

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ESTRUTURAS E*
CONSTRUÇÃO CIVIL

**MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL
DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PROTENDIDAS**

ELDER NOGUEIRA DA SILVA

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL
DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PROTENDIDAS

ELDER NOGUEIRA DA SILVA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Elder Nogueira da Silva, realizada em 15/06/2018:

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza
UFSCar

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva
UFMG

Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia
UFSCar

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Gerson Moacyr Sisniegas Alva e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

DEDICATÓRIA

***A Deus, aos meus pais e
a minha família.***

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que é meu socorro bem presente, por mais esta oportunidade e por ele ter me acompanhado durante todos os anos de minha vida.

Ao meu orientador *Alex Sander Clemente de Souza* pela impecável orientação fornecida durante todo o trabalho, pela confiança, dedicação e amizade. Pessoa no qual eu admiro muito e sempre levarei como espelho em meus futuros trabalhos.

Aos meus pais *Salvador Manoel da Silva* e *Ana Nogueira Pimentel da Silva*, que são meus maiores exemplos. Pessoas estas que me auxiliaram em todos os quesitos e estiveram ao meu lado independente de qualquer circunstância, não só durante o tempo em que cursei o meu mestrado, mas por toda a minha vida até aqui.

Aos meus irmãos *Ezequias Manoel da Silva*, *Eliézer Manoel da Silva* e *Enilson Nogueira da Silva* que sempre torceram por mim e me incentivaram em todas as minhas escolhas.

A todos os demais familiares que sempre torceram por mim e estiveram ao meu lado, que Deus vos abençoe grandemente.

Ao meu amigo *Raimundo Fagner*, pela amizade durante esses dois anos e por todas as vezes que me forneceu repouso em seu apartamento, fazendo uso de uma caridade inigualável.

A todos os meus amigos da cidade de Franca-SP, que sempre me incentivaram e estiveram ao meu lado.

Ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PPGECiv) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

A todos os professores que fizeram parte desta caminhada até aqui, pelo conhecimento fornecido durante as aulas.

De modo geral, sou grato a todos que contribuíram direta ou indiretamente. Aqui fica o meu muito obrigado!

RESUMO

SILVA, Elder Nogueira da. **Modelagem numérica do comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto protendidas**. 2018. 219f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O comportamento estrutural das vigas mistas de aço e concreto protendidas foi investigado por meio de uma análise numérica via método dos elementos finitos. O presente estudo é destinado a duas tipologias de vigas mistas, sendo: vigas mistas de tipologia convencional e vigas mistas parcialmente revestidas de concreto. Inicialmente foram apresentadas e discutidas as características, vantagens, desvantagens, aplicações e aspectos construtivos deste sistema estrutural que pode ser utilizado tanto na recuperação e reabilitação de estruturas existentes, quanto no projeto de novas estruturas de grande porte. Sequentemente, foram apresentadas expressões analíticas para dimensionamento desse tipo de estrutura. Uma metodologia para análise numérica, ou seja, uma estratégia de modelagem através do software *ABAQUS®* foi desenvolvida, para ambas as tipologias abordadas neste trabalho, sendo estas calibradas com base em resultados experimentais disponíveis na bibliografia. As vigas mistas de tipologia convencional foram modeladas de duas maneiras, sendo ora a vinculação entre aço e concreto estabelecida com o acoplamento perfeito de todos os nós comuns, através do comando TIE e ora através da modelagem de conectores de cisalhamento, onde foram utilizadas interações de contato. As vigas mistas parcialmente revestidas foram inicialmente modeladas e calibradas sem a aplicação da protensão, para posterior modelagem dos cabos, devido a escassez de estudos experimentais que englobam esta tipologia abordada. A metodologia numérica aborda aspectos relacionados a escolha de elementos finitos utilizados, geometria das malhas, relações constitutivas dos materiais, condições de acoplamento e vinculação entre os materiais e procedimentos de aplicação dos carregamentos. Por fim, elaborou-se um estudo paramétrico para as vigas mistas de tipologia convencional, que teve como objetivo analisar a influência da variação da excentricidade do cabo de protensão; da variação do nível de força de protensão aplicado no cabo e a influência do traçado do cabo. De modo geral, a estratégia de modelagem referente a viga mista convencional mostrou-se adequada para simular o seu comportamento estrutural, sobretudo para o caso em que a vinculação perfil-laje é estabelecida através dos conectores de cisalhamento. No que se refere as vigas mistas parcialmente revestidas foi possível perceber o efeito da aplicação da protensão no seu comportamento estrutural, devido ao acréscimo no momento último resistente, menores deslocamentos e menores deformações. Além disso, houveram boas correlações dos momentos último obtidos analiticamente e numericamente.

Palavras-chave: Estrutura mista de aço e concreto; viga mista protendida; modelagem numérica.

ABSTRACT

SILVA, Elder Nogueira da. **Modelagem numérica do comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto protendidas**. 2018. 219f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

The structural behavior of the prestressed steel concrete composite beams was investigated using the Finite Element Method. The present study reports two types of composite beams: steel beams and concrete slab with joint work ensured for shear connectors, in a traditional way and partially encased composite beams. Initially, were presented and discussed the characteristics, advantages, disadvantages, applications and constructive aspects of this structural system, that can be used in the recovery and rehabilitation of existing structures or in new large structures design. Subsequently, were presented analytical expressions for the size of this structures. A numerical analysis methodology, that is, a modeling strategy using software ABAQUS® was developed and calibrated based on available bibliography experimental results for both types of composite beams presents in this paper. The composite beams of the conventional typology were modeled in two ways: interaction steel-concrete established with the perfect coupling of all the common nodes through TIE constraint; and interaction steel-concrete established with modeling of shear connectors and using contact interaction between surfaces. The partially encased composite beam was initially modeled and calibrated without application of the prestressing force, for later modeling of the tendons, due the misses of experimental results of the prestressed partially encased composite beams. The numerical methodology presents aspects related to the choice of finite elements used, mesh geometry, constitutive relations of materials, interaction between materials and loading procedures. Finally, a parametric study was developed for the composite beams with conventional typology. The objective of this study was analyzing the influence of the variation of the tendon eccentricity; of the variation of the tendon force and the influence of the layout of the prestressing tendons. In general, the modeling strategy for conventional composite beam was adequate to simulate its structural behavior, especially for the case where the interaction steel-concrete was established by the shear connectors. In the case of partially encased composite beams, was possible to see the effects of the prestressing on its structural behavior, due to the increase in the ultimate moments carrying capacity; smaller displacements and smaller deformations. In additions, there were good correlations of the ultimate moment carrying capacity obtained analytically and numerically.

Key-words: Steel concrete composite structures; prestressed composite beam; numerical modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Diversificados tipos de associação aço-concreto em vigas mistas, sendo respectivamente: (a) viga mista convencional, (b) viga mista totalmente revestida, (c) viga mista parcialmente revestida e (d) viga mista com perfil “u” preenchida	21
Figura 1.2: Vigas mistas protendidas a serem estudadas	24
Figura 2.1: Seções transversais estudadas por De Nardin e El Debs	29
Figura 2.2: Vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010).....	30
Figura 2.3: Elementos utilizados na modelagem de Cavalcanti (2010)	31
Figura 2.4: Modelagem numérica realizada por He et al.	33
Figura 2.5: Viga mista revestida ensaiada por Kamal	34
Figura 2.6: Viga mista parcialmente revestida ensaiada por Jiang et al.....	36
Figura 2.7: Modelagem numérica desenvolvida	37
Figura 2.8: Introdução de um estado prévio de tensões em uma fila de livros	39
Figura 2.9: Exemplo de protensão aplicada a um barril de madeira	40
Figura 2.10: Carregamentos, traçado do cabo e seção transversal central	43
Figura 2.11: Ensaio experimental realizado por Safan e Kohoutková	44
Figura 2.12: Vista longitudinal e da seção transversal da viga mista protendida biapoiada ensaiada por Chen & Gu (2005).....	45
Figura 2.13: Detalhes das vigas mistas protendidas sujeitas a momento negativo ensaiadas por Chen (2005).....	46
Figura 2.14: Vista longitudinal e da seção transversal das vigas mistas protendidas ensaiadas por Chen, Wang e Jia (2009).....	47
Figura 2.15: Detalhes dos ensaios realizados por Nie et al.	47
Figura 2.16: Processo de fabricação e vigas com furos hexagonais e octogonais.....	48
Figura 2.17: Vigas ensaiadas por Afefy et al.....	49
Figura 2.18: Viga ensaiada por Shaowei (2014)	51
Figura 2.19: Vigas estudadas por Oh et al. (2015)	51
Figura 2.20: Viga mista estudada por Dabaon, Sakr e Kharoub (2005).....	53
Figura 2.21: Configurações de cabos analisados por Belletti & Gasperi	54
Figura 2.22: Viga modelada por Nie et al.	55
Figura 2.23: Gráfico força x deslocamento, com resultados através do MEF, experimentalmente e analiticamente	56
Figura 2.24: Vigas modeladas por Ibrahim, Mohaisen e Ahmed (2012)	57
Figura 2.25: Geometria do modelo numérico desenvolvido por Souza, Maia e De Nardin	58
Figura 2.26: Seção transversal da viga modelada por El Shaer.....	59
Figura 3.1: Partes constituintes de uma viga mista protendida de tipologia tradicional	62
Figura 3.2: Exemplos de seções transversais para vigas mistas protendidas	63
Figura 3.3: Vigas mistas protendidas parcialmente revestidas.....	63
Figura 3.4: Laje moldada in loco.....	64
Figura 3.5: Laje com forma metálica incorporada	65
Figura 3.6: Laje pré moldada sob viga de aço.....	65
Figura 3.7: Conectores de cisalhamento existentes, sendo: (A) tipo pino com cabeça; (B) conector tipo “u”; (C) conector X-HVB.....	66
Figura 3.8: Conectores de cisalhamento existentes, sendo: (A) perfil perfobond; (B) conector tipo CRbond.....	66
Figura 3.9: Diagrama de deformações em função do grau de interação dos conectores.....	67
Figura 3.10: Diagrama tensão x deformação para aços de armaduras ativas	68
Figura 3.11: (A) Cordoalha de sete fios; (B) Cabo de protensão com cinco cordoalhas	71

Figura 3.12: Ancoragem por meio de cunha	72
Figura 3.13: Ancoragem por meio de rosca e porca.....	72
Figura 3.14: Viga metálica com enrijecedores	73
Figura 3.15: Comportamento da viga sem desviador: O cabo não acompanha a deformação da viga	74
Figura 3.16: Tipos de desviadores: Pino e chapas enrijecedoras	74
Figura 3.17: Alterações no diagrama de tensões na seção de um elemento em função da mudança da excentricidade da força de protensão	76
Figura 3.18: Cabo de protensão locado parcialmente ao longo da viga.....	76
Figura 3.19: Traçado do cabo poligonal.....	77
Figura 3.20: Traçado do cabo curvilíneo.....	78
Figura 3.21: Possibilidades de ancoragem dos cabos de protensão devido a falta de espaço nas extremidades da viga	78
Figura 4.1: Diagrama esquemático de tensões elásticas atuantes em uma viga sujeita a pré-tração	81
Figura 4.2: Diagrama esquemático das tensões elásticas atuantes em vigas mistas protendidas pós-tracionadas	82
Figura 4.3: Trecho curvo em um cabo de protensão de comprimento “ds”	84
Figura 4.4: Força cortante devido a protensão	91
Figura 4.5: Tensões máximas atuantes em uma viga	93
Figura 4.6: Excentricidades limites permitidas	94
Figura 4.7: Fusos limites, ponto B0 e B1	97
Figura 4.8: Fuso limite de uma viga isostática	98
Figura 4.9: Aumento da força de protensão devido a aplicação do carregamento externo.....	99
Figura 4.10: Viga mista protendida com cabo de traçado poligonal.....	101
Figura 4.11: Viga mista protendida com cabo de traçado retilíneo ao longo de todo o comprimento da viga	101
Figura 4.12: Viga mista protendida com cabo de traçado retilíneo com comprimento inferior ao comprimento total da viga	102
Figura 4.13: Tipos de carregamentos considerados nas formulações de acréscimo de força no cabo de protensão	102
Figura 5.1: Diagrama esquemático de tensões em regime elástico e plástico	107
Figura 5.2: Distribuição de tensões na viga mista: real e efetiva	110
Figura 5.3: Demonstração da largura efetiva da laje de concreto	110
Figura 5.4: Distribuição plástica de tensões em vigas mistas protendidas.....	111
Figura 5.5: Distribuição plástica de tensões nas vigas mistas sem protensão (caso I).....	112
Figura 5.6: Distribuição de forças conforme localização da linha neutra plástica no perfil de aço	114
Figura 5.7: Distribuição plástica de tensões para o caso da linha neutra estar na laje	117
Figura 5.8: Distribuição plástica de tensões, caso II	119
Figura 5.9: Distribuição elástica de tensões em vigas de aço protendidas: caso I e caso II...	121
Figura 5.10: Tipologias de vigas mistas parcialmente revestidas	123
Figura 5.11: Distribuição plástica de tensões na viga mista parcialmente revestida.....	124
Figura 5.12: Distribuição plástica de tensões na viga mista parcialmente revestida.....	126
Figura 5.13: a) Seção mista protendida; b) Vista longitudinal do perfil protendido; c) Distorção lateral e tendência da viga se retornar a posição de equilíbrio; d) Detalhe da tendência da viga se retornar a posição de equilíbrio	128
Figura 5.14: Viga isostática protendida: deformação no ato da protensão.....	130
Figura 6.1: Detalhes e dimensões da viga VMP1, VMP2 e VMP3.	132
Figura 6.2: Grupo de elementos finitos	135

