

$v/s$  a razão de volume por superfície em polegadas;

Os fatores de correção devido à composição do concreto incluem o efeito de *slump*, a porcentagem de agregado fino e o teor de cimento e ar.

Os fatores de correção devido ao *slump* do concreto para fluência- Equação 3.13- e retração- Equação 3.14 são apresentados a seguir.

$$\gamma_s = 0,82 + 0,067s \quad (3.13)$$

$$\gamma_s = 0,89 + 0,041s \quad (3.14)$$

Sendo,

$s$  o *slump* observado em polegadas.

O fator de correção para a porcentagem de agregado fino para fluência é dado pela Equação 3.15.

$$\gamma_\psi = 0,88 + 0,0024\psi \quad (3.15)$$

Os fatores de correção para porcentagem de agregado fino para retração são dados pelas Equações 3.16 e 3.17.

$$\gamma_\psi = 0,30 + 0,014\psi \text{ para } \psi \leq 50\% \quad (3.16)$$

$$\gamma_\psi = 0,90 + 0,0024\psi \text{ para } \psi > 50\% \quad (3.17)$$

Sendo,

$\psi$  a razão de agregado fino por agregado total expressa em porcentagem.

O fator de correção de retração devido ao teor de cimento- Equação 3.18.

$$\gamma_c = 0,75 + 0,00036c \quad (3.18)$$

Sendo,

$c$  o teor de concreto em libras por jardas cúbicas.

Os fatores de correção devido ao teor de ar para fluência (Equação 3.19) e retração (Equação 3.20) são apresentados a seguir.

$$\gamma_\alpha = 0,46 + 0,09\alpha \geq 1 \quad (3.19)$$

$$\gamma_{\alpha} = 0,95 + 0,008\alpha \quad (3.20)$$

Sendo,

$\alpha$  o teor de ar em porcentagem.

Finalmente, o produto dos fatores de correção aplicáveis para fluência e retração,  $\gamma_c$  e  $\gamma_{sh}$ , respectivamente, são dados pelas Equações 3.21 e 3.22.

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_{\alpha} \quad (3.21)$$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\alpha} \quad (3.22)$$

Na Tabela 3-2 são apresentados as características do concreto utilizadas na determinação dos fatores de correção de fluência e retração dos modelos de vigas tubulares. Devido a presença do tubo de aço envolvendo o concreto houve a consideração de alta umidade (98%)- justificada pela limitação da perda de umidade pra ao ambiente. Dessa forma, o fator de correção de retração assumiu valor zero, sendo desconsiderado o efeito da retração nos modelos. O fator de correção de fluência adotado foi  $\gamma_c = 0,586$ .

Tabela 3-2- Características do concreto utilizados nos modelos numéricos de vigas mistas tubulares

Características do concreto	
Idade de Carregamento	7 dias
Umidade relativa	98%
Razão volume-superfície	236,22 in
Slump	9,84 in
Porcentagem de agregado fino	50%
Teor de ar	5%

### 3.10.2 User subroutines

Para a análise dos efeitos da fluência e retração duas sub-rotinas são utilizadas, USDFLD e UEXPAN. A introdução dessas sub-rotinas no programa ABAQUS é feita através de um documento de texto com extensão .for contendo o código desenvolvido em linguagem Fortran por Kasera(2014) e adaptado para esse trabalho (apresentado no APÊNDICE A).

A sub-rotina USDFLD é utilizada para acessar os valores de deformação elástica em cada incremento. A deformação elástica do final de cada incremento é salva como variável de estado usando a sub-rotina USDFLD e, posteriormente, esse valor é passado para a sub-rotina UEXPAN.

A sub-rotina UEXPAN simula a expansão/contração térmica dos materiais, mas pode ser manipulada para calcular qualquer tipo de expansão/contração. Assim, esta é adaptada para calcular de forma simplificada os efeitos de fluência e retração sendo atribuída a todos os pontos de integração em cada elemento cujo material inclua a especificação de expansão térmica.

### 3.10.3 Material

Nas definições dos materiais devem ser incluídas as especificações *Expansion* – Figura 3-11 – para que a sub-rotina UEXPAN seja usada e *User Defined Field*- Figura 3-12- para que a sub-rotina USDFLD seja utilizada.

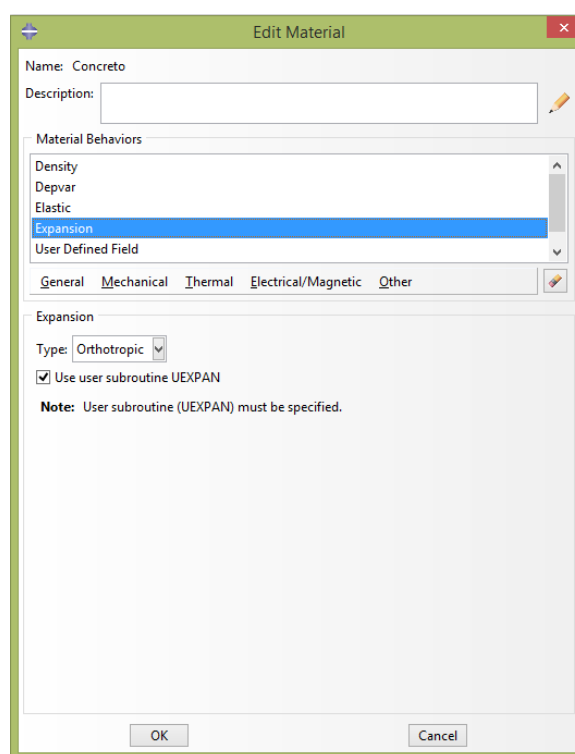


Figura 3-11 – Especificação material para sub-rotina UEXPAN.

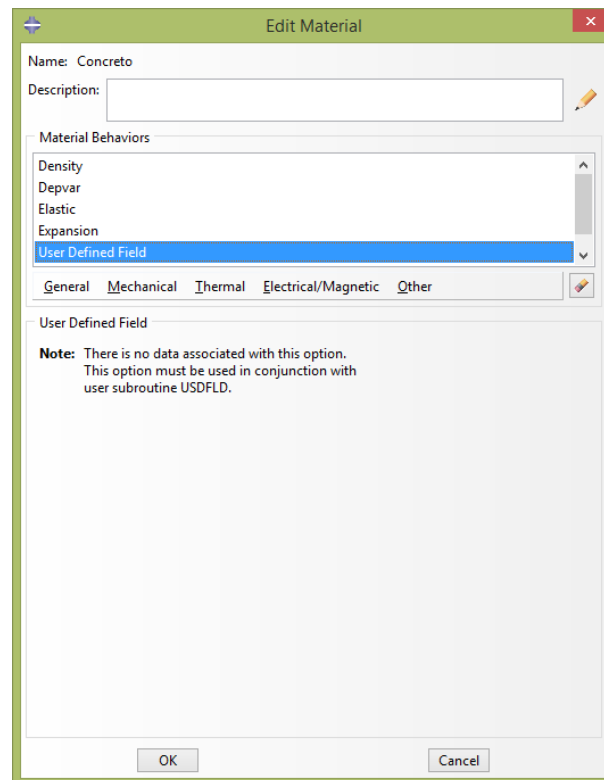


Figura 3-12 – Especificação material para sub-rotina USDFLD.

#### 3.10.4 Job

Finalmente, para que o arquivo *.for* seja compilado, na aba *Job* é necessário a especificação do caminho onde o arquivo *.for* pode ser encontrado.

#### 3.10.5 Validação implementação fluência e retração

Para a validação da implementação dos efeitos da fluência e retração foi simulado um cubo de concreto solicitado por um carregamento distribuído de compressão de  $1\text{N/mm}^2$  - Figura 3-13 - sendo os resultados obtidos comparados a resultados obtidos analiticamente.

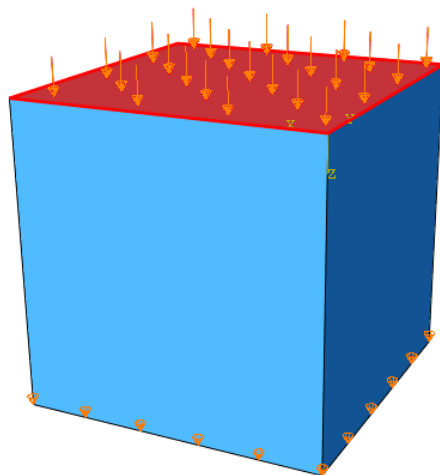


Figura 3-13 – Exemplo de validação.

Como pode ser observado na Tabela 3.3-3 os resultados apresentaram uma boa aproximação aos resultados analíticos.

Tabela 3.3-3– Comparação resultado ABAQUS e resultados analíticos

	<b>Resultado ABAQUS (mm/mm)</b>	<b>Resultado analítico (mm)</b>	<b>Erro (%)</b>
<b>Fluência</b>	$6,193 \times 10^{-5}$	$6,163 \times 10^{-5}$	0,49
<b>Retração</b>	$3,483 \times 10^{-4}$	$3,480 \times 10^{-4}$	0,09

# 4 ESTIMATIVAS TEÓRICAS

## 4.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para se determinar as forças verticais que geram a protensão e o momento fletor resistente das seções analisadas numericamente nesse trabalho.

## 4.2 Determinação das forças verticais de protensão

A determinação do valor das forças verticais de protensão a serem aplicadas na seção transversal foi realizada através do momento elástico máximo no vão central, Equação 4.1. Para determinação do momento elástico máximo, as tensões no tubo de aço foram limitadas a  $0,7f_y$ , contabilizando a diminuição da resistência ao escoamento devido as tensões residuais - Equação 4.2.

$$P_{pf} = \frac{4 \times M_e}{L} \quad (4.1)$$

Sendo,

$M_e$  o momento máximo elástico;

$L$  o vão livre da viga mista.

$$M_e = 0,7 \times f_y \times W_x \quad (4.2)$$

Sendo,

$f_y$  a resistência ao escoamento do aço;

$W_x$  o módulo de resistência elástico à flexão.

### 4.3 Determinação do momento fletor resistente

Para a determinação do momento fletor resistente algumas considerações foram aplicadas aos procedimentos de cálculo adotados pela ABNT NBR 8800:2008.

Primeiramente, foram empregados os valores nominais de resistência, sendo desconsiderados os coeficientes de ponderação da resistência do aço ( $\gamma_a$ ) e do concreto ( $\gamma_c$ ). Além disso foi considerada a resistência a compressão média  $f_{cm}$  do concreto aos 28 dias de idade. Conforme a norma europeia EN 1992-1-1:2004 o valor de  $f_{cm}$  foi considerado como  $f_{ck}$  somado a 8 MPa.

#### 4.3.1 Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente

O colapso das vigas mistas de seção tubular retangular é determinado pela ocorrência da flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Para que se possa garantir a não ocorrência de nenhum desses estados-limite últimos é necessário que o parâmetro de esbeltez  $\lambda$  seja menor que o parâmetro de esbeltez referente a plastificação,  $\lambda_p$ , sendo seus valores determinados através das expressões apresentadas na Tabela 4-1, nesse caso o colapso da estrutura se dá pela plastificação total da seção transversal mais solicitada e o momento fletor resistente  $M_r$  é igual ao momento de plastificação  $M_{pl}$ .

Tabela 4-1-Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente

Estado Limite Último	$\lambda$	$\lambda_p$
FLT	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13E_a}{M_{pl}} \sqrt{JA}$
FLM	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
FLA	$\frac{h}{t}$	$2,42 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$

Sendo,

$L_b$  o comprimento destravado da viga;

$r_y$  o raio de giração em relação ao eixo perpendicular ao eixo de flexão;

$E_a$  o módulo de elasticidade do aço;



$M_{pl}$  o momento de plastificação da viga de aço;

$J$  a constante de torção;

$A$  a área da seção transversal;

$b$  o comprimento da parte plana das mesas do perfil de aço;

$t$  a espessura do perfil de aço;

$f_y$  a resistência ao escoamento;

$h$  o comprimento da parte plana das almas do perfil de aço.

Nas Tabelas 4-2, 4-3 e 4-4 são apresentados os resultados dos parâmetros de esbeltez  $\lambda$  e do parâmetro de esbeltez referente a plastificação  $\lambda_p$  para todas as seções tubulares retangulares analisadas. Como pode-se perceber para todos os casos  $\lambda$  apresenta resultados inferiores a  $\lambda_p$ , indicando que as seções tubulares devem ser classificadas como compactas e o momento resistente igual ao momento de plastificação.

Tabela 4-2-Viga VP 250x150x6,4

Estado Limite Último	$\lambda$	$\lambda_p$
FLT	91.79	97.31
FLM	18.44	28.92
FLA	34.06	62.48

Tabela 4-3- Viga VP 320x200x10

Estado Limite Último	$\lambda$	$\lambda_p$
FLT	69.51	110.57
FLM	15.00	28.92
FLA	27.00	62.48

Tabela 4-4-Viga VP 400x200x14,2

Estado Limite Último	$\lambda$	$\lambda_p$
FLT	70.98	92.74
FLM	8.08	28.92

### 4.3.2 Momento fletor resistente

Para determinação do momento de plastificação foram consideradas as seguintes condições para os diagramas de tensões plásticas:

- Assumiu-se interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, sendo as deformações compatíveis na seção mista;
- As tensões na região comprimida e tracionada do tubo de aço foram limitadas à resistência ao escoamento do aço  $f_y$ ;
- As tensões de compressão no núcleo de concreto foram limitadas a 85% da resistência à compressão média ( $0,85f_{cm}$ );
- A resistência do concreto à tração foi desprezada.

A distribuição de tensões plásticas da seção transversal mista é apresentada na Figura 4-1. Para a determinação da posição da linha neutra plástica LNP em relação ao centro geométrico do perfil de aço, cuja distância é denominada aqui como  $y_p$ , igualam-se as forças de tração e compressão na seção plastificada. Finalmente o momento resistente  $M_r$  é determinado pelo binário das forças resistentes de compressão e tração atuantes no centro de gravidade das áreas que compõem a seção transversal mista.

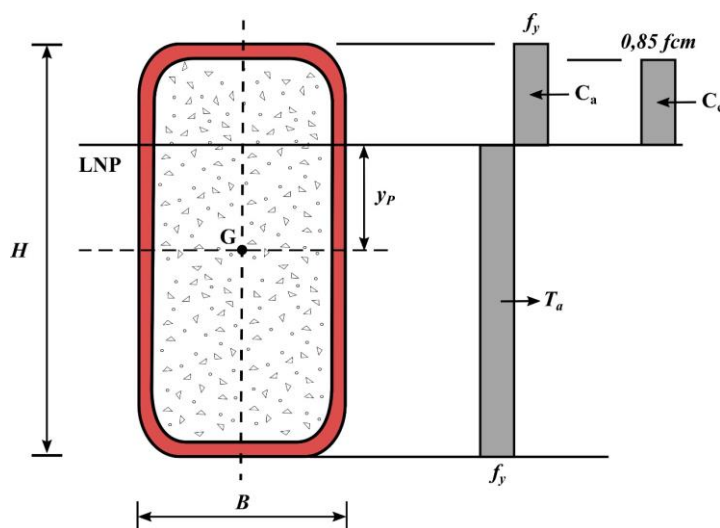


Figura 4-1- Distribuição de tensões plásticas sob momento fletor positivo.

# 5 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos modelos numéricos desenvolvidos para as vigas mistas compostas por perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto com protensão externa passiva.

## 5.1 Validação do modelo numérico

Neste subitem apresenta-se uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos por Flor (2018) e os resultados numéricos obtidos através do modelo proposto neste trabalho-Figura 5-1. Para tanto, foi adotada uma das seções transversais de viga mista analisadas por Flor (2018) sem laje colaborante ( $H$  igual a 249,54 mm,  $B$  igual a 149,60 mm,  $t$  igual a 6,53 mm,  $f_y$  igual a 373 MPa,  $f_u$  igual a 509,5 MPa,  $E_a$  igual a 192,5 GPa,  $f_{ck}$  igual a 46,16 MPa e  $E_c$  igual a 37449 MPa). O objetivo aqui é avaliar a eficiência do modelo proposto na representação do comportamento de vigas mistas compostas por perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto com e sem protensão.

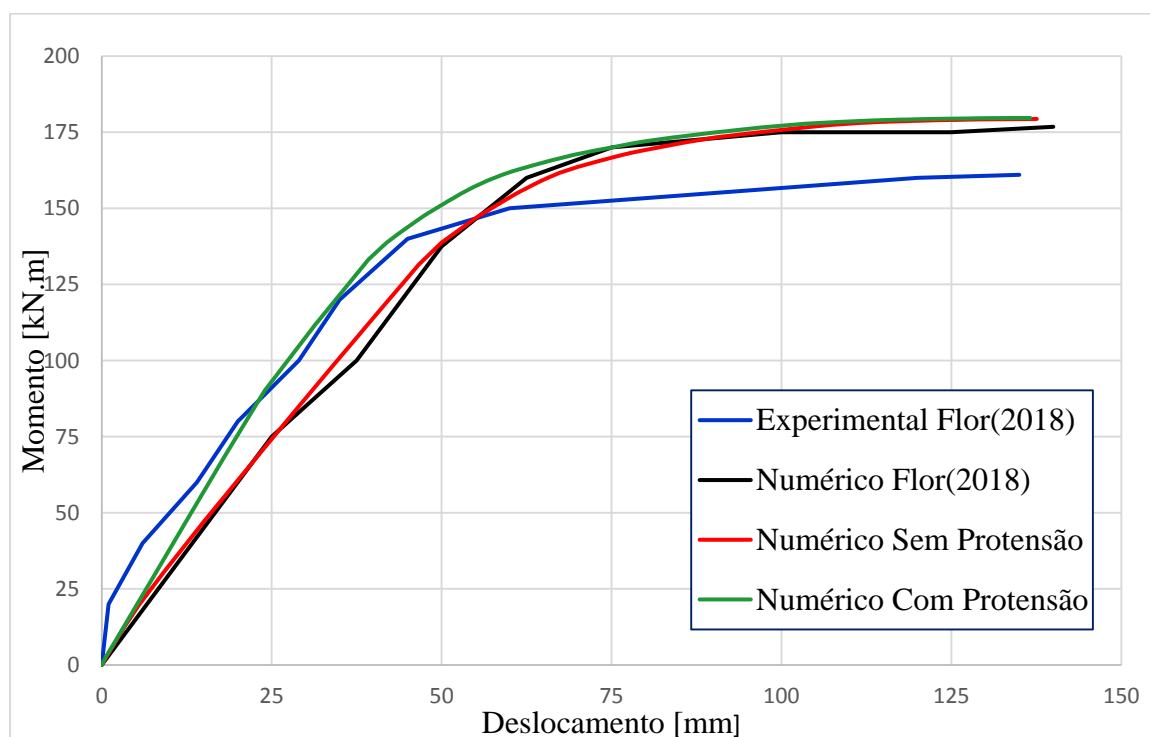


Figura 5-1- Resultados Numéricos e Experimentais Viga 249.04x148.30x6.53

Comparando os resultados numérico de Flor (2018) e os resultados da viga sem protensão pode-se perceber que os resultados tiveram uma boa concordância. Além disso, através da comparação das curvas numérico sem protensão e numérico com protensão nota-se que o efeito esperado devido a protensão ocorreu, evidenciado no aumento da rigidez em serviço e momento resistente último inalterado. Porém, na fase de protensão, as tensões no concreto alcançaram 72% da resistência à compressão do concreto (Figura 5-2), sendo que o limite de tensões compressão permitidas nessa fase é de  $0,5f_{c,cúbico}$  (Staquet *et al.*, 2004). Assim, o concreto usado por Flor (2018) não é o ideal para a aplicação da protensão, devendo ter sua classe de resistência elevada.

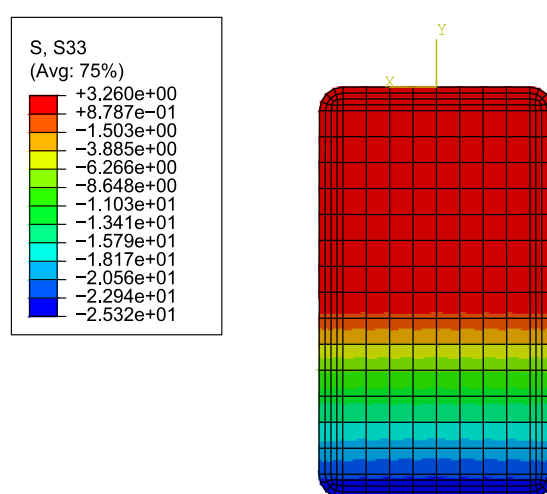


Figura 5-2- Tensões longitudinais na seção transversal de concreto no meio do vão

## 5.2 Estágios de aplicação da protensão

Neste subitem são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico nas duas fases de protensão. A primeira fase consiste na aplicação das duas forças verticais pontuais nos quartos do vão, que geram a protensão, e a segunda na retirada das forças de verticais e consequente origem das tensões de compressão no núcleo de concreto. Tendo em vista os resultados obtidos no subitem anterior, um concreto de alta resistência precisou ser adotado sendo escolhido um concreto de  $f_{cm}$  igual a 70 MPa para a mesma seção transversal do tubo de aço analisada no subitem anterior ( $H$  igual a 249,04 mm,  $B$  igual a 148,30 mm,  $t$  igual a 6,53 mm,  $f_y$  igual a 373 MPa,  $f_u$  igual a 509,5 MPa,  $E_a$  igual a 192,5 GPa e  $E_c$  igual a 41128 MPa).

Nas Figuras 5-3 e 5-4 são apresentadas as tensões longitudinais no perfil de aço no meio do vão durante a fase 1. As tensões nas fibras mais solicitadas do tubo apresentaram tensões iguais a aproximadamente  $\pm 261$  MPa, o que equivale a 70% da resistência ao escoamento do aço (tensões dentro do regime elástico do material).