Figura 6.3: Elemento SÓLID C3D8R	136
Figura 6.4: Elemento SHELL (S4R)	137
Figura 6.5: Elemento TRUSS T3D2	137
Figura 6.6: Elemento BEAM (B31)	138
Figura 6.7: Conector de cisalhamento discretizado	139
Figura 6.8: Detalhe da discretização do cabo de protensão.....	139
Figura 6.9: Modelo constitutivo adotado para o concreto sujeito a compressão.....	141
Figura 6.10: Modelo constitutivo adotado para o concreto sujeito à tração.....	142
Figura 6.11: Curva tensão x deslocamento na fase pós pico (Tension Stiffening) utilizada para o concreto tracionado no modelo numérico	143
Figura 6.12: Modelo constitutivo adotado para o perfil de aço.....	144
Figura 6.13: Modelo constitutivo adotado para o aço dos conectores.....	145
Figura 6.14: Relação constitutiva utilizada para o aço da armadura passiva	146
Figura 6.15: Modelo constitutivo adotado para representar o aço de protensão	146
Figura 6.16: Vinculação entre armadura passiva e laje de concreto	147
Figura 6.17: Interface com aplicação da vinculação tipo TIE	148
Figura 6.18: Vinculação entre o perfil de aço e conectores de cisalhamento.....	149
Figura 6.19: Vinculação entre conectores de cisalhamento e laje de concreto	149
Figura 6.20: Vinculação entre cabo de protensão e os enrijecedores do perfil de aço	150
Figura 6.21: Vinculação no apoio da viga no modelo numérico.....	151
Figura 6.22: Vista lateral da viga mista com a carga externa atuante	152
Figura 6.23: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP1 – traçado retilíneo	155
Figura 6.24: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP2 – traçado poligonal	156
Figura 6.25: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP3 – traçado retilíneo	156
Figura 6.26: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP1 – traçado retilíneo.....	157
Figura 6.27: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP2 – traçado poligonal	158
Figura 6.28: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP3 – traçado retilíneo.....	158
Figura 6.29: Distribuição de tensões da viga VMP1_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.....	159
Figura 6.30: Distribuição de tensões da viga VMP2_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.....	159
Figura 6.31: Distribuição de tensões da viga VMP3_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.....	160
Figura 6.32: Demonstração da concentração de tensões nas placas de ancoragem no ato da protensão e configuração final.....	161
Figura 6.33: Vista lateral do perfil de aço e conectores deformados	161
Figura 6.34: Vista inferior da distribuição de tensões normais da laje de concreto	162
Figura 6.35: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMP1	162
Figura 6.36: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMP2.....	163

Figura 7.1: Geometria das vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010).....	165
Figura 7.2: Detalhes e dimensões da viga VMPRP.....	166
Figura 7.3: Componentes da viga mista parcialmente revestida modelados.....	168
Figura 7.4: Vista lateral da viga mista parcialmente revestida protendida e detalhe de discretização do cabo de protensão	169
Figura 7.5: Vinculação existente entre a armadura passiva e o concreto	170
Figura 7.6: Perfil de aço e conectores de cisalhamento.....	171
Figura 7.7: Revestimento de concreto e conectores de cisalhamento	172
Figura 7.8: Vinculação entre cabo de protensão e os enrijecedores do perfil de aço.....	173
Figura 7.9: Perspectiva da viga mista parcialmente revestida protendida modelada com ênfase no apoio	173
Figura 7.10: Vista lateral da viga mista parcialmente revestida protendida com demonstração do carregamento concentrado aplicado	175
Figura 7.11: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMPR_17, VMPR_30 e VMPR_FRIC	177
Figura 7.12: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMPR_FRIC (sem protensão) e VMPRP (com protensão).....	178
Figura 7.13: Comportamento força aplicada x deformação na mesa superior do perfil (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMPR (experimental) e VMPR_FRIC.....	179
Figura 7.14: Comportamento força aplicada x deformação na mesa superior do perfil (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMPR_FRIC e VMPRP	179
Figura 7.15: Distribuição de tensões da viga VMPRP no estágio inicial – Unidade das tensões em MPa.....	180
Figura 7.16: Distribuição de tensões da viga VMPRP no estágio final – Unidade das tensões em MPa.....	181
Figura 7.17: Demonstração da concentração de tensões nas placas de ancoragem no ato da protensão e configuração final.....	182
Figura 7.18: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMPRP	182
Figura 8.1: Seção transversal central com todas as excentricidades das vigas estudadas	184
Figura 8.2: Vista longitudinal das vigas modeladas	185
Figura 8.3: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 43 kN	187
Figura 8.4: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 86,75 kN	187
Figura 8.5: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 173,50 kN	188
Figura 8.6: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 382 mm no ato da protensão: VMP-382_43; VMP-382_86 e VMP-382_173	190
Figura 8.7: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 412 mm no ato da protensão: VMP-412_43; VMP-412_86 e VMP-412_173	191
Figura 8.8: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 472 mm no ato da protensão: VMP-472_43; VMP-472_86 e VMP-472_173	191
Figura 8.9: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 502 mm no ato da protensão: VMP-502_43; VMP-502_86 e VMP-502_173	191
Figura 8.10: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 382 mm	193

Figura 8.11: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 412 mm.....	193
Figura 8.12: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 472 mm.....	194
Figura 8.13: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 502 mm.....	194
Figura 8.14: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	196
Figura 8.15: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	197
Figura 8.16: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	197
Figura 8.17: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	197
Figura 8.18: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	197
Figura 8.19: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	198
Figura 8.20: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	198
Figura 8.21: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	198
Figura 8.22: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	198
Figura 8.23: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	199
Figura 8.24: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	199
Figura 8.25: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;.....	199
Figura 8.26: Modelo representativo das vigas VMP-412_173, VMP-412_86 e VMP-412_43	201
Figura 8.27: Modelo representativo das vigas VMP_173_POL, VMP_86_POL e VMP_43_POL.....	201
Figura 8.28: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_173_POL e VMP-412_173	201
Figura 8.29: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_86_POL e VMP-412_86	202
Figura 8.30: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_43_POL e VMP-412_43	202
Figura 8.31: Tensões normais na direção longitudinal atuantes próximas ao apoio no ato da protensão.....	204
Figura 8.32: Tensões normais na direção longitudinal atuantes no centro do vão no ato da protensão.....	205

Tabela 4.1: Valores de Ψ_{1000} em %	87
Tabela 6.1: Propriedades mecânicas dos materiais componentes das vigas mistas protendidas de tipologia convencional modeladas	134
Tabela 6.2: Parâmetros fornecidos ao software Abaqus® para uso do modelo CDP	141
Tabela 6.3: Pontos da curva descendente do concreto submetido à tração	143
Tabela 6.4: Equações representantes dos trechos do modelo constitutivo adotado para o aço do perfil	144
Tabela 6.5: Valores das deformações adotadas na relação constitutiva representativa do aço do perfil	145
Tabela 6.6: Nomenclatura dos modelos numéricos desenvolvidos	153
Tabela 6.7: Síntese dos resultados numéricos e experimentais	154
Tabela 7.1: Propriedades mecânicas das vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010)	166
Tabela 7.2: Nomenclatura dos modelos numéricos das vigas mistas parcialmente revestidas desenvolvidos	176
Tabela 7.3: Síntese dos resultados numéricos e experimentais das vigas mistas parcialmente revestidas com (VMPRP) e sem (VMPR) aplicação da protensão	176
Tabela 8.1: Detalhes dos modelos utilizados para estudo paramétrico	185
Tabela 8.2: Propriedades mecânicas dos materiais componentes das vigas mistas protendidas de tipologia convencional modeladas	186
Tabela 8.3: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas, no estudo do efeito da excentricidade	189
Tabela 8.4: Força última e momento resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas, no estudo do efeito da excentricidade	189
Tabela 8.5: Tensões normais atuantes na mesa inferior e fibra superior da laje de concreto na seção central da viga mista	192
Tabela 8.6: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas, no estudo do efeito da força de protensão	195
Tabela 8.7: Força última e momento resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas, no estudo do efeito da força de protensão	196
Tabela 8.8: Tensões de von Mises atuantes na região de ancoragem das vigas modeladas	200
Tabela 8.9: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas descritas	203
Tabela 8.10: Tensões normais atuantes na direção x da mesa inferior no ato da protensão	204

LISTA DE SÍMBOLOS

A : Área da seção transversal mista

a : Espessura da região comprimida da laje

A_a : Área da seção transversal do perfil de aço

A_c : Área da seção transversal do concreto

A_f : Área da seção transversal da mesa do perfil de aço

A_p : Área da seção transversal do cabo de protensão

A_{p_nec} : Área do cabo de protensão necessária

A_w : Área da seção transversal da alma do perfil de aço

b_{ef} : Largura efetiva da laje de concreto

b_f : Largura da mesa do perfil de aço

C_a : Força resultante de compressão no perfil de aço

C_{a_p} : Força resultante de compressão no perfil de aço para o caso de pré tração

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

C_{c_p} : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto para o caso de pré-tração

d_p : Distância do eixo do cabo de protensão ao topo da viga mista

d : altura total do perfil de aço

E : Módulo de elasticidade da viga de aço ou mista

E_a : Módulo de elasticidade do perfil de aço

E_p : Módulo de elasticidade do cabo de protensão

e_0 : Excentricidade limite na primeira etapa de carregamento

e_p : Excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade da seção mista

e_{p_a} : Excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade do perfil de aço

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto

f_{pd} : Resistência de cálculo do aço de protensão

f_y : Resistência característica ao escoamento do perfil de aço

f_{yd} : Resistência de cálculo ao escoamento do perfil de aço

Fs' : Força de protensão aplicada na extremidade do cabo

FPC : Força aplicada em cada cabo de protensão

Fs : Força de protensão atuante na seção "S"

h_f : Altura da forma de aço incorporada

h_w : Altura da alma do perfil de aço

L_{cabo} : Comprimento do cabo

L_{viga} : Comprimento da viga

I_a : Momento de inércia da viga de aço

I_{tr} : Momento de inércia da viga mista

I : Momento de inércia da seção bruta em relação ao centro de gravidade

k : Espaçamento entre as cargas concentradas

l : Comprimento da pista de protensão

M : Momento atuante devido a aplicação da carga

M_R : Momento resistente da seção mista protendida

M_{Rd} : Momento fletor resistente de cálculo da seção transversal;

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo na região de momento negativo

$M_{dist,Rd}$: Momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal

M_g : Momento fletor máximo referente ao peso próprio da viga

N_{cabos} : Número de cabos utilizados

P_0 : Força de protensão inicial

P : Força de protensão

P : Força de protensão atuante na seção

P : Força de protensão

Q_{Rd} : Somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo

q : Carregamento distribuído

R_b : Força resultante na mesa inferior do perfil de aço

R_c : Força resultante do concreto em toda a altura h_w

R_p : Força resultante do cabo de protensão, considerando o acréscimo de tensão e a redução das perdas

R_t : Força resultante na mesa superior do perfil de aço

R_w : Força resultante na alma do perfil de aço, em toda a altura h_w

R_{w1} : Alma do perfil de aço submetida à tração

R_{w2} : Alma do perfil de aço submetida à compressão

R_y : Força resultante na armadura passiva inserida no concreto;