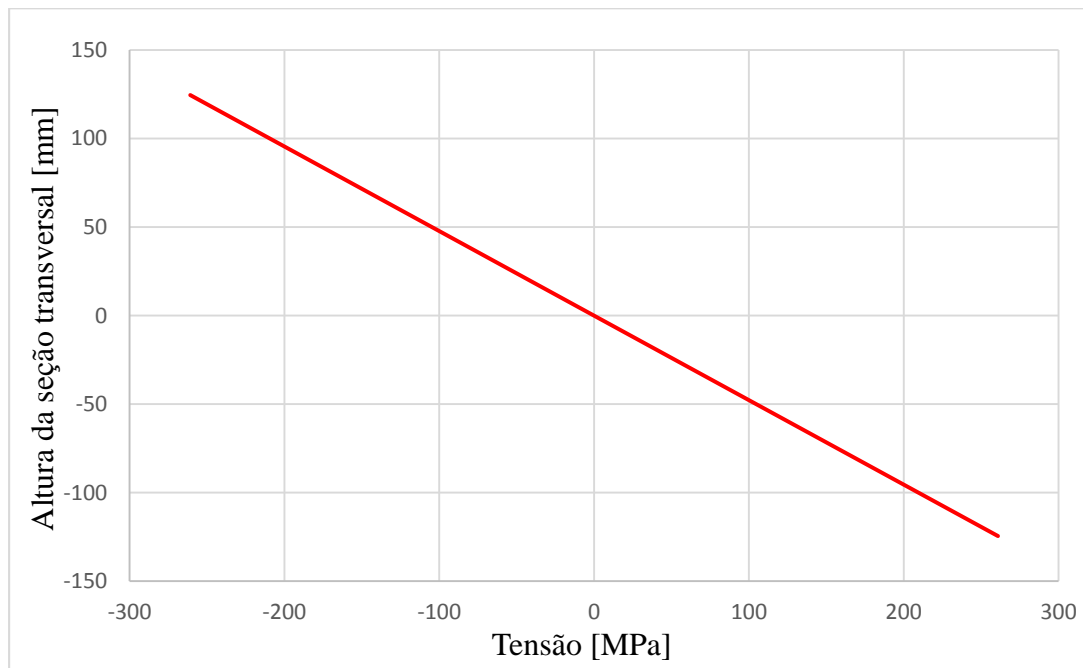


Figura 5-3- Valores de tensões longitudinais ao longo da altura do perfil de aço no meio do vão na fase 1.

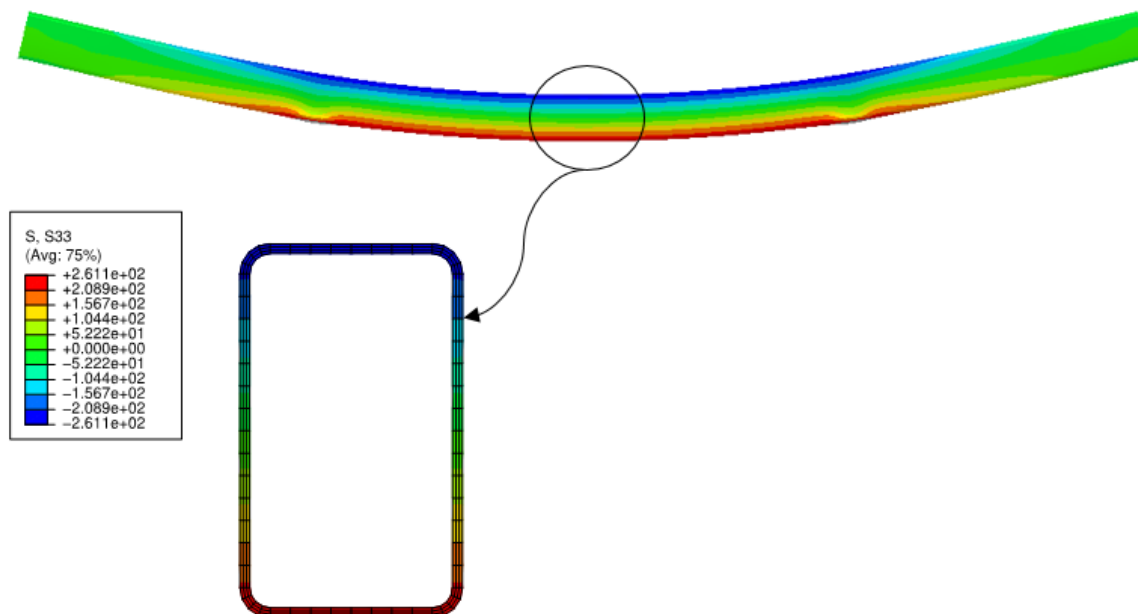
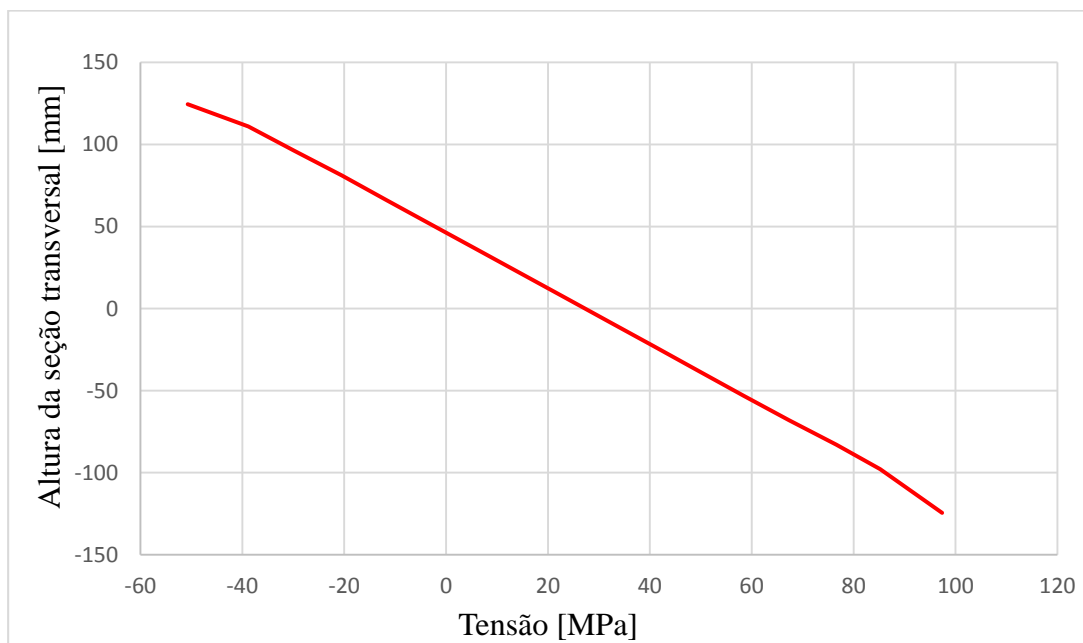
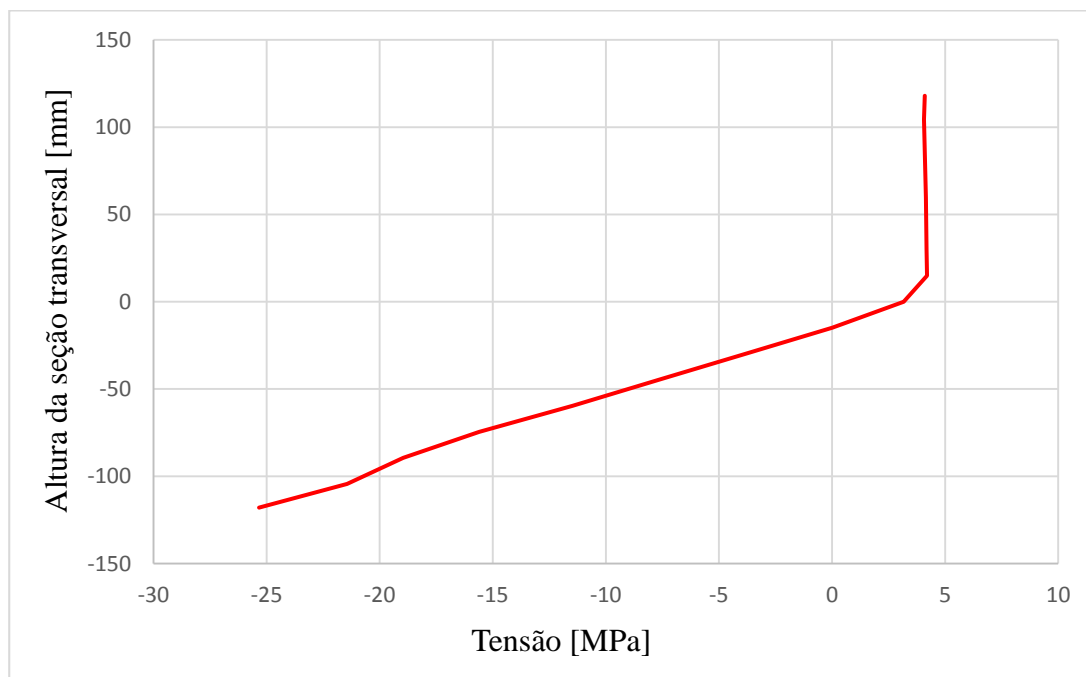


Figura 5-4- Valores de tensões longitudinais no meio do vão devido à aplicação das forças verticais de protensão na fase 1.

Nas Figuras 5-5, 5-6 e 5-7 são apresentadas as tensões longitudinais no tubo de aço e no núcleo de concreto na fase 2. Com a retirada das forças verticais de protensão o perfil de aço apresentou tensões de tração na mesa inferior do tubo da ordem de 26% da resistência ao escoamento do aço e cerca de 37% do valor das tensões de tração antes do descarregamento, enquanto que as tensões de compressão na mesa superior foram reduzidas a 20% das tensões de compressão antes do descarregamento. Nota-se ainda que as tensões no núcleo de concreto na fibra mais comprimida atingiram 45% da resistência à compressão do concreto na idade do descarregamento ( $f_{ck,7dias} = 57 MPa$ ).



(a)



(b)

Figura 5-5- Valores de tensões longitudinais ao longo da altura da seção transversal do tubo de aço (a) e do núcleo de concreto (b) no vão central da viga mista durante a fase 2.

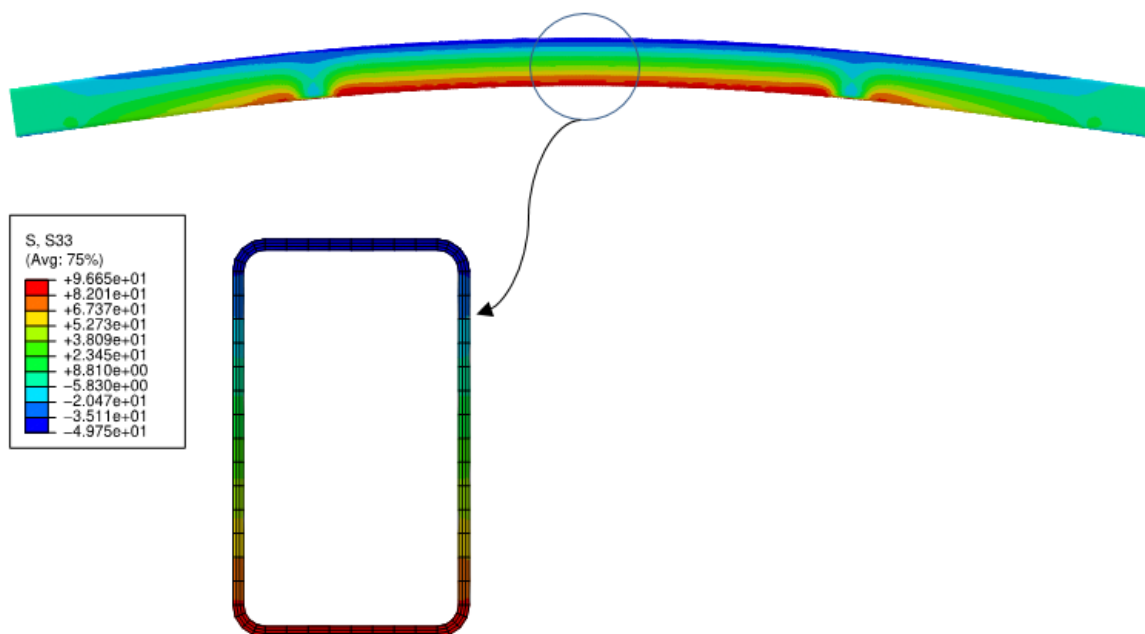


Figura 5-6-Valores de tensões longitudinais na seção transversal central no tubo de aço na fase 2 em MPa.