S : Momento estático da seção em relação ao centro de gravidade da seção bruta

T : Carga concentrada aplicada na viga

t : Espessura da seção no ponto de estudo

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço

t_c : Espessura total da laje de concreto

t_w : Espessura da alma do perfil de aço

T_a : Força resultante de tração no perfil de aço
 T_{a_p} : Força resultante de tração no perfil de aço
 T_p : Força resultante de tração no cabo de protensão;
 T_{pi} : Força de tração inicial aplicada no cabo de protensão;
 T_{p_p} : Força resultante de tração no cabo de protensão para o caso de pré-tração;
 V : Força cortante total na seção devido aos carregamentos externos atuantes
 V_0 : Força cortante devido a atuação do peso próprio da estrutura e sobrecarga da fase de construção
 V_1 : Força cortante devido a atuação dos carregamentos de utilização
 V_{hrd} : Fluxo de cisalhamento na interface aço – concreto
 V_{R0} : Força cortante resultante no ato de protensão da viga
 V_{R1} : Força cortante resultante após a atuação dos carregamentos de utilização na viga
 W_a : Módulo de resistência elástico da viga
 W_c : Módulo de resistência elástico do concreto
 Y_1 : Distância do centro de gravidade da viga de aço até a fibra superior
 Y_2 : Distância do centro de gravidade da viga de aço até a fibra inferior
 Y_{Ca} : Distância entre a força resultante de compressão no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista
 Y_{LN} : Posição da linha neutra medida a partir da mesa superior do perfil
 Y_{LNE} : Linha neutra elástica
 Y_{RB} : distância da força resultante da mesa inferior à linha neutra plástica
 Y_{RC} : Distância da força resultante do concreto a compressão à linha neutra plástica
 Y_{RT} : distância da força resultante da mesa superior à linha neutra plástica
 Y_{RW1} : Distância da força resultante da alma submetida a tração à linha neutra plástica
 Y_{RW2} : Distância da força resultante da alma submetida a compressão à linha neutra plástica
 Y_{RY} : Distância da força resultante da armadura passiva à linha neutra plástica;
 y_{Ca_p} : Distância entre a força resultante de compressão no perfil de aço e a linha neutra elástica da seção
 y_{Cc} : Distância entre a força resultante de compressão no concreto e a linha neutra plástica da seção mista
 y_{Ta} : Distância entre a força resultante de tração no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista
 y_{Ta_p} : Distância entre a força resultante de tração no perfil de aço e a linha neutra elástica do perfil de aço
 y_{Tp} : Distância entre a força de protensão e a linha neutra plástica da seção mista
 y_{Tp_p} : Distância entre a força de protensão e a linha neutra elástica do perfil de aço

γ_p : Coeficiente de segurança aplicado a força de protensão
 σ_i^0 : Tensão de compressão na fibra inferior no ato da protensão
 ΔP_g : Incremento da força de protensão devido ao peso próprio
 ΔP_q : incremento da força de protensão devido a carga de utilização
 $\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: Perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado
 δ_{11} : Alongamento devido a força de protensão unitária
 δ_{1P} : Alongamento devido à aplicação da carga
 δ_T : Flecha total ocorrente no elemento
 δ_g : Flecha causada pelo peso próprio do elemento
 δ_p : Flecha de sentido oposto (contra flecha) causada pela atuação da força de protensão no elemento
 δ_q : Flecha causada pelas cargas de utilização atuantes
 σ'_i : Tensão de tração na fibra inferior devido a atuação do carregamento de serviço
 σ_{id} : Tensão pela aplicação simultânea das forças cortantes
 σ_p : tensão máxima de tração do aço de protensão
 σ'_s : Tensão de compressão na fibra superior devido a atuação do carregamento de serviço
 χ_{dist} : Fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão fornecida em norma, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist}
 Δl : Acomodação do cone após a ancoragem
 Δl : Encurtamento do trecho do cabo, devido a acomodação da ancoragem
 $\Delta\alpha$: Desvio angular entre as tangentes do cabo
 $\Delta\sigma$: Perda de protensão devido à acomodação de ancoragem
 α : ângulo de inclinação do cabo de protensão
 β : Coeficiente de majoração da força de protensão para compensar as perdas
 βx : Desvio parasitário do cabo expresso em radianos por metro linear (x tomado na projeção horizontal)
 μ : Coeficiente de atrito cabo-bainha
 σ_{anc} : Perda de tensão no cabo devido a acomodação da ancoragem
 σ_{res} : Tensão resultante devido ao momento fletor
 σ_{pi} : Tensão da armadura de protensão no instante do seu estiramento
 τ : Tensão de cisalhamento resultante
 ε^{pl} : Deformação plástica;
 ε : Deformação total;
 σ_v : Tensão atuante em determinado ponto;

1. INTRODUÇÃO.....	20
1.1 Objetivos.....	22
1.1.1 Geral	22
1.1.2 Específicos.....	22
1.2 Justificativa	23
1.3 Metodologia.....	24
1.4 Organização do trabalho	26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 Vigas mistas de aço e concreto.....	27
2.1.1 Breve histórico.....	27
2.1.2 Pesquisas desenvolvidas	28
2.2 Vigas mistas de aço e concreto protendidas	39
2.2.1 Conceito básico da protensão	39
2.2.2 Breve histórico da técnica de protensão	40
2.2.3 Pesquisas desenvolvidas	42
2.3 Síntese	61
3. PARTES CONSTITUINTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL MISTA PROTENDIDA	62
3.1 Perfil de aço.....	62
3.2 Laje de concreto.....	64
3.3 Conectores de cisalhamento.....	65
3.4 Cabos de protensão.....	67
3.4.1 Formação dos cabos	70
3.4.2 Ancoragens	71
3.4.3 Desviadores	73
3.4.4 Traçados do cabo de protensão.....	74
3.5 Síntese	79
4. CRITÉRIOS DE PROJETO DAS SEÇÕES MISTAS PROTENDIDAS	80
4.1 Metodologia executiva.....	80
4.1.1 Pré-tração.....	80
4.1.2 Pós-tração	81
4.1.3 Escoramento na fase de construção	82
4.2 Perdas de protensão	83
4.2.1 Perdas por atrito.....	83
4.2.2 Perdas por deformação da ancoragem	85
4.2.3 Perdas por relaxação da armadura de protensão.....	86
4.3 Força de protensão inicial e determinação do número de cabos.....	88
4.4 Força cortante devido a força de protensão.....	91
4.5 Traçado do cabo	93
4.5.1 Fuso limite	97

4.6	Incremento da força de protensão	98
4.7	SÍNTESE	104
5.	<i>DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS PROTENDIDAS</i>	106
5.1	Classificação da seção transversal.....	107
5.2	Grau de interação na interface aço – concreto	108
5.3	Largura efetiva da laje de concreto	109
5.4	Cálculo do momento fletor resistente para viga mista de tipologia convencional	111
5.4.1	Caso I: Linha neutra no perfil de aço	111
5.4.2	Caso ii: Linha neutra na laje de concreto	117
5.5	Cálculo do momento fletor resistente do perfil de aço (pré-tração)	121
5.6	Cálculo do momento fletor resistente para viga mista parcialmente revestida	123
5.6.1	Viga mista parcialmente revestida sem protensão.....	124
5.6.2	Viga mista parcialmente revestida com aplicação da protensão	126
5.7	Verificação a flexocompressão	127
5.8	Flambagem lateral por distorção	128
5.9	Estado limite de serviço	129
5.9.1	Deformação excessiva	129
5.10	SÍNTESE	131
6.	<i>MODELAGEM NUMÉRICA – VIGAS DE TIPOLOGIA CONVENCIONAL</i>	132
6.1	Modelos experimentais	132
6.2	Metodologia para análise numérica das vigas mistas de tipologia convencional	135
6.2.1	Geometria da malha em elementos finitos	135
6.2.2	Discretização	136
6.2.3	Definição das relações constitutivas dos materiais	140
6.2.4	Condições de acoplamento e vinculações	146
6.2.5	Procedimento para aplicação dos carregamentos	151
6.3	Análise dos resultados	153
6.3.1	Capacidade resistente	153
6.3.2	Deslocamento e configuração deformada.....	155
6.3.3	Distribuição de tensões e deformações.....	157
6.3.4	Acréscimo de forças no cabo de protensão	162
6.4	Síntese	163
7.	<i>MODELAGEM NUMÉRICA–VIGAS MISTAS PARCIALMENTE REVESTIDAS</i>	165
7.1	Modelos experimentais	165
7.2	Metodologia para análise numérica das vigas mistas parcialmente revestidas	167
7.2.1	Geometria da malha em elementos finitos	167
7.2.2	Discretização	168
7.2.3	Definição das relações constitutivas dos materiais	169

7.2.4	Condições de acoplamento e vinculações	169
7.2.5	Procedimento para aplicação dos carregamentos	174
7.3	Análise dos resultados	175
7.3.1	Capacidade resistente	176
7.3.2	Deslocamento e configuração deformada.....	177
7.3.3	Distribuição de tensões e deformações.....	178
7.3.4	Acréscimo de forças no cabo.....	182
7.4	Síntese	183
8.	<i>ESTUDO PARAMÉTRICO</i>	184
8.1	Efeito da excentricidade do cabo.....	186
8.2	Efeito da força de protensão	192
8.3	Efeito do traçado do cabo de protensão	200
8.4	Síntese	206
9.	<i>CONCLUSÃO</i>.....	207
9.1	Sugestões para a continuidade e desenvolvimento de estudos futuros	211
10.	<i>REFERÊNCIAS</i>	212

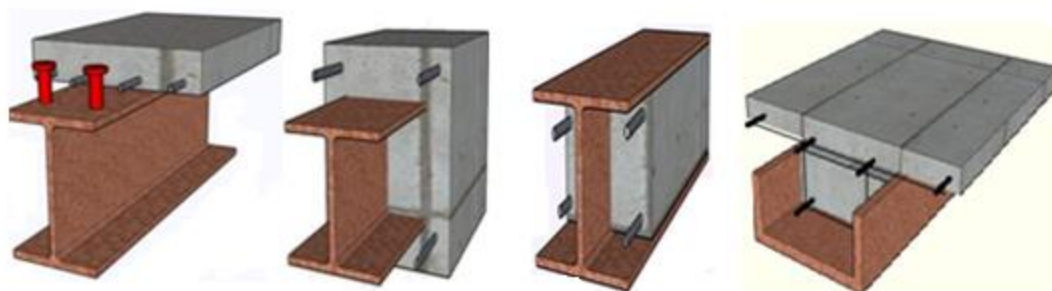
1. INTRODUÇÃO

A demanda por construções com maior rapidez na execução, menor volume de entulhos em obra, maior controle de qualidade garantido, além da necessidade de melhoria da infraestrutura do país, deve aumentar cada vez mais a utilização de construções metálicas. De acordo com Nelsen e Souza (2012), como forma de suprir esta demanda, além da capacidade para a produção do aço, foi necessário o desenvolvimento de novas tecnologias construtivas com maior grau de eficiência e processos de projeto que potencializam as vantagens que a utilização do aço pode oferecer, sobretudo para obras que englobam viadutos, pontes, terminais rodoviários, plataformas marítimas e infraestruturas aeroportuárias, estas consideradas obras de grande porte. É importante ainda, que essas novas tecnologias abrangem desde edifícios residenciais, industriais e até comerciais.

Dentre as novas tecnologias com maior grau de eficiência envolvendo o aço, foi idealizado o sistema construtivo composto por um misto de aço e concreto. A utilização do elemento misto pode proporcionar vantagens, tais como: melhor aproveitamento das boas características de cada material; maior controle de qualidade do elemento estrutural, pelo fato do aço ser um material totalmente industrializado; o aço é um material 100% reciclável; os prazos na execução de obras são reduzidos; há um incremento da capacidade resistente e rigidez em relação à seção de aço; aumento da resistência às instabilidades locais da seção de aço; melhoria nas condições de proteção contra o fogo e corrosão, no caso de vigas revestidas, entre outros.

De acordo com De Nardin, Souza e El Debs (2008) os elementos estruturais mistos de aço e concreto são constituídos por perfis laminados, dobrados ou soldados, que trabalham em conjunto com o concreto simples ou armado. Um perfil de aço pode ser total ou parcialmente revestido com concreto (Figura 1.1) ou ainda, a viga mista pode resultar de perfis formados a frio atuando como forma para o concreto e como armadura de flexão (Figura 1.1(c)). Este trabalho abrangerá somente duas destas tipologias existentes, sendo: tipologia tradicional (Figura 1.1(a)) e tipologia de viga mista parcialmente revestida de concreto (Figura 1.1(c)), sendo esta última grandemente utilizada em casos de piso misto de pequena altura, na qual a laje é embutida parcialmente na viga, proporcionando uma maior altura em pavimentos.