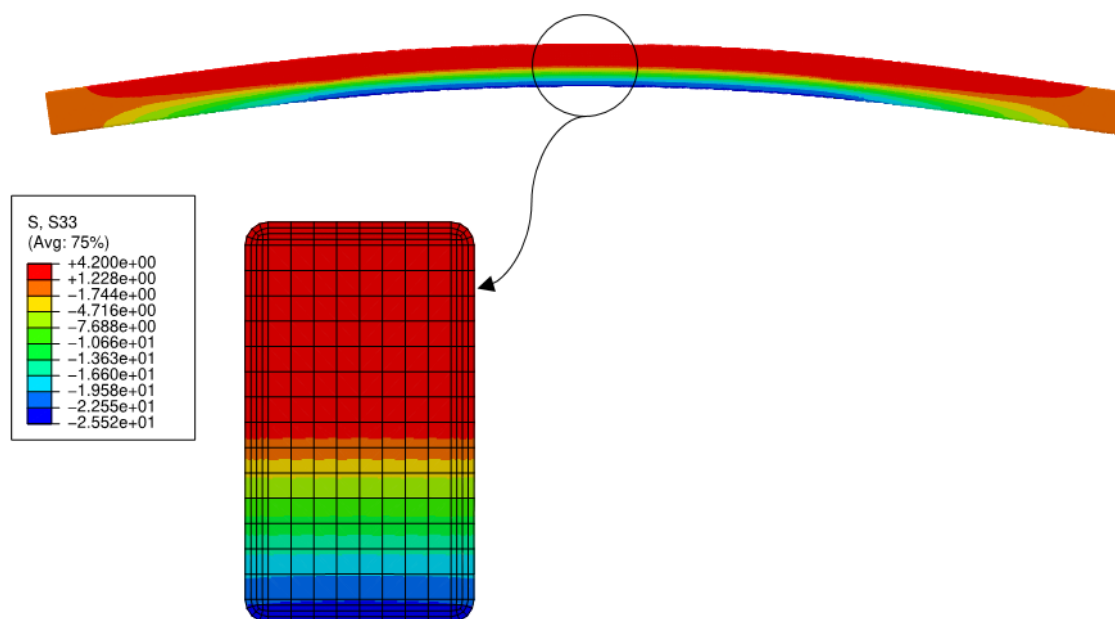


Figura 5-7- Valores de tensões longitudinais na seção transversal central no núcleo de concreto na fase 2 em MPa.

### 5.3 Comportamento global das vigas mistas protendidas

As curvas momento-deslocamento vertical para as seções analisadas nesse trabalho são definidas como sendo o deslocamento vertical a flecha na seção central. Foram comparados



os resultados numéricos obtidos por uma viga mista sem protensão, uma viga mista de mesma seção submetida ao processo de protensão externa passiva e uma viga carregada após a ação da fluência e retração ao longo de 500 dias [modelos de fluência e retração geralmente indicam que aproximada 99% dos efeitos de fluência e retração ocorrem dentro de 500 dias após a aplicação do carregamento (Vadlamani, 2017)]. Além disso são apresentados os valores de momento resistente teóricos para cada uma das seções transversais (Tabela 5-1), valores esses indicados nos gráficos momento-deslocamento. Para todas as seções transversais foram adotadas as mesmas propriedades dos materiais ( $f_y$  igual a 373 MPa,  $f_u$  igual a 509,5 MPa,  $E_a$  igual a 192,5 GPa,  $f_{cm}$  igual a 70 MPa,  $f_{ctm}$  igual a 5,12 MPa e  $E_c$  igual a 41128 MPa).

Tabela 5-1- Resultados dos momentos resistentes das seções analisadas

Modelo	$y_p$ [mm]	$M_{pl}$ [kN.m]
VP 250x150x6,4	53,11	180
VP 320x200x10,0	62,46	457
VP 400x200x14,2	59,77	839

A Figura 5-8 apresenta os resultados das curvas momento-deslocamento vertical para a seção VP 250x150x6,4 obtidos numericamente e o momento resistente teórico. A diferença entre o momento resistente das vigas obtido numericamente e o momento teórico foi de aproximadamente 6%. Além disso, pode-se observar que até o momento de 20 kN.m (11% do momento resistente numérico) as vigas apresentam aproximadamente a mesma rigidez. Com o aumento das solicitações, o concreto que preenche o tubo de aço presente na região tracionada começa a perder rigidez devido à degradação decorrente da fissuração, sendo a partir desse ponto a viga protendida mais eficiente. A capacidade resistente de todas as vigas é a mesma, uma vez que antes da ruptura toda a protensão é perdida.

Comparando o deslocamento vertical para o momento de 133 kN.m ( $0,7M_{res}$ ), a viga mista sem protensão apresentou deslocamento vertical de 44,26 mm, a viga com protensão 36,28 mm (18% menor que a viga sem protensão) e a viga com protensão e com consideração dos efeitos reológicos, 37,72 mm (15% menor que a viga sem protensão).

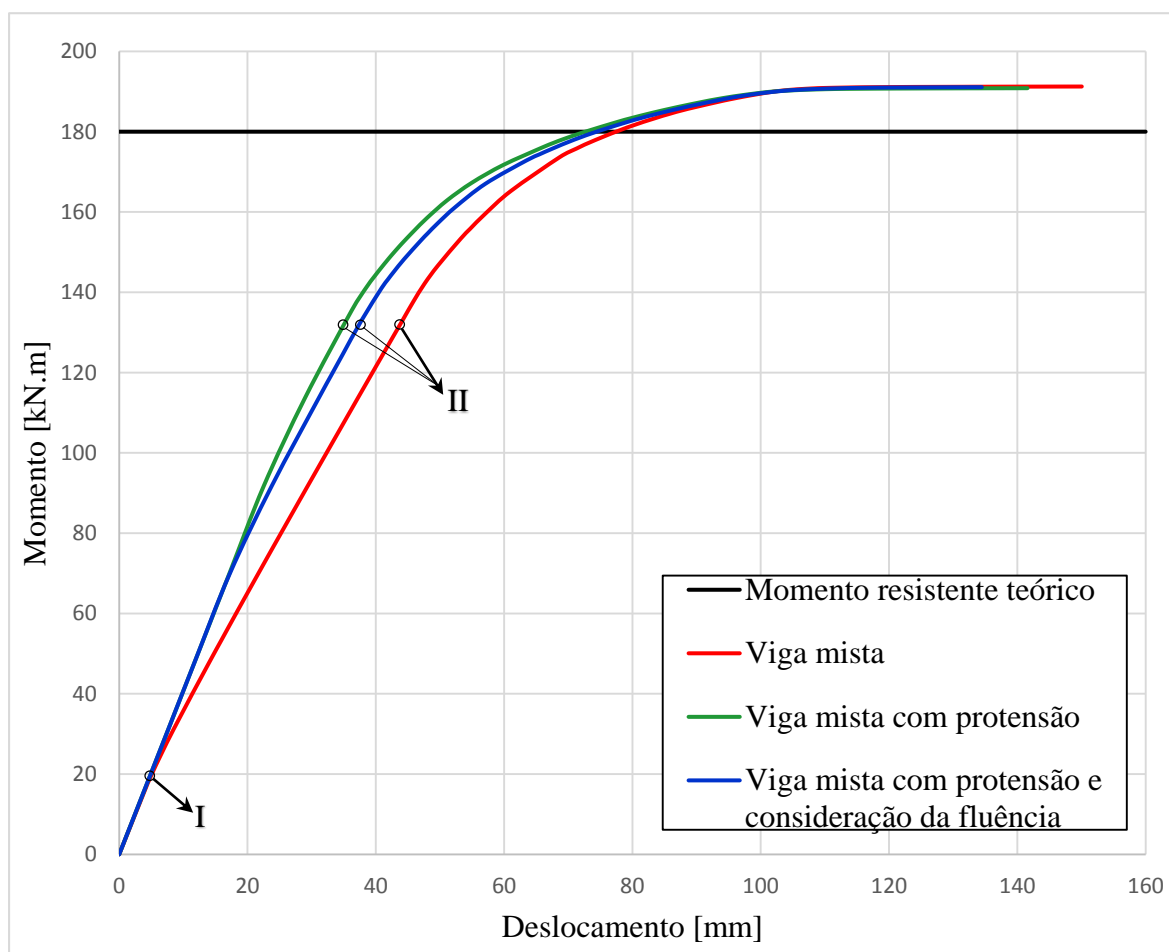


Figura 5-8- Curvas momento-deslocamento VP 250x150x6,4

A Figura 5-9 apresenta as tensões longitudinais no tubo de aço no vão central para o ponto I das curvas de momento-deslocamento vertical da Figura 5-8. Como pode-se observar, as tensões longitudinais de tração e compressão na viga mista sem protensão - Figura 5-9 (a) - são inferiores às tensões apresentadas pelas vigas com protensão (Figura 5-9 (b) e Figura 5-9(c)) devido as tensões remanescentes do processo de protensão. Comparando as vigas com protensão, como era de se esperar, a viga que sofreu os efeitos de fluência e retração apresentou menores valores de tensão que a viga com protensão e sem a consideração desses efeitos, decorrente da diminuição da compressão no núcleo de concreto e da perda parcial da protensão.

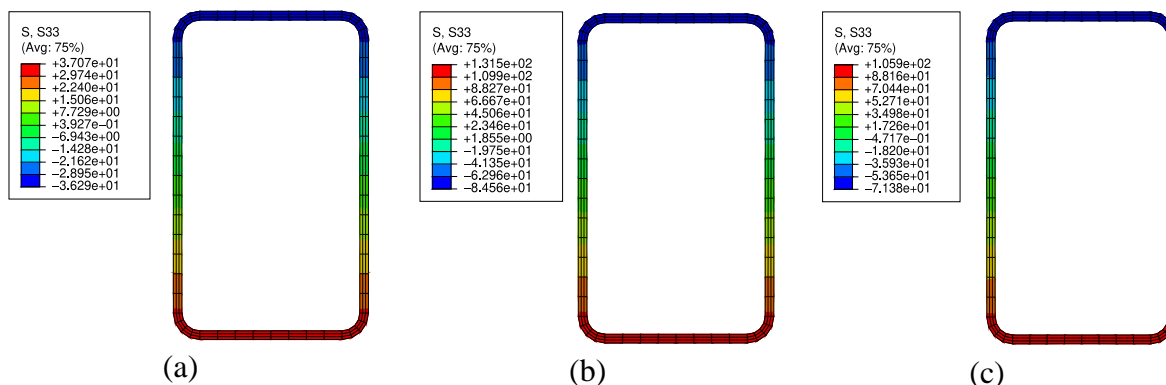


Figura 5-9- Tensões longitudinais no tubo de aço no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias

A Figura 5-10 apresenta as tensões longitudinais no núcleo de concreto no vão central do Ponto I da Figura 5-8. Como pode-se perceber, a tensão na fibra mais tracionada do núcleo de concreto da viga sem protensão apresenta valores de 5.089 MPa - Figura 5-10(a). Nas seções com protensão, a mesma região apresenta ainda tensões de compressão.

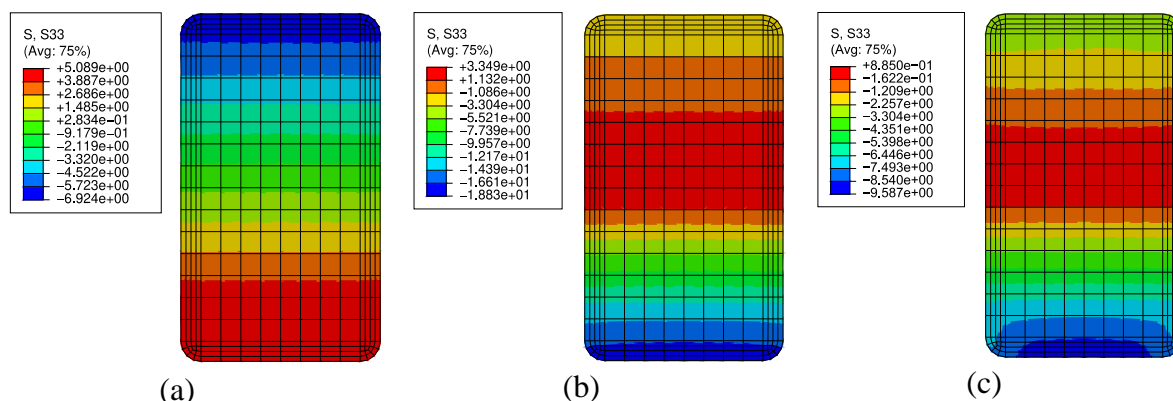


Figura 5-10-Tensões longitudinais no núcleo de concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias.

A Figuras 5-11 apresenta o dano à tração no núcleo de concreto no vão central do Ponto I da Figura 5-8. Como pode-se notar, a viga mista sem protensão já apresenta degradação devido às elevadas tensões de tração e, conseqüentemente, começa a perder rigidez. Contudo, nesse ponto, a perda de rigidez da viga mista ainda é pequena, não apresentando diferenças significativas, conclusão essa decorrente da semelhança com as curvas momento-deslocamento das vigas que ainda não sofreram degradação - Figura 5-8.

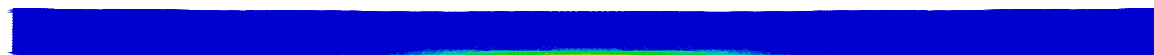
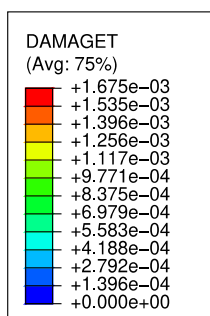


Figura 5-11- Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto I para a viga mista.

A Figura 5-12 apresenta as tensões longitudinais no tubo de aço no vão central no ponto II das curvas de momento-deslocamento vertical apresentadas na Figura 5-8. Como pode-se observar, a mesa inferior do tubo de aço da viga sem protensão apresenta tensões de 366 MPa, cerca de 98% da resistência ao escoamento do aço, e a mesa superior apresenta tensões de 268 MPa - Figura 5-12 (a). Na Figura 5-12 (b) são apresentadas as tensões no tubo de aço da viga com protensão, onde pode-se perceber que as tensões de tração na mesa inferior do tubo são um pouco maiores, da ordem de 377 MPa, tendo atingido assim a resistência ao escoamento. Já as tensões de compressão na mesa superior desse perfil atingem 298 MPa, cerca de 80% da resistência ao escoamento do aço. Finalmente, as tensões na viga com protensão e consideração dos efeitos reológicos do concreto - Figura 5-12 (c) - as tensões apresentam resultados intermediários as outras duas vigas mistas, com tensões de tração 373 MPa na mesa inferior e tensões de compressão de 285 MPa na mesa superior.

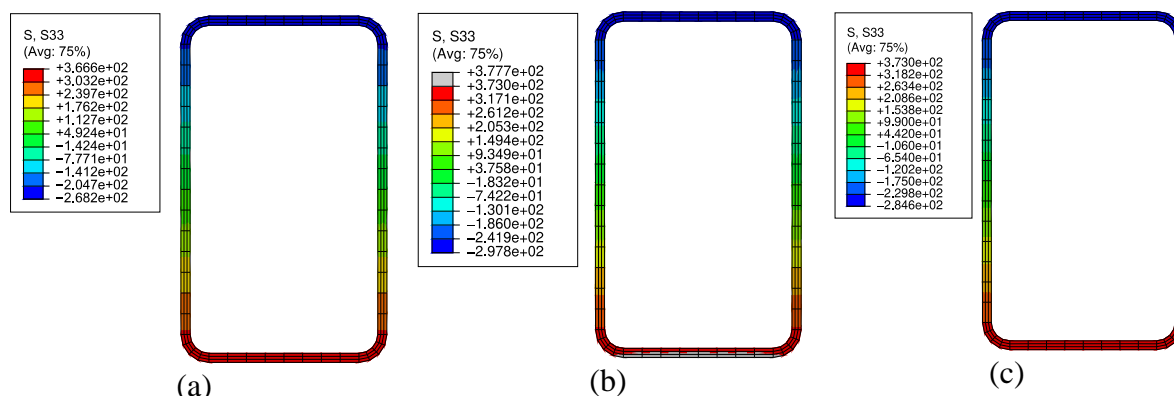


Figura 5-12-Tensões longitudinais no tubo de aço no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias.

Nas Figura 5-13 é possível perceber que grande parte da seção do concreto já apresenta altas tensões de tração para as vigas com e sem protensão. Contudo, analisando as Figuras 5-14, 5-15 e 5-16 percebe-se que o dano na seção mista sem protensão é maior que nas vigas com protensão, o que justifica sua menor rigidez quando comparada com as demais no Ponto II. Além disso, é possível perceber que na viga onde houve a consideração da fluência o dano é maior devido à perda de protensão gerada por esse fenômeno.

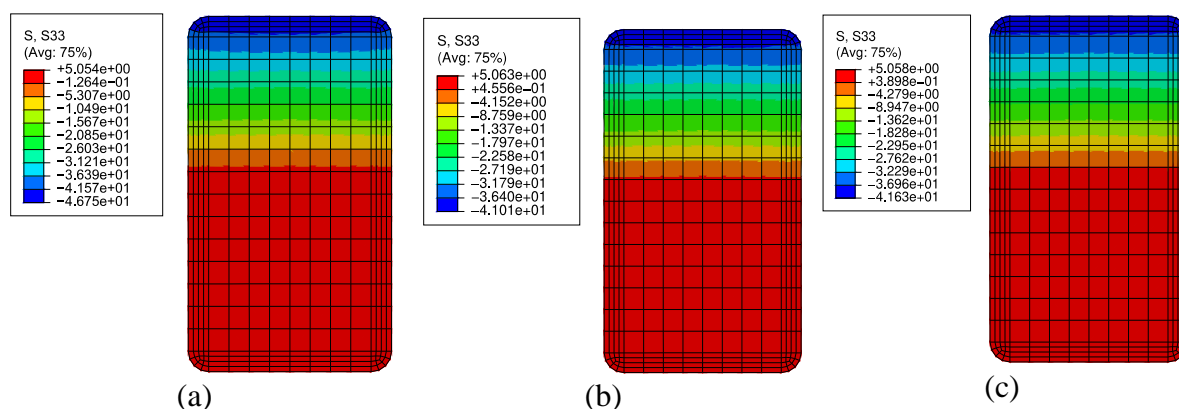


Figura 5-13-Tensões longitudinais no núcleo de concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II em MPa: (a) Viga Mista; (b) Viga Mista com Protensão e (c) Viga Mista com Protensão e Fluência e Retração por 500 dias.

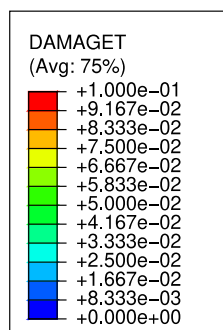


Figura 5-14-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista.

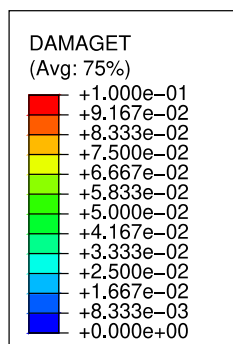


Figura 5-15-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista com protensão.

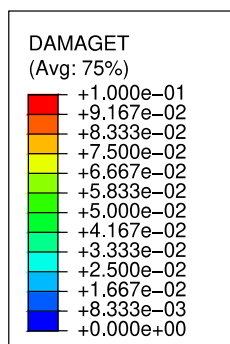


Figura 5-16-Dano à tração no concreto no vão central do modelo VP 250x150x6,4 no Ponto II para viga mista com protensão e consideração de 500 dias de fluência.

Na Figura 5-17 os resultados da curva momento-deslocamento vertical para a viga VP 320x200x10 obtidos numericamente e o momento resistente teórico para essa viga são apresentados. A diferença entre o momento resistente numérico e teórico foi de 5%. Além disso, como pode-se perceber, até aproximadamente 50 kN.m (10% do momento resistente), a rigidez das três vigas analisadas se mostraram bastante próximas. A partir desse instante, a viga mista sem protensão passa a perder inércia devido a deterioração do concreto pela abertura de fissura, portanto, a rigidez da viga mista como um todo passa a ser menor. Até 180 kN.m a rigidez das vigas com protensão continua sendo a mesma, contudo, a partir desse ponto, a viga que

considera os efeitos reológicos do concreto começa a perder rigidez devido à degradação do concreto pela abertura de fissuras por possuir menor pré-compressão. Entretanto, a capacidade resistente última das três vigas é a mesma pois toda a protensão é perdida antes da ruptura. Comparando a flecha dessa viga para um momento de 336 kN.m ( $0,7M_{res}$ ) encontram-se os valores de 58,45 mm, 45,83 mm (22% menor comparada a viga sem protensão) e 52,13 mm (11% menor comparada a viga sem protensão) para a viga mista sem protensão, como protensão e com protensão e consideração dos efeitos reológicos, respectivamente.