Figura 1.1: Diversificados tipos de associação aço-concreto em vigas mistas, sendo respectivamente: (a) viga mista convencional, (b) viga mista totalmente revestida, (c) viga mista parcialmente revestida e (d) viga mista com perfil “u” preenchida



Fonte: De Nardin, Souza e El Debs (2008)

A interação entre aço e concreto pode ser concebida por adesão, por atrito ou de forma mecânica, sendo esta última utilizada com maior frequência e conseguida a partir da utilização de conectores de cisalhamento, mossas ou saliências, sendo que cada um destes dispositivos tem a função de absorver as tensões de cisalhamento na interface entre os dois materiais e restringir os escorregamentos relativos. Estes podem promover uma ligação aço-concreto para resistir à totalidade do fluxo de cisalhamento na interface (interação total), que é o caso do presente trabalho ou no mínimo 40% do fluxo, denominado interação parcial (ABNT NBR 8800:2008).

Com relação às citadas obras de grande porte, como pontes, viadutos, plataformas marítimas, portos e aeroportos, tanto para novos projetos como para a recuperação, reabilitação e readequação das já existentes, pode ser interessante o uso de estruturas mistas de aço e concreto com aplicação da prática de protensão, potencializando as boas características de cada material contidas na seção transversal, além da garantia de várias vantagens que esta técnica construtiva pode oferecer.

A técnica de protensão, além de proporcionar a possibilidade de vencer maiores vãos nas obras de infraestrutura viária e aeroportuária atendendo a exigências ou necessidades arquitetônicas, proporciona também, possível redução das dimensões transversais dos perfis metálicos e, como consequência, é obtida uma economia de materiais. No entanto, vale lembrar também que a protensão atua comprimindo a viga metálica, que somado ao momento fletor, pode causar a instabilidade da estrutura, principalmente nos casos em que a alma da viga não é revestida ou envolvida por concreto, sendo assim importante um pontual estudo que verifique a flambagem local das chapas que formam o perfil e a flambagem global por distorção.

Em uma seção mista protendida, independente da tipologia adotada, os cabos de protensão podem estar envolvidos ou não por concreto. O caso em que os cabos não estão envolvidos pelo concreto é conhecido como protensão externa. Nelsen e Souza (2012) afirmam que este tipo de protensão possui inúmeras vantagens, que são: a facilidade de inspeção e manutenção durante e após a protensão, facilidade na substituição do cabo quando necessário, além do traçado mais simples dos cabos e os detalhes construtivos simplificados. Entretanto, segundo os mesmos autores, existem algumas desvantagens que são relacionadas à exposição dos cabos, que englobam: influências ambientais e possíveis vibrações, porém, estes podem ser solucionados respectivamente com a proteção e a redução do comprimento livre do cabo.

Considerando as vantagens da construção com sistemas estruturais mistos de aço e concreto protendidos, surgiu a necessidade de desenvolvimento de trabalhos de pesquisa que abordem esses temas, voltados a realidade da construção civil brasileira. Além disso, com o desenvolvimento e evolução dos micro-computadores, achou-se relevante um estudo de caráter numérico para a análise das estruturas mistas protendidas, que além de ser de grande subsídio para pesquisadores futuros, poderá permitir um maior entendimento do comportamento estrutural da estrutura em estudo.

Logo, este trabalho pretende contribuir para o estado da arte do conhecimento sobre a utilização de protensão em vigas mistas, sejam estas com tipologias tradicionais ou parcialmente revestidas, bem como a disseminação do uso deste sistema estrutural e introdução nos códigos nacionais de projeto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

A presente pesquisa tem como objetivo geral desenvolver uma metodologia de simulação numérica, através do método dos elementos finitos, que represente de forma satisfatória o comportamento das vigas mistas protendidas, permitindo averiguar a influência das principais variáveis no comportamento estrutural destes elementos.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Identificar as variáveis principais que influenciam no comportamento estrutural das vigas mistas protendidas com relação aos estados limites últimos e estados limites de serviço.

- Apresentar expressões analíticas de dimensionamento para vigas mistas compostas por perfil tipo I protendidas de tipologia convencional e parcialmente revestidas.
- Desenvolver um modelo numérico com base no método dos elementos finitos que represente o comportamento das vigas mistas protendidas.
- Confrontar os principais resultados obtidos através da análise numérica e expressões analíticas, visando a avaliação destas últimas.
- Realizar um estudo paramétrico com o modelo numérico desenvolvido referente as vigas mistas de tipologia convencional, afim de avaliar o seu comportamento em função das seguintes variáveis: excentricidade do cabo de protensão; nível de força aplicada no cabo e traçado do cabo de protensão.

1.2 JUSTIFICATIVA

Diversos benefícios estão acoplados ao uso das vigas mistas de aço e concreto, tanto convencionais quanto protendidas, seja em obras de pequeno ou de grande porte. As vantagens desse sistema construtivo juntamente com a carência de pesquisas que abordem esse tema específico, principalmente de autores brasileiros, motivam a apresentação de uma contribuição técnica com o intuito de amplificar o conhecimento relacionado a aplicação de protensão em estruturas mistas.

As vantagens da utilização dos elementos mistos de aço e concreto protendidos, incluindo o seu grande potencial quando aplicado à grandes obras de infraestrutura, justificam o desenvolvimento de pesquisas, afim de sistematizar o conhecimento sobre esta técnica construtiva. Ademais, é estabelecida mais uma opção interessante para novos projetos estruturais ou reabilitação de estruturas já existentes, proporcionando eficiência estrutural e construtiva, que engloba redução de custos e prazos de execução.

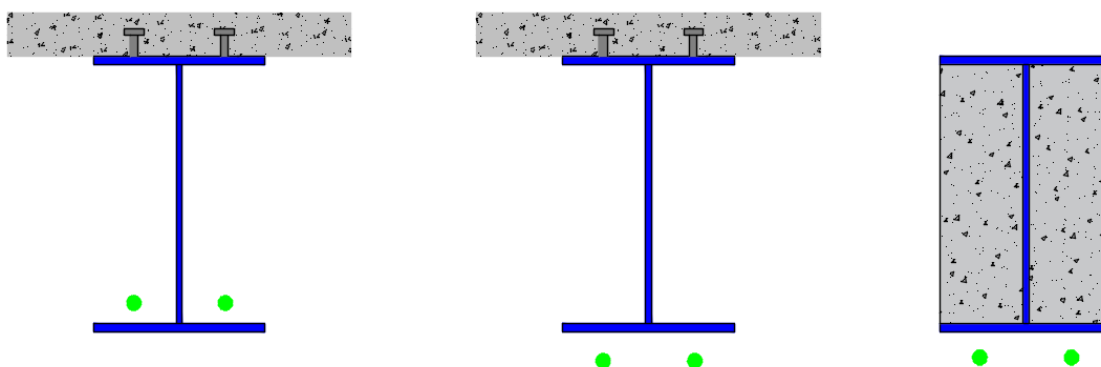
Um estudo de caráter numérico que simule satisfatoriamente o comportamento estrutural das vigas mistas protendidas será de muita importância, pois além de fornecer grande subsídio para pesquisas de assuntos que demandam estudos futuros, permitir uma análise detalhada dos aspectos de interesse, sem que haja os custos referentes a realização de análises experimentais laboratoriais, pode ainda facilitar a inclusão deste sistema construtivo nos códigos nacionais de projeto.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho engloba a revisão bibliográfica, apresentação de expressões analíticas para dimensionamento, simulação numérica pelo método dos elementos finitos através do software *ABAQUS*®, confrontação dos principais resultados obtidos através da análise numérica e expressões analíticas e por fim um estudo paramétrico referente as vigas mistas protendidas de tipologia convencional.

As tipologias de vigas mistas protendidas abordadas neste trabalho são apresentadas na Figura 1.2, onde as duas primeiras seções correspondem a tipologia de viga mista convencional e a outra se refere a viga mista parcialmente revestida. As diretrizes gerais de cada etapa deste trabalho são delineadas no parágrafo seguinte.

Figura 1.2: Vigas mistas protendidas a serem estudadas



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Primeiramente apresenta-se uma ampla revisão bibliográfica contemplando um breve histórico de estruturas mistas e as principais pesquisas relevantes, que englobam estudos experimentais e análises numéricas. Em seguida apresenta-se um breve histórico de protensão, onde foram apresentados os fundamentos básicos da protensão, explanando a aplicação de protensão em estruturas de modo geral e em particular nas estruturas mistas de aço e concreto, sendo por fim apresentadas as principais pesquisas desenvolvidas que englobam estudos experimentais e análises numéricas. Com a análise da bibliografia é possível uma maior compreensão e caracterização do comportamento estrutural estudado.

Dando sequência a fundamentação teórica, apresentam-se as principais particularidades das partes constituintes da seção mista protendida, incluindo os tipos de perfis de aço que podem ser utilizados para compor as vigas mistas protendidas, os tipos de lajes de concreto, os conectores de cisalhamento existentes e as principais características dos cabos de protensão.

Após a fundamentação teórica apresentam-se os procedimentos de projeto e dimensionamento para as tipologias a serem estudadas, baseando-se nos trabalhos de Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989); Quinaz(1993); Ferreira (2007); Nelsen (2012); Lawson, Mullett e Rackham (1997) e ABNT NBR 8800:2008. Esses procedimentos são válidos desde que as vigas sejam biapoiadas e possuam perfis compactos, seção transversal tipo I, laje maciça ou com forma de aço incorporada, com interação completa na interface entre o aço e o concreto e com traçado do cabo de protensão reto ou poligonal.

Para a modelagem numérica foi utilizado o programa *ABAQUS®*. A metodologia foi destinada a vigas compostas de seção tipo I, compactas, biapoiadas e com consideração de interação total na interface aço concreto, em ambas as tipologias estudadas. A metodologia proposta para a viga mista de tipologia convencional engloba a maneira como foram modelados o perfil de aço, a laje de concreto, o cabo de protensão e a interface entre os diferentes materiais aço e concreto. Foram apresentadas as condições de acoplamento e vinculações entre os elementos, o procedimento de aplicação dos carregamentos e as relações constitutivas dos materiais utilizados. Os elementos constituintes da seção foram modelados separadamente e posteriormente foram vinculados uns aos outros. O perfil de aço foi modelado com elementos de casca, os cabos de protensão com elementos de barra, os elementos sólidos foram utilizados para modelagem da laje de concreto e a interface entre os materiais foi modelada ora considerando-se um acoplamento perfeito entre os nós comuns dos diferentes materiais, utilizando-se a restrição tipo TIE disponibilizada pelo software, e ora com interações de contato, sendo neste último caso necessária a modelagem de conectores de cisalhamento. O modelo numérico desenvolvido foi calibrado através dos resultados dos ensaios experimentais realizados por Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990) e Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989). Todos os detalhes dos elementos ensaiados, com todas as características das seções são apresentadas na revisão bibliográfica e no item 6.1 do presente trabalho.

Para a estratégia de modelagem referente as vigas mistas parcialmente revestidas foram utilizados os mesmos elementos para representação dos materiais. Para este caso específico, foram modeladas inicialmente as vigas sem a utilização da protensão, devido a demanda existente de ensaios experimentais envolvendo este sistema construtivo. Os modelos foram calibrados segundo o estudo experimental de Cavalcanti (2010) e posteriormente, utilizando as mesmas estratégias das vigas mistas de tipologia convencional, foi inserido o esforço de protensão nestas estruturas. As descrições completas, com todas as características das seções ensaiadas foram apresentadas na revisão bibliográfica e no item 7.1 deste trabalho.

Uma vez calibradas as modelagens numéricas e concluídas as estratégias de modelagem para as tipologias de vigas destacadas no presente trabalho, foi realizado um estudo paramétrico para as vigas mistas de tipologia convencional, com o intuito de verificar a influência das seguintes variáveis no comportamento estrutural das vigas em estudo, que são: excentricidade do cabo de protensão, nível da força de protensão aplicada no cabo e traçado do cabo: retilíneo e poligonal.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho desenvolvido está organizado em capítulos, sendo este, dividido em dez.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, no qual engloba a história de vigas mistas, conceitos básicos de protensão e os principais estudos referentes ao tema.

O capítulo 3 apresenta todas as partes constituintes da seção mista protendida.

O capítulo 4 traz os critérios de projeto necessários para o dimensionamento da estrutura em estudo.

O capítulo 5 apresenta as expressões necessárias para dimensionamento, de forma propriamente dita.

O capítulo 6 aponta a modelagem numérica das vigas mistas de tipologia convencional, onde são apresentados os modelos experimentais que serão utilizados para calibragem, a metodologia de modelagem desenvolvida e a análise dos resultados.