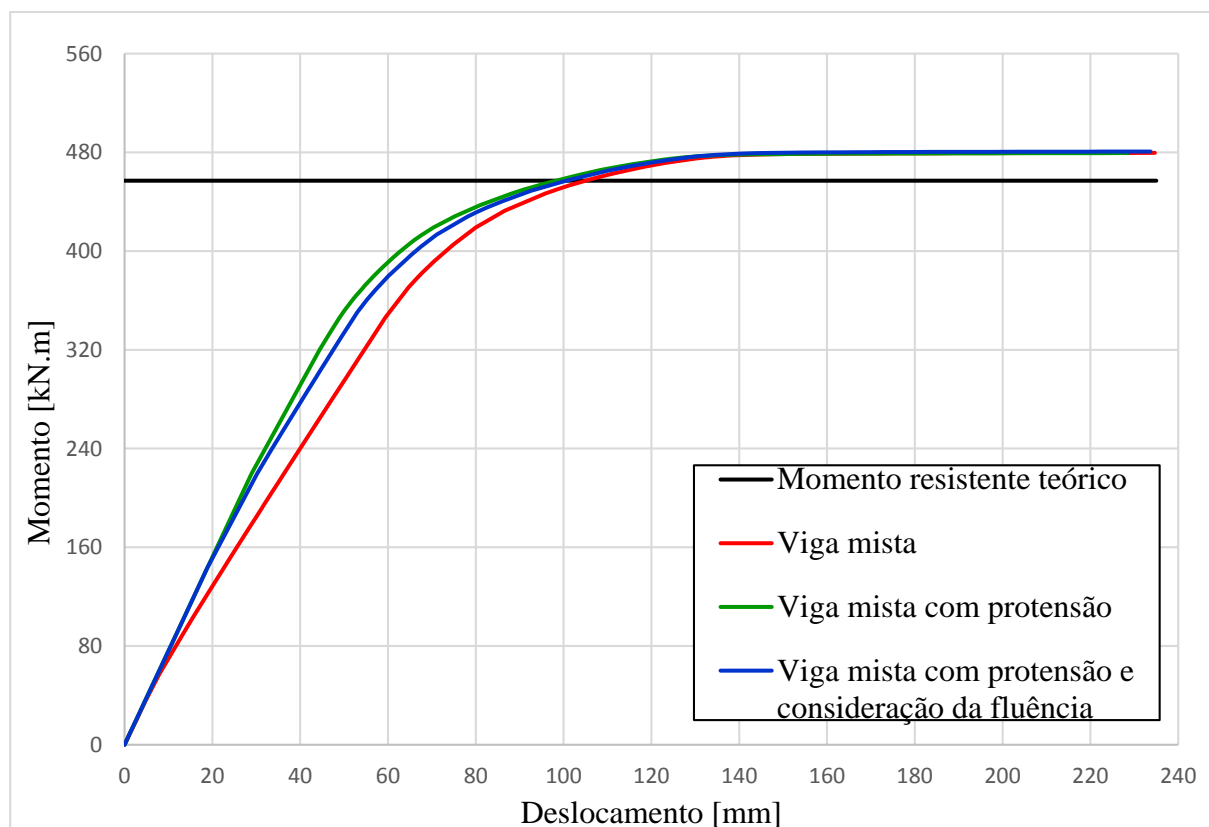


Figura 5-17- Curvas momento-deslocamento VP 320x200x10.

A Figura 5-18 apresenta os resultados de momento-deslocamento vertical no vão central para a viga VP 400x200x14,2. A diferença entre o momento resistente numérico e teórico foi de 3%. Para essa seção, até o momento de 100 kN.m (12% do momento resistente) as vigas apresentaram aproximadamente a mesma rigidez. A partir desse ponto a viga mista sem protensão perde rigidez devido a abertura de fissuras na região tracionada. As vigas com protensão apresentam a mesma rigidez até 200 kN.m (23% do momento resistente) onde a viga com a consideração dos efeitos reológicos atinge a máxima resistência à tração e começa a

perder rigidez devido a fissuração do concreto. Como nos modelos anteriores, todas as vigas apresentaram o mesmo momento resistente último. As flechas dessas vigas para um momento de 602 kN.m ( $0,7M_{res}$ ) são 74,76 mm, 63,76 mm (15% menor comparada a viga sem protensão) e 66,93 mm (10% menor comparada a viga sem protensão) respectivamente para as vigas sem protensão, com protensão e com protensão e consideração dos efeitos reológicos.

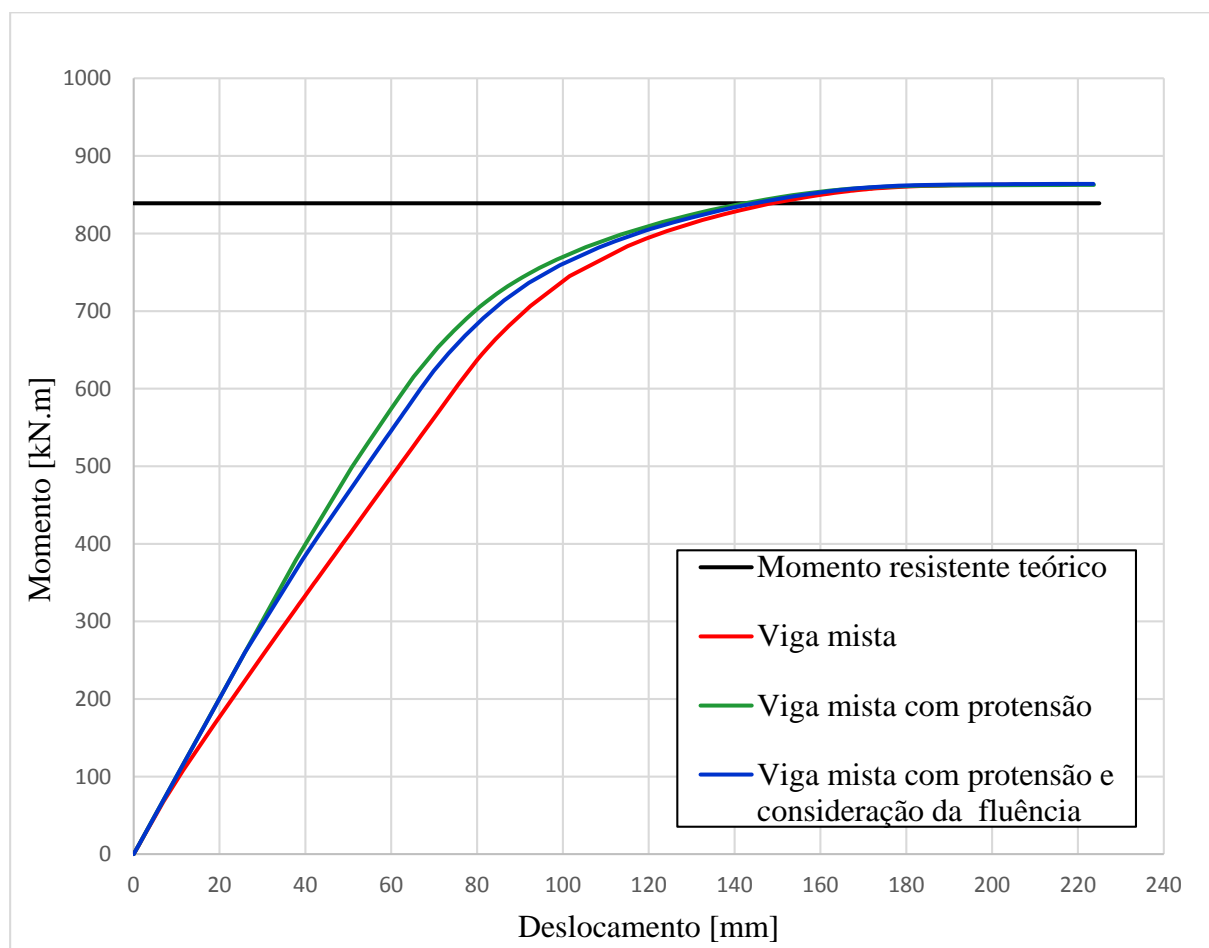


Figura 5-18- Curvas momento-deslocamento VP 400x200x14,2

#### 5.4 Avaliação das perdas de protensão ao longo do tempo

Na Figura 5-19 são apresentadas as perdas de protensão ao longo do tempo para as três seções analisadas. Pode-se perceber que nas fases iniciais da fluência as três vigas apresentam aproximadamente a mesma perda de protensão. Com o passar do tempo as vigas com maiores alturas apresentaram maior perda de protensão devido as maiores tensões de pré-compressão



geradas pelo processo de protensão nessas vigas. Além disso nota-se que com aproximadamente vinte dias cerca de 20% da protensão já foi perdida, cerca de 50% da perda de protensão total.

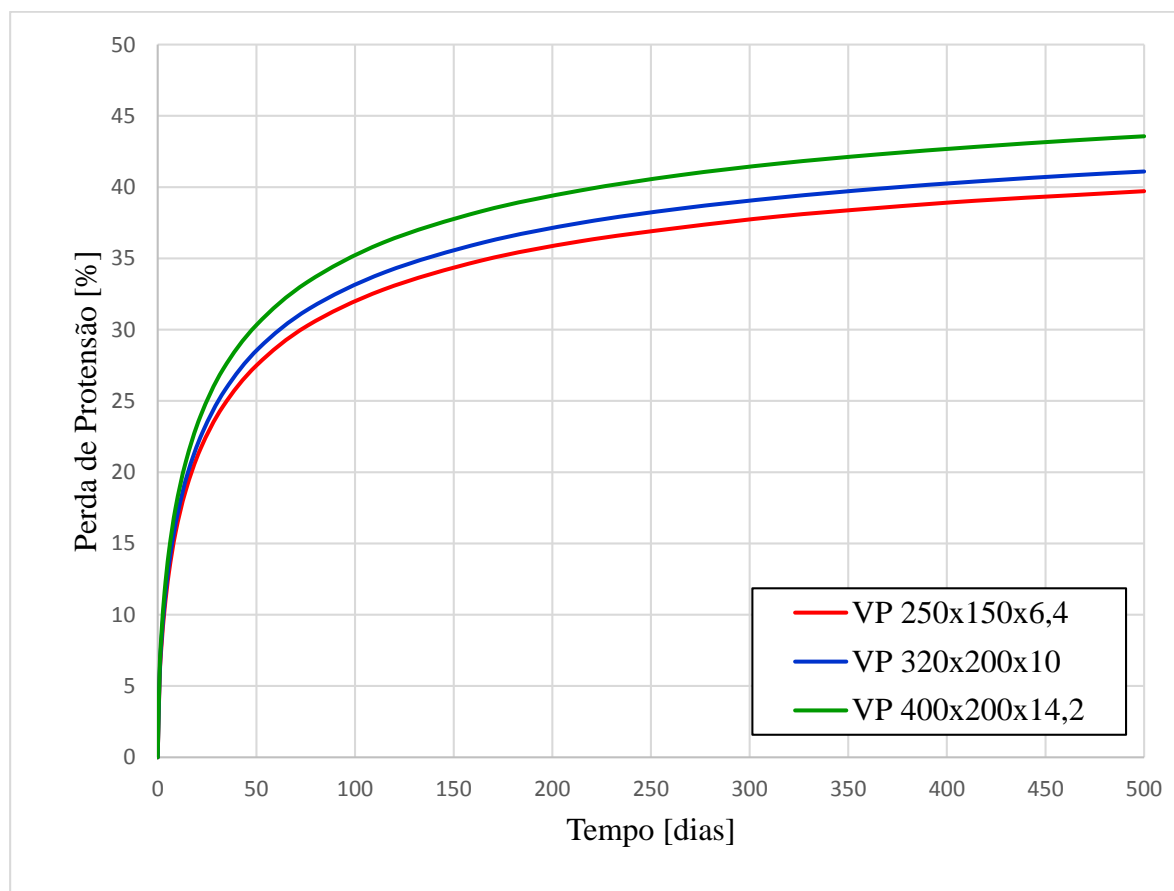


Figura 5-19-Perdas de protensão ao longo do tempo.

Na Figura 5-20 são apresentadas as tensões longitudinais geradas no núcleo de concreto no momento da retirada das forças de protensão e após 500 dias na seção VP 250x150x6,4. No momento da retirada das forças de protensão, as tensões de compressão no flange inferior de concreto atingiram 25,52 MPa, cerca de 45% da resistência à compressão do concreto naquele momento. Devido aos efeitos de fluência e retração a viga perde protensão atingindo após 500 dias 15,38 MPa.

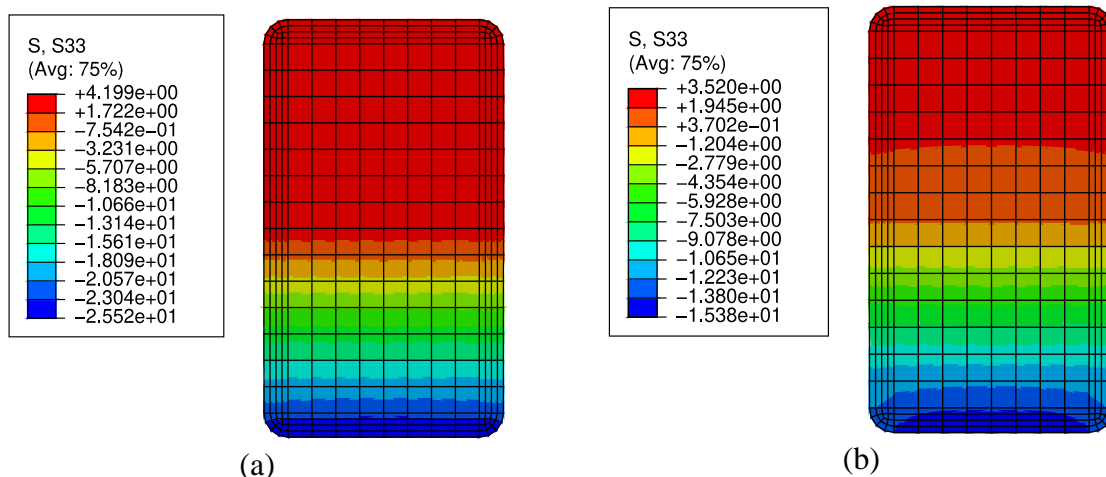


Figura 5-20- Seção VP 250x150x6,4: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa).

Na Figura 5-21 são apresentadas as tensões longitudinais da seção de concreto no momento da retirada das forças verticais de protensão e após 500 dias para a seção VP 320x200x10. As tensões de compressão na fibra mais comprimida do núcleo de concreto foram de 27,35 MPa, 48% da resistência à compressão do concreto no momento do descarregamento. Após 500 dias sobre o efeito de fluência essas tensões se reduziram para 16,10 MPa.

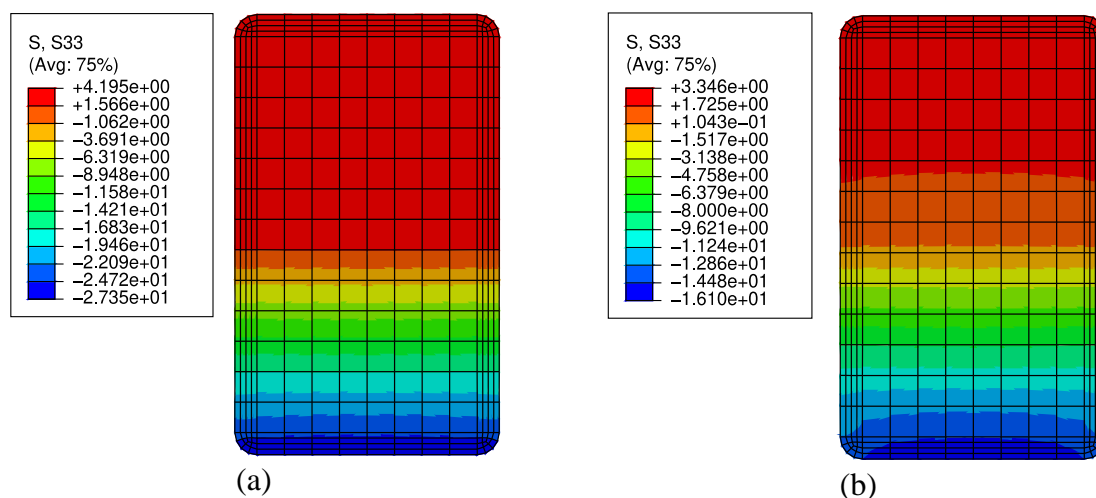


Figura 5-21- Seção VP 320x200x10: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa).

Na Figura 5-22 são apresentadas as tensões longitudinais no núcleo de concreto no momento da retirada das forças verticais de protensão e após 500 dias para a seção VP 400x200x14,2. As tensões de compressão no núcleo de concreto atingiram 28,11 MPa, cerca de 49% da resistência à compressão do concreto, no momento da retirada das forças de protensão. Devido ao efeito da fluência, à pré-compressão disponível no concreto após 500 dias foi reduzida para 15,89 MPa.

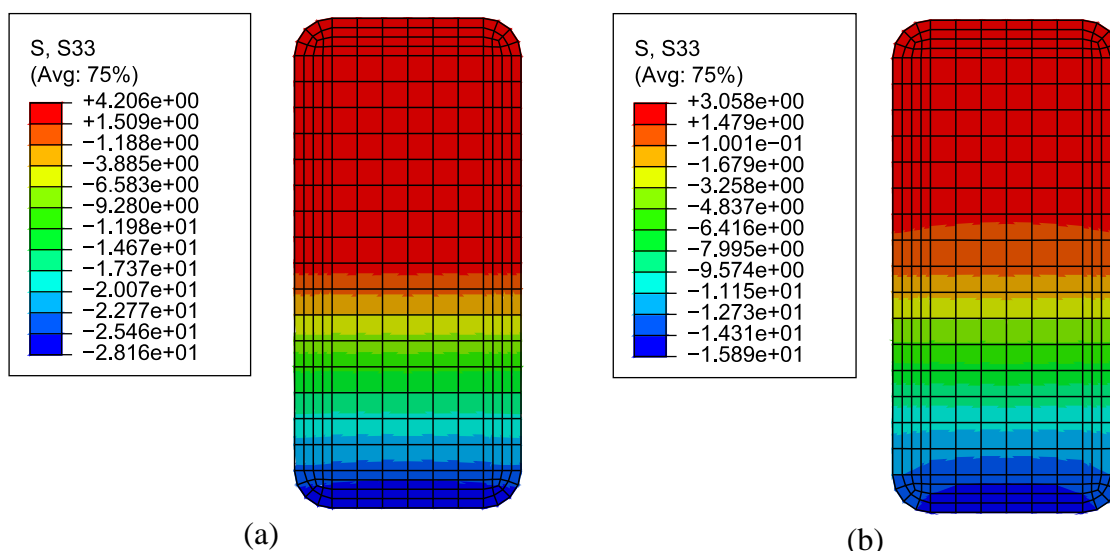


Figura 5-22-Seção VP 400x200x14,2: (a) protensão inicial (MPa) e (b) protensão após 500 dias da ação da fluência (MPa).

## 5.5 Análise da influência da consideração de carregamentos permanentes durante a fabricação de vigas com protensão externa passiva

Na Figura 5-23 são apresentados os deslocamentos verticais ao longo do vão da viga VP 250x150x6,4. São comparadas as flechas atingidas por uma viga mista sem protensão e duas vigas mistas com protensão e consideração dos efeitos de fluência e retração agindo sobre a viga por 500 e 38 dias, geradas pelo carregamento das vigas por um carregamento equivalente ao momento de serviço, aproximado aqui, por simplificação, à 70% do momento resistente dessa viga. Como pode-se perceber através do subitem anterior, a maior parte das perdas de protensão acontece nos primeiros dias. Dessa forma, o objetivo aqui é destacar a vantagem do carregamento precoce da estrutura, diminuindo assim o tempo que a fluência age sobre a mesma e reduzindo as perdas de protensão. A viga mista sem protensão apresentou deslocamento vertical no meio do vão de aproximadamente 45 mm ( $L/127$ ), na viga com protensão e submetida aos efeitos da fluência por 500 dias antes do carregamento a flecha no meio do vão é de 37 mm ( $L/154$ ), 18% menor que a flecha da viga sem protensão, e quando realizado o carregamento após 45 dias da concretagem (sobre efeito da fluência por 38 dias) a flecha apresentou valor de 36 mm ( $L/158$ ), 20% menor que a flecha da viga mista. Comparando as duas vigas com protensão pode-se perceber que o carregamento precoce reduz a flecha em 3%, o fato da diminuição não ser muito significativa pode ser justificada pelo fato que aos 45 dias cerca de 28% da protensão já foi perdida, o que equivale a 65% da perda de protensão total, como vimos na Figura 5-19 do item anterior.

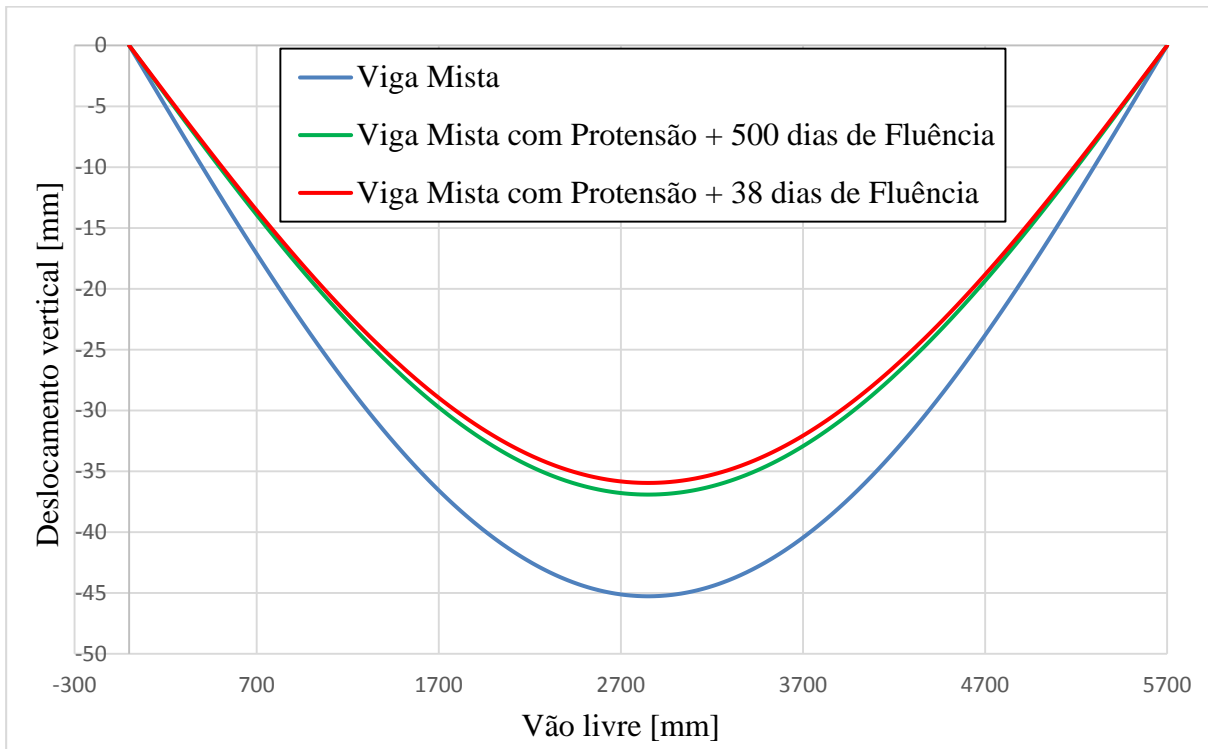


Figura 5-23- Curvas deslocamento vertical-vão livre.