O capítulo 7 apresenta a modelagem numérica das vigas mistas parcialmente revestidas, onde são inicialmente apresentados os modelos experimentais que serão utilizados para calibragem, a metodologia de modelagem desenvolvida e a análise dos resultados.

O capítulo 8 engloba o estudo paramétrico referente as vigas mistas de tipologia convencional.

O capítulo 9 apresenta a conclusão deste estudo e as sugestões para futuros trabalhos.

O capítulo 10 indica as referências que subsidiaram este trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de fornecer embasamento fundamental ao tema proposto no presente trabalho, a revisão bibliográfica se inicia abordando as vigas mistas de aço e concreto sem o uso da protensão. O motivo pela qual este assunto será envolvido é devido a demanda existente de pesquisas que incluam a protensão em uma das tipologias de viga mista abordada neste trabalho, as vigas mistas parcialmente revestidas.

2.1 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

2.1.1 BREVE HISTÓRICO

A utilização das estruturas mistas de aço e concreto foi inicialmente investigada no início do século XX, no ano de 1914, na Inglaterra. A maior preocupação existente entre os pesquisadores era principalmente de como realizar a interação entre o aço e o concreto, que até então era realizada por adesão natural entre os materiais. Os primeiros testes nestas estruturas foram realizados no Canadá, pelos autores MacLay, Gillespie e Lelau em 1923. Após diversos ensaios, os autores concluíram que o modo de falha predominante nesse tipo de estrutura era o deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço. Fazendo com que, em 1930, fossem desenvolvidos por Voellmy, os primeiros estudos referentes a utilização de conectores de cisalhamento. A partir de 1940, todos os estudos envolvendo as estruturas mistas já utilizavam esta tipologia de aderência mecânica, que possuía forma cilíndrica e espiral. O conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, conhecido como *stud bold*, foram estudados inicialmente em 1954, por Viest, na Universidade de Illinois (LAM, 2002).

Diversos estudos referentes as estruturas mistas foram desenvolvidos. Chapman e Balakrishnan foram os primeiros autores a realizarem estudos experimentais em conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça após a sua descoberta, no ano de 1964. Em 1965 foi a vez de Slutter e Driscoll realizarem diversos ensaios tipo *push-off* com o objetivo de testar a eficiência de conectores tipo *stud bold* (LAM, 2002).

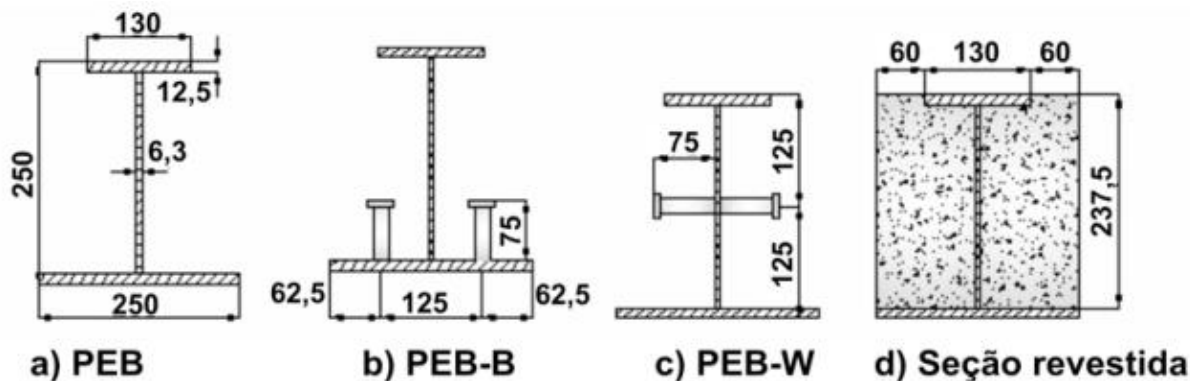
Desde então, estudos direcionados ao comportamento dos elementos mistos e em especial, as vigas mistas, têm sido conduzidas por meio de análises experimentais e análises numéricas em modelos físicos. Como exemplo, vale destacar os estudos recentes de: Bessa (2009), Chaves (2009), Cavalcanti (2010), Cavalcanti & De Nardin (2011), Jiang et al. (2015), Shariati et al. (2016) e Pathirana et al. (2016).

2.1.2 PESQUISAS DESENVOLVIDAS

Diversos estudos envolvendo estruturas mistas de aço e concreto foram desenvolvidos desde o início da sua utilização. Eles foram primordiais para desenvolvimento e maior aprimoramento desse sistema construtivo, sendo a maior parte destes realizados no exterior. Neste item serão apresentados alguns estudos relevantes que foram realizados nos últimos dez anos, envolvendo a tipologia de viga mista tradicional e viga mista parcialmente revestida.

De Nardin e El Debs (2008) desenvolveram um estudo experimental envolvendo posições alternativas para conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*stud bolt*) em vigas mistas parcialmente revestidas com concreto. O principal intuito deste trabalho foi determinar a posição mais eficiente para o conector de cisalhamento e estudar outros mecanismos de transferência das forças de cisalhamento na interface aço-concreto. Ao todo, os autores realizaram três ensaios de vigas submetidas à flexão em quatro pontos, sendo o primeiro modelo com conectores verticais (soldados na mesa inferior do perfil), o segundo com conectores horizontais (soldados na alma do perfil) e o terceiro sem conectores, com a transferência de esforços garantida pela aderência natural existente entre o aço e o concreto, conforme apresenta a Figura 2.1. No total, foram soldados cinco conectores com comprimento de 75 mm e diâmetro de 19 mm em cada lado do perfil de aço com espaçamentos iguais a 480 mm ao longo de todo o comprimento do elemento. Nos resultados, foram verificados que a utilização dos conectores para esta tipologia de viga mista forneceu acréscimos de força máxima resistente na ordem de 7% e 10% quando estes são posicionados na alma e na mesa inferior do perfil, respectivamente. Em contrapartida, quanto ao escorregamento na interface aço concreto e capacidade resistente à flexão, os conectores forneceram subsídio considerável, chegando a uma diferença de escorregamento relativo de 37% e 32% para os casos de conectores soldados na mesa e na alma do perfil, respectivamente, em relação ao perfil sem conectores. Por fim, os autores concluíram que os conectores soldados na vertical tiveram resultados mais satisfatórios e que, nos três elementos ensaiados, o modo de falha predominante foi caracterizado por fissuração do concreto, que se iniciou no meio do vão e se propagou. De Nardin e El Debs (2008) concluíram ainda que a viga sem a presença dos conectores de cisalhamento apresentou perda de rigidez após ter atingido a força máxima, e que a presença de armaduras longitudinais e verticais poderiam modificar o modo de falha observado, elevando os valores de capacidade resistente obtidos.

Figura 2.1: Seções transversais estudadas por De Nardin e El Debs



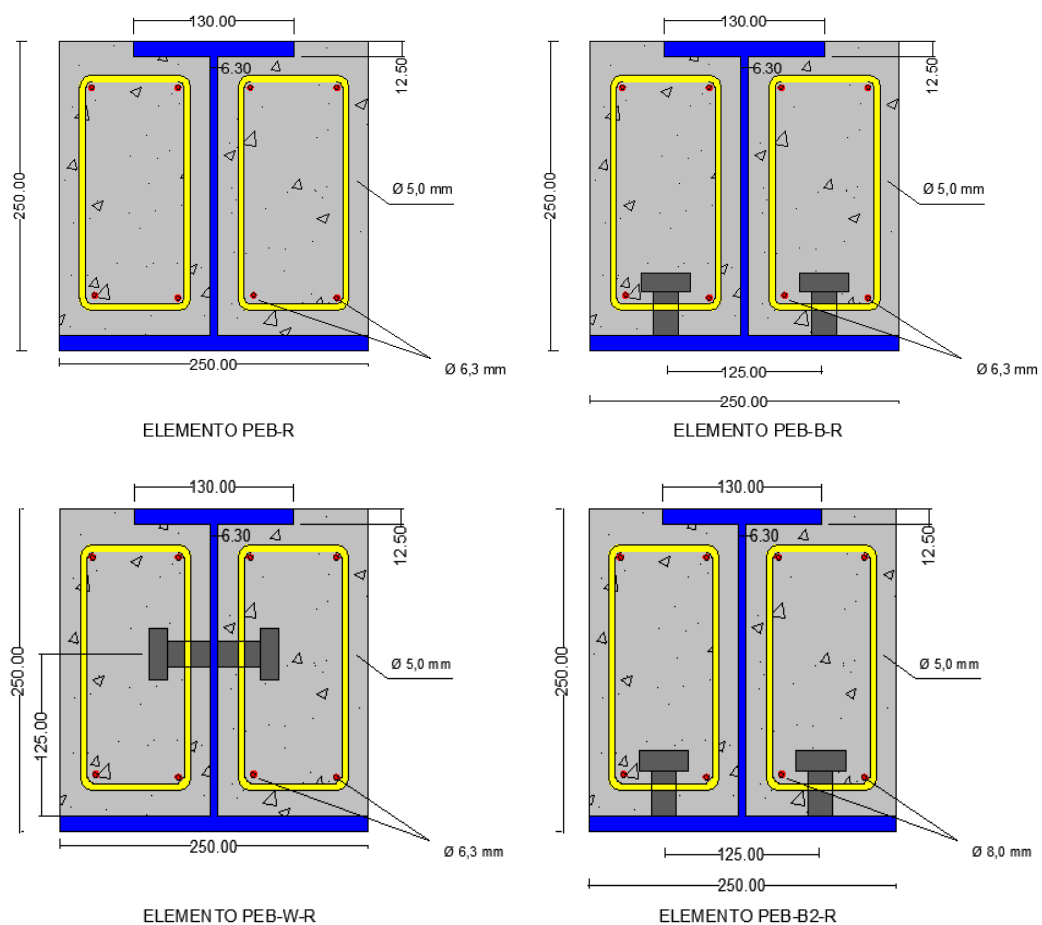
Fonte: De Nardin e El Debs (2008)

Cavalcanti (2010) avançou nos estudos realizados por De Nardin e El Debs (2008) e os complementou, com um estudo em vigas mistas parcialmente revestidas com o objetivo de investigar a contribuição da armadura longitudinal e transversal em sua capacidade resistente, bem como a eficiência da armadura para promover o comportamento conjunto entre o aço e o concreto. O autor avaliou também a eficiência das diferentes posições de conectores de cisalhamento atuando em conjunto com a armadura longitudinal, averiguando quais as posições promovem um trabalho solidário aço – concreto de maneira mais eficaz. As vigas elementos de estudo eram compostas de perfil tipo I assimétrico com preenchimento de concreto armado entre as mesas do perfil de aço. O comprimento total da viga era de 2900 mm, sendo a distância entre apoios igual a 2800 mm. Os dois materiais foram conectados ora através da aderência natural existente entre eles e ora através de conectores de cisalhamento. Neste último caso os conectores de cisalhamento possuíam um diâmetro de 19 mm, espaçados a cada 480 mm no sentido longitudinal e 125 mm no sentido transversal. A pesquisa desenvolvida englobou uma investigação experimental, na qual foram ensaiadas quatro modelos de vigas sujeitas à esforços de flexão. As vigas do ensaio estavam sujeitas a duas cargas concentradas com capacidade de 500 kN, com um espaçamento de 1400 mm entre si e tiveram as mesmas geometrias, configuração dos conectores e esquema de ensaios do ensaio realizado por De Nardin e El Debs (2008), sendo acrescentados somente armaduras longitudinais e estribos, conforme Figura 2.2. Cavalcanti (2010) utilizou duas taxas de armaduras diferentes, sendo três modelos com armadura longitudinal mínima de $4\phi 6,3\text{mm}$ e um modelo com armadura longitudinal de $4\phi 8,0\text{mm}$. Ao final dos ensaios de laboratório, o autor obteve as seguintes conclusões:

- A viga com conectores posicionados horizontalmente soldados à alma do perfil, em conjunto com as armaduras longitudinais, apresentou maior capacidade resistente à flexão;

- Quanto ao escorregamento na interface entre os materiais e abertura de fissuras, foi verificado que os conectores soldados verticalmente foram os mais eficientes, apresentando uma redução no escorregamento e na abertura de fissuras;
- No que se refere ao comportamento global dos elementos estudados, a armadura e os conectores tornaram mais dúctil o comportamento força vs. deslocamento, e até mesmo o elemento sem conectores apresentou um comportamento bastante dúctil, deixando clara a eficiência da utilização de armaduras neste tipo de seções.