# 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

## 6.1 Conclusões

Neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia numérica no programa comercial ABAQUS para avaliar o comportamento de vigas mistas compostas por perfis tubulares retangulares preenchidos com concreto com protensão externa passiva, durante a fabricação e em serviço. Além disso, foram considerados os efeitos de fluência e retração nessas vigas, fenômeno que tem como consequência a diminuição da protensão disponível no núcleo de concreto.

A validação do modelo numérico e da metodologia adotada para aplicação da protensão foi realizada através da comparação com as curvas momento-deslocamento vertical obtidas por FLOR (2018). Os resultados numéricos da viga mista sem protensão apresentaram boa concordância com os resultados obtidos por Flor. Além disso, os resultados apresentados pela viga mista com protensão se mostraram condizentes ao comportamento esperado, indicando um ganho de rigidez para solicitações de serviço e mantendo o momento último o mesmo para ambas as vigas. Porém, analisando as tensões de compressão geradas na fibra mais comprimida de concreto, os valores superaram aos limites sugeridos para o método, sendo necessária a utilização de um concreto com maior resistência.

Com a consideração do concreto de alta resistência, novos modelos foram desenvolvidos e as tensões geradas no aço e no concreto nas fases de aplicação das forças verticais de pré-flexão e retirada dessas forças foram apresentados. No que diz respeito aos resultados das tensões longitudinais no aço geradas pela aplicação das forças verticais, os resultados apresentaram-se dentro dos limites de resistência ao escoamento do aço, mantendo as tensões no aço dentro do regime elástico. Quanto as tensões no concreto, na fibra mais comprimida as tensões ficaram abaixo de 50% do valor da resistência à compressão do concreto no momento da retirada das forças verticais de protensão.

Da análise dos resultados das curvas momento-deslocamento vertical para as seções analisadas, o momento resistente numérico apresentou boa aproximação ao momento resistente teórico. Para pequenos deslocamentos a rigidez foi a mesma para as vigas mistas sem protensão, com protensão e com protensão e consideração dos efeitos de fluência por 500 dias. Com o aumento das solicitações, ocorreu a perda de inércia devido à degradação decorrente da fissuração do

concreto na região tracionada, portanto, a rigidez da viga como um todo passa a ser menor, sendo a perda de rigidez mais significativa para as vigas com menor protensão. Entretanto, a capacidade resistente última de todas as vigas é a mesma pois toda a protensão é perdida antes da ruptura.

Analisando as perdas de protensão ao longo do tempo para as três seções analisadas pode-se perceber que as vigas com maiores alturas apresentaram maior perda de protensão total após os 500 dias, devido as maiores tensões de compressão geradas pelo processo de protensão nessas vigas.

Finalmente foi analisado o impacto do carregamento precoce dessas vigas, quanto mais cedo essas vigas são colocadas em serviço após a protensão, menor é a perda de pré-compressão devido aos efeitos de fluência e retração. Analisando os valores de flechas apresentados pelas vigas carregada após 500 e 45 dias da concretagem, solicitadas por um momento de 70% do momento resistente último da viga, foi possível perceber que a diminuição da flecha não foi muito significativa pois após 45 dias da ação da fluência a perda de protensão já é 50% da perda de protensão total da viga.

Diante da análise dos resultados obtidos pode-se concluir que o modelo numérico foi capaz de prever adequadamente o comportamento dos perfis tubulares preenchidos com concreto submetidos à protensão.

## **6.2 Sugestões para trabalhos futuros**

Após a análise as sugestões para trabalhos futuros são:

- Realização de ensaios experimentais para a calibração da metodologia numérica proposta;
- Realização de uma análise paramétrica abrangente considerando a variação da geometria e dos materiais adotados;
- Análise de viabilidade econômica do método construtivo avaliado neste trabalho frente aos métodos construtivos adotados na atualidade;
- Avaliação da contribuição da armadura no núcleo de concreto.

# 7 REFERÊNCIAS

ABD, M. K., HABEEB, Z. D. *Effect of Specimen size and shape on compressive strength of self-compacting concrete*. Diyala Journal of Engineering Science, v. 07, n. 2, 2014.

ACI Committee 209- Creep and Shrinkage, Guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete, American Concrete Institution, Farmington Hills, MI, 2008.

AHMADULLAH, N., TETSUHIRO, S., TAI, M. *A study on Application of Elastic Theory for Computing Flexural Stresses in Preflex Beam*. International Journal of Structural and Construction Engineering, v. 11, n. 10, 2017.

ARAÚJO, J. M. de. *Estruturas de concreto: modelos de previsão da fluência e da retração do concreto*, n. 4, Rio Grande: Dunas, 2002.

Associação Brasileira de Normas Técnicas- Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e concreto de Edifícios-NBR 8800,2008.

BAE, D. e LEE, K. *Behavior of Preflex beam in Manufacturing Process*. Journal of Civil Engineering, v.8, n. 1, 2004.

BAES, L. e LIPSKI, A. *La Viga "PREFLEX"*. Últimas noticias sobre hormigón pretensado, n. 45, 1958.

BAES, L. e LIPSKI, A. "La viga PREFLEX: 1ª parte", Hormigón y Acero, n. 85, pgs 23-42, 1967.

CHEN, Z.; HUANG, Q.; YANG, M.; MA, W. *Shear stress distribution and deflection of preflex I-girder with corrugated steel web*. Applied Mechanics and Materials, v. 361, p. 1374-1379, 2013.

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 4: *Design of Concrete Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 4: *Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.*

EVANS, R. H. e WHITE, A. D. *Characteristics of Preflexed Prestressed-Concrete Beams*". In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 30, n. 4, p. 709-729, 1965.

FLOR, J. M. *Comportamento de Vigas Mistas constituídas de Perfil Tubular Retangular de Aço Preenchido com Concreto*. 2018. Tese de doutorado – Escola de Engenharia, Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

GHO, W. M.; LIU, D. *Flexural behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow sections*. Journal of Constructional Steel Research, v. 60, n. 11, p. 1681-1696, 2004.

HAN, L. H. *Flexural behavior of concrete-filled steel tubes*. Journal of Constructional Steel Research, v. 60, p. 313-337, 2004.

HAN, L. H.; YAO, G. H.; TAO, Z. *Performance of concrete-filled thin walled steel tubes under pure torsion*. Thin walled Structures, v.45, p. 24-36, 2007.

HAN, L. H.; HOU, C. C.; ZHAO, X. L.; RASMUSSEN, K. J. R. *Behavior of high-strength concrete filled steel tubes under transverse impact loading*. Journal of Constructional Steel Research, v. 92, p. 25-39, 2014.

KASERA, S.C. *Simulation of the effect of deck cracking due to creep and shrinkage in single span precast/prestressed concrete bridges*, 2014. Dissertação de mestrado- University of Cincinnati.

MANNINI, C. *Travi Preflex: Valutazione degli effetti di fluage e ritiro e problemi di ottimizzazione delle sezioni per impalcati ferroviari*. Tese de doutorado, Università degli Studi di Firenze, Itália, 2002.

MORANO, S. G. e MANNINI, C. *Preflex Beams: A Method of Calculation of Creep and Shrinkage Effects*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, v. 11, n. 1, p. 48-58, 2006. a



MORANO, S. G. e MANNINI, C. *Preflex Beams: Structural. optimization and analysis of economic advantages*. In: Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Portugal, 2006. b

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUDEVAC, D. *Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests*. Journal of Construction Steel Research, 2013.

SIMULIA CORP. Software ABAQUS 6.11, Dassault Systèmes, 2014.

SIMULIA, Dassault Systèmes Corp. (2014). Abaqus Documentation, v.6.14, Providence, RI, USA.

STAQUET, S.; RIGOT, G., DETANDT, H.; ESPION, B. *Inovative Composite Precast Precambered U-Shaped Concrete Deck for Belgium's High Speed Railway Trains*, PCI Joournal, v.49, n.6, p. 94-113, 2004.

STAQUET, S.; KALOGIANNAKIS, G.; DETANDT, H.; HEMELRIJCK, D. V.; ESPION, B. *Field testing of a 30-year-old composite Preflex railway bridge*. Bridge Engineering, v.160, n. 2, p. 89-98, 2007.

STEPHEN, E. *Simulation of the Long-Term Behavior of Precast/Prestressed Concrete Bridges*, 2006. Dissertação de mestrado- University of Cincinnati.

VADLAMANI, S. *Simularion of Effect of Deck Cracking on the Behavior of the Prestressing Force in a Single Span Prestressed Concrete Girder*, 2017. Dissertação de mestrado- University of Cincinnati.

VALDES, U.; PORTELA, G.; STANTON, T.; VARELA, W.; VELÁZQUES, G. *Método de análisis para vigas pre-flexionadas basado em estándares de Norte América*. Ver. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestrutura Civil, v. 10, n. 2, p. 95-105, 2010.

ZHANG, K.; LI, S.; LIU, K. *Experimental. Study on Static and Fatigue Behavior of Steel-Concrete Preflex Prestresses Composite Beam*. Advances in Steel Structures. Elsevier, 1999.

# APÊNDICE A

```
SUBROUTINE USDFLD(FIELD,STATEV,PNEWDT,DIRECT,T,CELENT,  
1 TIME,DTIME,CMNAME,ORNAME,NFIELD,NSTATV,NOEL,NPT,LAYER,  
2 KSPT,KSTEP,KINC,NDI,NSHR,COORD,JMAC,JMATYP,MATLAYO,  
3 LACCFLA)
```

```
INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
```

```
CHARACTER*80 CMNAME,ORNAME
```

```
CHARACTER*3 FLGRAY(15)
```

```
DIMENSION FIELD(NFIELD), STATEV(NSTATV), DIRECT(3,3), T(3,3),  
TIME(2)
```

```
DIMENSION ARRAY(700), JARRAY(700), JMAC(*), JMATYP(*), COORD(*)
```

```
CALL GETVRM('THE',ARRAY,JARRAY,FLGRAY,JRCD,JMAC,JMATYP,MATLAYO,  
LACCFLA)
```

```
THE = ARRAY(3)
```

```
STATEV(1)=THE
```

```
CALL GETVRM('EE',ARRAY,JARRAY,FLGRAY,JRCD,JMAC,JMATYP,MATLAYO,  
LACCFLA)
```

```
EE = ARRAY(3)
```

```
STATEV(3)=EE
```

```
RETURN
```

END

SUBROUTINE UEXPAN(EXPAN,DEXPANDT,TEMP,TIME,DTIME,PREDEF,DPRED,  
STATEV,CMNAME,NSTATV,NOEL)

INCLUDE 'ABA\_PARAM.INC'

CHARACTER\*80 CMNAME

DIMENSION EXPAN(\*),DEXPANDT(\*),TEMP(2),TIME(2),PREDEF(\*),  
DPRED(\*),STATEV(NSTATV),ARRAY(15)

THE=STATEV(1)

EE=STATEV(3)

IF ((CMNAME.EQ.'CONCRETO').AND.(TIME(2).GT.1)) THEN

T=TIME(2)-1

TL=T-DTIME

IF(TL.LT.0) THEN

TL=0

END IF

CREEPSTRAIN=1.800\*EE\*(T\*\*0.6/(10+T\*\*0.6)-TL\*\*0.6/(10+TL\*\*0.6))

SHRINKAGESTRAIN=-T/(35+T)\*0.00061+TL/(35+TL)\*0.00061

EXPAN(3)=CREEPSTRAIN+SHRINKAGESTRAIN

END IF

RETURN

END