Figura 2.2: Vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010)

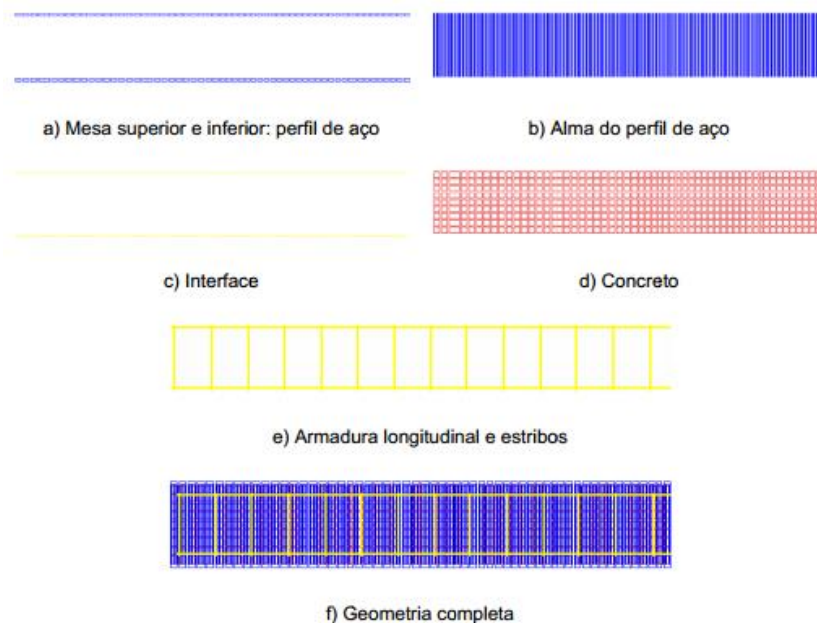


Fonte: Modificado de Cavalcanti (2010)

No mesmo estudo realizado, Cavalcanti (2010) desenvolveu um modelo numérico bidimensional via método dos elementos finitos de vigas mistas parcialmente revestidas, com utilização do software denominado *DIANA 9.1®*. As vigas utilizadas para a modelagem foram as compostas pelos conectores soldados na mesa inferior do perfil de aço. Como forma de estratégia de modelagem, o autor realizou a modelagem em duas fases, sendo que na primeira fase o autor optou em não simular as armaduras longitudinais e transversais entre as mesas do perfil e na segunda fase, estas já foram incluídas no processo. A interface entre os

diferentes materiais foi considerada com grau de interação completa, a partir do acoplamento entre os nós coincidentes, como forma de simplificação. Uma outra estratégia utilizada pelo autor e que é grandemente utilizada em outras pesquisas, é a modelagem somente da metade simétrica da estrutura, fazendo com haja uma redução do custo computacional e tempo de processamento. A simulação das mesas do perfil e do concreto entre estas foi realizada através do elemento sólido denominado *CQ16M*, este que possui oito nós e é disponibilizado na biblioteca interna do software usado. Para modelagem da interface entre os materiais o autor optou em utilizar o elemento de contato *CL12I*, este que é composto por seis nós. A Figura 2.3 apresenta os elementos utilizados. O autor ressaltou que os elementos representantes da armadura possuem o comportamento habilitado em sua direção axial. A aderência entre a armadura e o concreto foi considerada perfeita. O autor estabeleceu dois tipos de condições de contorno na simulação numérica, sendo a primeira referente à restrição de translação na direção vertical da posição do apoio e a segunda se refere a condição de simetria imposta, na qual as linhas verticais na extremidade direita do modelo numérico foram restringidas à translação horizontal. O carregamento foi aplicado via deslocamento vertical, com um valor máximo de 25 mm no nó de aplicação da carga. Após diversas análises, Cavalcanti (2010) relatou que foi obtido um modelo numérico representativo, sobretudo no que se refere a força última. De forma geral, o autor relatou que os modelos se apresentaram mais rígidos em relação aos modelos experimentais e deixou claro quão grande é o desafio da representação do concreto em softwares via método dos elementos finitos.

Figura 2.3: Elementos utilizados na modelagem de Cavalcanti (2010)



Fonte: Cavalcanti (2010)

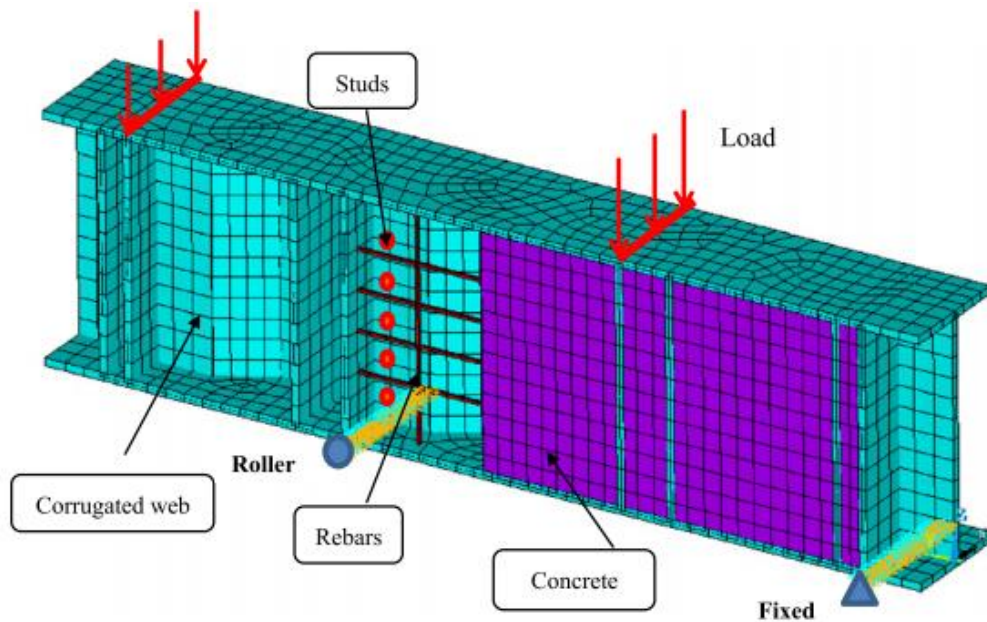
He et al. (2012) foram autores de uma nova tecnologia, as vigas mistas com alma de aço corrugada. Foram estudadas duas tipologias: (I) vigas parcialmente revestidas de concreto e (II) sem o revestimento. Foram investigados, tanto numericamente quanto analiticamente, o comportamento da estrutura quanto às solicitações de cisalhamento. Os autores realizaram a modelagem numérica e sequentemente um estudo paramétrico para avaliar os efeitos dos seguintes parâmetros na resistência aos esforços de cisalhamento no elemento: altura do perfil, espessura da alma corrugada, espessura das mesas, resistência do concreto, resistência do perfil e aplicação de revestimento na alma de aço corrugada. No total foram ensaiadas quatro vigas com altura de 60 cm e comprimento igual a 226 cm. A modelagem numérica foi realizada via método dos elementos finitos, com auxílio do software ANSYS®. Para discretização do concreto, o autor optou em utilizar o elemento *SOLID65*, que possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações nas direções x, y e z). Segundo o autor, este elemento simula de forma satisfatória o concreto, pois possui uma analogia de fissuração, esmagamento e deformações plásticas. O perfil de aço foi simulado através do elemento *SHELL93*, este que possui oito nós e seis graus de liberdade a cada nó (translações nas direções x, y e z e rotações em torno de x, y e z). O elemento *SHELL93* foi utilizado por apresentar plasticidade, grande deflexão e grande capacidade de deformação. A armadura longitudinal locada entre as mesas do perfil de aço foi modelada por um elemento composto por dois nós e três graus de liberdade por nó, denominado *LINK8*. O autor ressaltou que o motivo de escolha deste elemento, é por ele ser uniaxial, que trabalha à tração ou à compressão. O contato existente entre o perfil de aço e o concreto foram considerados perfeitos, após o rompimento da parcela de adesão existente. Foi assumida ainda, ligação perfeita entre as barras de aço e o concreto. Por fim, os conectores de cisalhamento, que foram soldados na alma de aço, foram representados pelo elemento de mola *COMBIN39*. Nas amostras modeladas foram aplicadas duas linhas de carga concentrada na mesa superior, para que pudesse ser simulado o mais próximo possível do caso real, conforme mostra a Figura 2.4. Após a modelagem, o autor calibrou o modelo criado através de experimentos realizados. E, por fim, os autores chegaram a algumas conclusões, que são:

- A resistência última ao cisalhamento e a curva carga x deslocamento obtidos através da análise numérica tiveram ótimos resultados quando comparados aos resultados experimentais, podendo assim ser afirmado que o modelo foi satisfatório. Os resultados foram semelhantes tanto antes da colocação do concreto (somente perfil de aço corrugado), quanto após a inserção do concreto no modelo;
- A resistência ao cisalhamento nas vigas mistas parcialmente revestidas com almas corrugadas, segundo o estudo paramétrico realizado com a análise numérica, aumenta conforme: o aumento da espessura da alma, o aumento da resistência ao

escoamento da alma do perfil, o aumento da resistência característica a compressão do concreto e conforme o aumento da altura da viga mista. Ao se aumentar a rigidez dos conectores de cisalhamentos, poucas foram as diferenças na resistência ao cisalhamento da viga. Todos os resultados destes estudos foram coincidentes com os estudos experimentais realizados.

- As expressões analíticas propostas na pesquisa tiveram boa correlação com os estudos numéricos, o que deixa claro a eficiência destas para serem utilizadas na determinação da força de cisalhamento resistente em vigas mistas de alma corrugadas.

Figura 2.4: Modelagem numérica realizada por He et al.



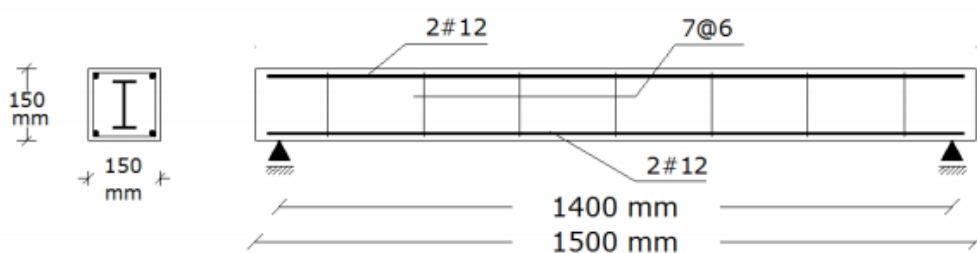
Fonte: He et al. (2012)

Em seguida, Kamal (2015) realizou uma análise numérica em vigas mistas revestidas, com o principal objetivo de analisar o efeito que alterações no perfil de aço geram na capacidade resistente e ductilidade deste tipo de elemento estrutural (Figura 2.5). Para isto, o autor realizou uma análise não linear via método dos elementos finitos através do software ANSYS®. Foram analisadas um total de vinte vigas biapoiadas sujeitas a carga gravitacional no meio do vão. As vigas estudadas foram divididas em quatro grupos com alturas e larguras dos perfis de aço variáveis, incluindo a utilização de perfil T invertido. A seção mista de todas as vigas tinham dimensões 150 x 150 mm, comprimento total de 1500 mm, eram compostas de armaduras longitudinais com 12 mm de diâmetro e armaduras transversais de 6 mm de diâmetro a cada 200 mm. Na fase da modelagem Kamal (2015) utilizou os elementos contidos

na biblioteca do software comercial explorado, utilizando para modelagem do perfil de aço o elemento *SHELL 43*, que possui quatro nós e três graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções x, y e z. Segundo o autor, este é um elemento que permite grande capacidade de deformação, plasticidade e grandes deflexões. A modelagem do concreto foi realizada através do elemento *SOLID65*. As armaduras de aço utilizadas, tanto as longitudinais quanto as transversais foram discretizadas através do elemento *LINK8*. O contato existente entre os diferentes materiais foi modelado com a utilização de dois elementos, sendo denominados por *CONTA173* e *TARGE170*, sendo este primeiro o elemento que simula o contato, deslizamento e deformação de superfície e o segundo simula a superfície rígida existente. O autor calibrou o modelo desenvolvido através de resultados obtidos em ensaios experimentais. E, após comparar a relação força vs. deslocamento obtida experimentalmente e numericamente, o autor concluiu que o modelo desenvolvido apresenta boa precisão nos resultados. Tanto nos resultados experimentais como nos resultados numéricos, foram apresentados o mesmo tipo de fissuras no concreto, sendo fissuras de flexão, que surgiram com a carga de 4300 kg. Os resultados foram semelhantes também no que se refere ao modo de falha, diferindo somente 10% um em relação ao outro. Quanto aos resultados obtidos das vigas revestidas estudadas, o autor concluiu que:

- A ductilidade da viga mista revestida se mostrou muito satisfatória, em ambos os estudos;
- O incremento da largura na mesa superior do perfil de aço resultou em maior ductilidade do elemento estrutural;
- As vigas mistas compostas por seção I foram mais dúcteis em relação às vigas com seção T invertida, sendo a carga última da seção I também maior;
- A existência da mesa superior do perfil, caso que não existe em perfis de seção T invertida, proporciona um retardamento do início da fissuração do concreto;

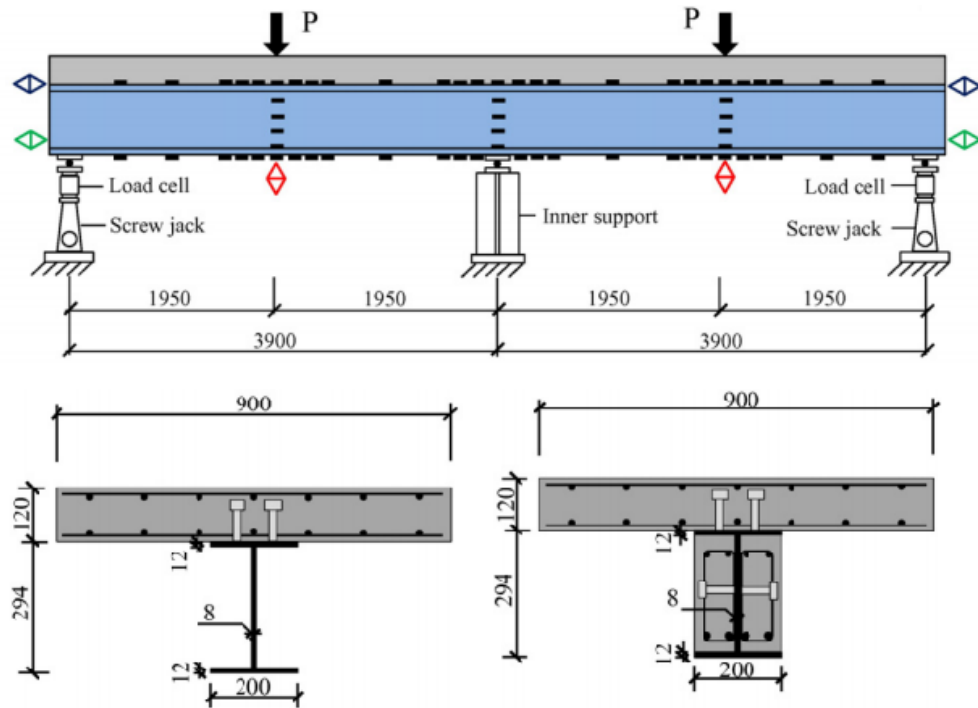
Figura 2.5: Viga mista revestida ensaiada por Kamal



Fonte: Kamal (2015)

No mesmo ano, Jiang et al. (2015) realizaram um estudo referente ao comportamento mecânico e redistribuição de momentos em vigas mistas contínuas parcialmente revestidas. Foram estudadas um total de quatro vigas, sendo uma de tipologia tradicional e três parcialmente revestidas de concreto (Figura 2.6). Todas as vigas eram compostas por perfil de aço tipo I, parcialmente revestido de concreto armado e laje maciça de concreto. Os principais parâmetros avaliados entre as vigas foram a quantidade de reforço longitudinal utilizado nas lajes de concreto, nas regiões de maior momento negativo, e a utilização de concreto como revestimento parcial da viga mista. O comprimento total da viga era de 7800 mm, sendo a distância entre apoios igual a 3900 mm. Todas as vigas ensaiadas foram compostas por conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça que possuem dimensão 19 x 80 mm e foram soldados na mesa superior do perfil de aço com espaçamento transversal igual a 80 mm e longitudinal de 100 mm. As vigas parcialmente revestidas eram compostas também por conectores soldados na alma, sendo estes compostos das mesmas dimensões dos mencionados anteriormente, possuindo um espaçamento longitudinal de 200 mm. As cargas do ensaio foram aplicadas no meio dos vãos das vigas e em três estágios, com os valores de 15 kN, 10 kN e 5 kN respectivamente. Durante o processo de aplicação destas cargas foram medidas as reações nos apoios, deslocamentos no meio dos vãos, tensões e por fim, o escorregamento relativo entre o concreto e o perfil de aço. Após a finalização dos ensaios, os autores concluíram que devido o revestimento da alma do perfil, as vigas mistas parcialmente revestidas tiveram uma propagação de fissuras muito mais lentas nas regiões de momentos máximos, fazendo assim com que houvesse um aumento na capacidade resistente do elemento e, quanto maior a quantidade de reforço aplicado nas regiões de momento negativo, nas lajes, menor foi a redistribuição de momentos, pelo fato de ocorrerem menos fissurações nas mesmas, independentemente do tipo de viga. Os autores explicaram ainda que, a viga mista parcialmente revestida possui uma redistribuição de momentos menor, pelo fato do revestimento de concreto reduzir a capacidade de rotação da viga nas regiões de momento de pico. Além disso, concluíram também que a utilização de perfis parcialmente revestidos retarda a ruptura da mesa inferior da viga e impede a flambagem local das chapas.

Figura 2.6: Viga mista parcialmente revestida ensaiada por Jiang et al.

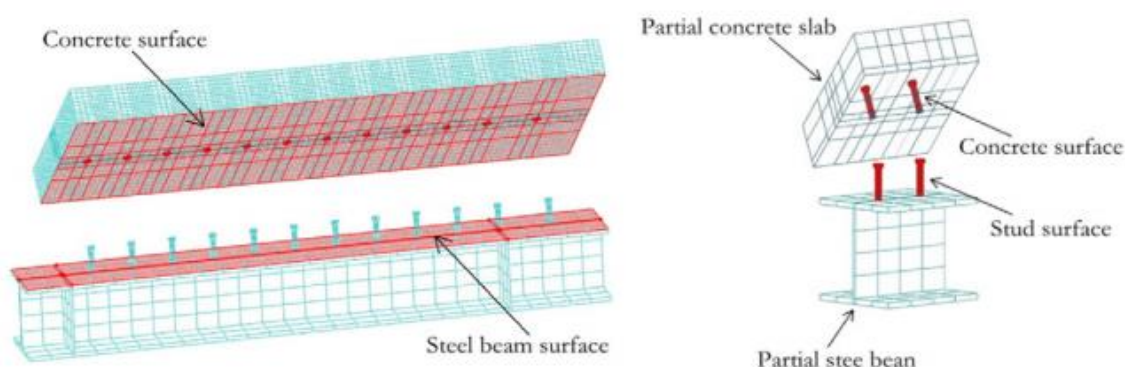


Fonte: Jiang et al. (2015)

Posteriormente, Xing et al. (2016) desenvolveram uma análise tridimensional, utilizando o programa *ABAQUS®*, em uma viga mista constituída por um concreto que possui propriedades elásticas maiores, em relação ao concreto comum. Posteriormente após a modelagem, foi realizado um estudo paramétrico, no qual foram alternadas as dimensões da seção transversal, o grau de interação dos conectores, fração volumétrica da borracha inserida no concreto e o diâmetro dos conectores, para posterior análise do comportamento resultante na viga mista indicada na Figura 2.7. Para modelagem do concreto o autor utilizou o elemento *sólid element (C3D8R)*, que possui 8 nós e três graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções *x*, *y* e *z*. A simulação da viga de aço e dos conectores de cisalhamento, foram realizadas também através do mesmo elemento. A armadura da laje foi representada por um elemento contido na biblioteca do software, denominado de *Truss element (T3D2)*, que possui dois nós e três graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções *x*, *y* e *z*. Os autores afirmaram que os nós da superfície da parte inferior dos conectores de cisalhamento foram acoplados aos nós coincidentes da mesa superior do perfil de aço, através do comando *TIE CONSTRAINT*, presente na plataforma do software *ABAQUS®*. Os autores vincularam a armadura passiva da laje no concreto através do comando *ENBEDEMENT CONSTRAINT*, que restringe os graus de liberdade dos nós às translações. No contato entre o perfil de aço e a laje de concreto foi reduzido o atrito, para que a restrição ao escorregamento ficasse por conta dos conectores de cisalhamento. O

modelo numérico desenvolvido foi validado através de comparações de resultados presentes na literatura e através de resultados obtidos analiticamente. Gráficos que relacionam carga e deslocamento foram primordiais para análise dos resultados e validação do modelo, mostrando que a modelagem desenvolvida apresenta ótimos resultados quando comparadas aos resultados de estudos experimentais e analíticos, sendo que a principal diferença dos resultados aconteceu no momento em que a análise se tornou não linear. De maneira geral, a diferença de resultados atingiu um valor de 8%. Através dos estudos Xing et al. (2016) perceberam que as fissuras no concreto utilizado neste trabalho foram muito menores e maiormente distribuídas em relação as fissuras ocorrentes em um concreto comum, inclusive na região em que ocorre a flexão pura. Além disso, dentre as diversas vantagens, os autores afirmam que o concreto fator de estudo gera uma maior ductilidade ao elemento misto. Por fim, concluíram ainda que, quanto maior o grau de iteração dos conectores e maior o diâmetro dos mesmos, maior foi a fissuração no concreto.

Figura 2.7: Modelagem numérica desenvolvida



Fonte: Xing et al. (2016)

Fischer e Varma (2015) realizaram uma modelagem numérica utilizando o programa *ABAQUS®* com o intuito de avaliar o comportamento e a falha de vigas mistas com diferentes tipos de ligações viga-pilar, sujeitas às ações de gravidade e ações térmicas (incêndio), que incluem tanto a fase de aquecimento quanto a fase de resfriamento. Este software foi utilizado pelo fato de englobar várias habilidades importantes para o estudo, tais como: modelos de materiais dependentes da temperatura, análises de transferência de calor não linear e análises térmicas. Os materiais modelados pelos autores foram: o perfil de aço, a laje de concreto, conectores de cisalhamento e as diferentes ligações utilizadas, sendo todos modelados com os elementos finitos apropriados, estes contidos na biblioteca do software comercial explorado. Para modelagem da viga de aço e das ligações, os autores utilizaram o elemento sólido denominado por *SÓLID (C3D8R)*. Para simular a laje de concreto foi também

utilizado o mesmo elemento. Os conectores de cisalhamento foram considerados soldados na mesa superior do perfil de aço e os autores ressaltaram que poderiam ser utilizados dois elementos para sua modelagem, sendo: *SÓLID ELEMENTS (C3D8R)* ou *BEAM ELEMENTS (B31)*, entretanto foi utilizado este último, sendo ligados à mesa superior das vigas com uma ferramenta do software denominada *ZEROLENGTH CONNECTOR ELEMENT*. O elemento *BEAM (B31)*, que foi selecionado para modelagem dos conectores, é possuínte de dois nós com três graus de liberdade cada. Para modelar o aço utilizado para compor a laje de concreto armado utilizou-se o elemento *TRUSS ELEMENTS (T3D2)*. Na região das ligações foram utilizadas ferramentas de contato disponibilizadas na plataforma do software, onde no caso das ligações serem parafusadas, foram permitidos pequenos escorregamentos na interface, por outro lado, quando as ligações eram soldadas, foi utilizado o item *TIE CONSTRAINT* ao invés de ser modelado o metal de solda. A relação constitutiva do aço elevado a alta temperatura foi obtida pelos autores através de um estudo realizado por diversos pesquisadores como parte de investigação feita no edifício World Trade Center, que chegou ao colapso devido ao incêndio. Os modelos numéricos foram validados através de comparações com resultados obtidos experimentalmente. Estas comparações foram realizadas com bases nos seguintes aspectos: histórico dos deslocamentos ocorrentes no meio do vão da viga, histórico das rotações ocorridas nas ligações e modo de falhas dos conectores. Realizado o processo de validação, foram obtidos, de forma geral, resultados precisos no que se refere ao comportamento experimental e modos de falha, e razoavelmente precisos para os casos de vigas sujeitas a temperaturas superiores a 500 °C, na qual houve diferenças consideráveis devido à incerteza do comportamento do material frente a temperaturas altamente elevadas. Os autores ressaltaram ainda que algumas das ligações sofreram fraturas durante a fase de resfriamento da estrutura e, que os conectores de cisalhamento não se colapsaram durante os testes, conforme foi também observado nas análises experimentais.

Outros autores que também propuseram a modelagem numérica como forma de investida em diferentes aspectos do comportamento de vigas mistas de aço e concreto foram: Tristão (2002); Liang et al. (2004); Kirchhof (2004); Bujnak e Bouchair (2005); Shariati et al. (2016), Lou, Lopes e Lopes (2016) e Pathirana et al. (2016).

Conforme é possível perceber pelos estudos citados acima, as estruturas envolvendo o aço e o concreto possuem diversas vantagens e vem sendo grandemente pesquisadas em todo o mundo. E, pensando na necessidade de aplicação de diferentes tecnologias em sistemas construtivos existentes na construção civil, a algum tempo vem sendo estudada, em outros países, a aplicação de protensão em estruturas metálicas, como também em estruturas mistas de aço e concreto, que se mostrou ser uma aplicação de grandes vantagens para o

ramo da construção civil. Sendo assim, a partir de agora será estudada a aplicação da protensão nas estruturas mistas.

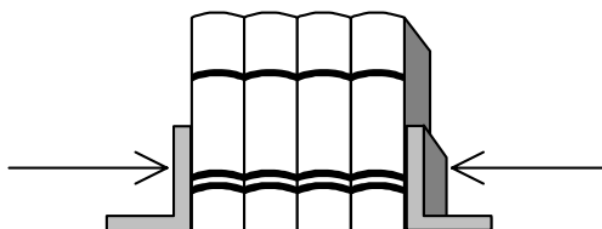
2.2 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PROTENDIDAS

2.2.1 CONCEITO BÁSICO DA PROTENSÃO

A palavra protensão traz a idéia de aplicação de um estado prévio de tensões em determinado objeto ou material. Essa prática produz tensões de compressão prévias nas regiões onde algum determinado elemento sofreria inicialmente tensões de tração.

Exemplos clássicos, utilizados por vários autores, possuem o objetivo de facilitar o entendimento do conceito de protensão, conforme citam Veríssimo e César Júnior (1998) que, um conjunto de livros somente serão erguidos na direção vertical se, um conjunto de forças horizontais os comprimirem, garantindo o surgimento de forças de atrito capazes de superarem o peso próprio dos livros, conforme apresenta a Figura 2.8.

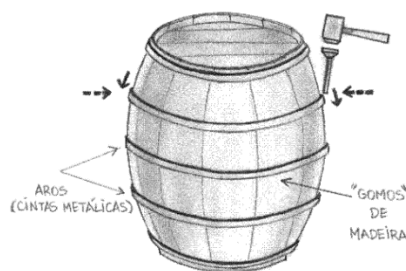
Figura 2.8: Introdução de um estado prévio de tensões em uma fila de livros



Fonte: Veríssimo e César Júnior (1998)

Hanai (2005) cita em sua obra outro exemplo clássico grandemente utilizado para o entendimento do termo de protensão, na qual é designado o exemplo do barril de madeira (Figura 2.9), que, ao ser solicitado em seu interior por um líquido qualquer, tenderia a se abrir em suas partes constituintes, porém, o que garante a sua não abertura são as cintas metálicas, que estão aplicando um estado prévio de tensões de compressão ao barril, e simultaneamente estão solicitadas à tração.

Figura 2.9: Exemplo de protensão aplicada a um barril de madeira



Fonte: Hanai (2005)

Embora a técnica de protensão possa ser aplicada a diversos sistemas construtivos existentes, outra forma de exemplificar a sua aplicação seria em estruturas de concreto, pois, como se sabe, o concreto possui resistência à tração da ordem de 10 % em relação à sua resistência a compressão. Desta maneira, ao se aplicar um estado prévio de tensões de compressão (protensão) em um elemento de concreto, é possível eliminar qualquer tensão de tração que este elemento estaria sujeito, fazendo assim que o material seja explorado somente de esforços benéficos a sua resistência.

2.2.2 BREVE HISTÓRICO DA TÉCNICA DE PROTENSÃO

A técnica de protensão aplicada ao concreto foi anunciada, segundo Leonhardt (1983) em 1886 por P. H. Jackson em São Francisco (EUA). Segundo o mesmo autor, no final do século 19, Jackson e Dohering tentaram patentear métodos de protensão, porém, não obtiveram êxito, pois a perda de protensão devido aos efeitos de retração e fluência do concreto eram desconhecidos na época. Este mesmo autor relata ainda, que somente após vários estudos e ensaios realizados por Eugene Freyssinet, a partir de 1928, que se tornou possível entender que seria necessária a utilização de aços que permitiam deformação de estiramento, de forma que mesmo sofrendo perdas, continuariam transferindo esforços de compressão ao concreto. Em sua publicação, Hanai (2005) destaca que, Freyssinet foi uma das figuras com maior destaque no desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido.

A protensão aplicada às estruturas metálicas, segundo Klaiber, Danker e Sanders Júnior (1981), teve seu início antes da aplicação ao concreto, sendo no ano de 1837, quando Squire Whipple nos EUA realizou a protensão como reforço de elementos de uma treliça que sustentava uma ponte. Desde então, muitas pontes nos EUA foram construídas com a utilização desta técnica. Aplicações mais amplas com o aço protendido, incluindo construções de rodoviárias e ferroviárias, de acordo com Klaiber, Danker e Sanders Júnior (1981) foram realizadas por Dischinger, na Alemanha, a partir de 1935. Segundo os mesmos autores, os primeiros estudos experimentais para o aço protendido foram realizados por Magnel no ano

de 1950 e após alguns ensaios, confirmou-se que as perdas de protensão foram relativamente baixas quando comparadas às perdas existentes em estruturas de concreto protendido.

Klaiber, Dunker e Sanders Júnior (1981) afirmaram que Coff, que já havia estudado a protensão aplicada às estruturas metálicas, ao final da década de 1940 e início da década de 1950, estendeu o conceito de protensão às estruturas mistas de aço e concreto, obtendo assim a patente desse sistema construtivo nos EUA. O sistema de protensão patenteado consistia em cabos conectados à extremidade das lajes e locados ao longo do perfil de aço, com a utilização de pinos, que são denominados desviadores. Segundo os mesmos autores, Szilard em 1959 sugeriu métodos para dimensionamento e análise de protensão em estrutura mista, incluindo os efeitos de retração e fluência do concreto.

A partir de então, a utilização do sistema construtivo misto protendido difundiu-se e diversas pontes nos EUA foram construídas no início de 1960. Klaiber, Dunker e Sanders Júnior (1981) afirmaram que Hadley projetou duas destas pontes em Washington, sendo a primeira com vão igual a 30 metros e a segunda com vão de 45 metros, utilizando metodologia construtiva de pós tração.

Desde o início da década de 1950, quando Coff (1950) estendeu seus estudos às estruturas mistas, houveram muitas pesquisas referentes a aplicação de protensão como reforço estrutural de pontes que eram compostas pelo sistema misto, visto que, com o aumento do tráfego de veículos, várias dessas estruturas precisariam ser reconstituídas na época, e uma das opções foi a utilização da técnica de protensão. Entre os vários estudos realizados, tem-se o realizado por Lee (1952), que estudou e utilizou a protensão como reforço de uma ponte ferroviária na Inglaterra. Mais tarde, Sterian (1969), foi autor de uma pesquisa que descreveu o reforço de pontes por vários métodos, incluindo a protensão. Szilard (1959) publicou um artigo tratando de projetos de estruturas mistas protendidas com utilização de cabo parabólico ao longo de todo o vão. Hoadley (1963) investigou o comportamento de vigas mistas simplesmente apoiadas com cabos de protensão retilíneos, com o intuito de averiguar o incremento de força no cabo de protensão devido a aplicação da carga de utilização na estrutura. Tachibana et al. (1963), ao estudarem o comportamento do aço na viga mista protendida, notaram que a metodologia construtiva não influenciou em grande escala no momento último resistente da estrutura. De acordo com Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1992), os efeitos de deslizamento existente entre a laje e perfil de aço, assim como a influência dos conectores de cisalhamento na estrutura mista foram inicialmente investigados em 1952.

Além dos já apresentados, outros autores deram continuidade aos estudos, como: Kandall (1968), através de diversas pesquisas recomendou a adição de material de reforço às regiões de aplicação de compressão à estrutura, ressaltando que este deveria ser em torno

da seção transversal. Belenya e Gorovskii (1972) da União Soviética, realizaram uma análise de suma importância em perfis de aço que são submetidos a metodologia construtiva de pós-tração, casos muito utilizados para reforços de estruturas, e chegaram a conclusão de que a protensão aplicada a perfis de aço pode ocasionar um reforço da ordem de 90 % em relação a capacidade resistente da viga, se comparada a uma viga sem protensão. E, como forma de provar que a protensão é aplicável também para redução de deformações no ELS, de acordo com Klaiber, Dunker e Sanders Júnior (1981), em 1951 foi aplicado reforço em uma ponte situada no país de Porto Rico, resultando uma redução de aproximadamente 15 cm no deslocamento da estrutura.

Após a apresentação das premissas de protensão e dos primeiros estudos relacionados a protensão em estruturas metálicas e mistas de aço e concreto, é perceptível o quanto esta técnica é satisfatoriamente empregada em diversos materiais. O motivo pela qual a protensão foi maiormente desenvolvida em estruturas de concreto se deve, segundo Troitsky (1990) à razões comerciais, pois, como o aço era o material dominante na época e a protensão reduziria a sua quantidade de utilização, não era interessante para o comércio e indústria de aço a protensão de tais elementos. E, com o rápido desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido, juntamente com os conceitos da construção de pontes nos Estados Unidos no fim da década de 70 e início da década de 80, a protensão de concreto obteve maior utilização.

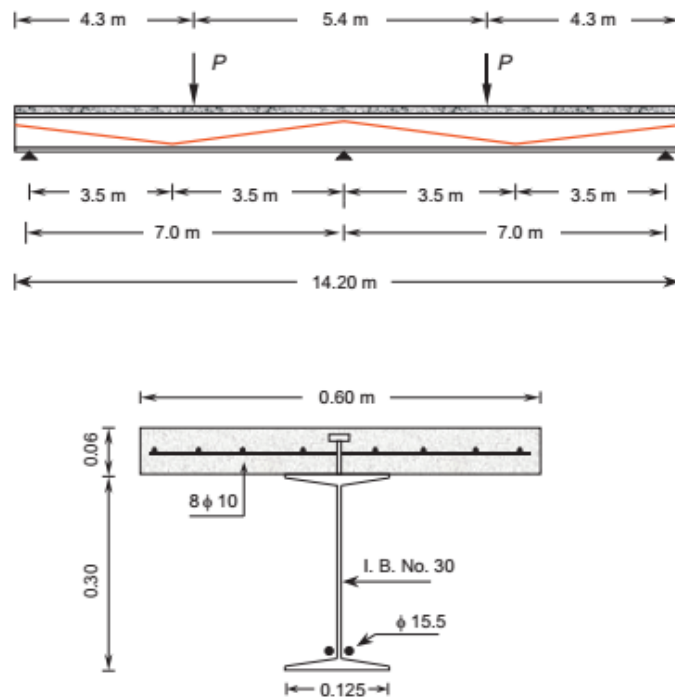
2.2.3 PESQUISAS DESENVOLVIDAS

Com o passar dos anos, desde a primeira aplicação deste sistema construtivo, o interesse por pesquisas da técnica de protensão aplicada a estruturas mistas de aço e concreto foi sendo incrementado, dando origem a pesquisas teóricas, experimentais e numéricas no sentido de entender o comportamento estrutural destes elementos. Entre as principais pesquisas acerca do comportamento destas estruturas destacam-se os seguintes autores: Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989); Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990); Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1992); Safan & Kohoutková (2001); Uy & Craine (2004); Chen (2005); Chen & Gu (2005); Xue et al. (2008); Choi, Kim & Yoo (2008); Nie et al. (2009); Chen, Wang e Jia (2009); Nelsen (2012); Liu et al. (2014); Oh et al. (2015); Jiang et al. (2015); Taoum, Jiao e Holloway (2015).

Safan & Kohoutková (2001) desenvolveram um estudo experimental com o objetivo de investigar a diferença de comportamento entre uma viga continua externamente protendida composta por dois vãos (viga B) e uma mesma viga sem a aplicação da protensão (viga A). O principal intuito desta comparação foi de averiguar a eficiência da aplicação da técnica de protensão neste sistema construtivo, através da análise dos itens: fissurações no concreto,

deslocamento da viga e capacidade de carga. As vigas ensaiadas eram compostas por vãos de eixo a eixo iguais a 7,0 metros e um vão total igual a 14,20 metros, conforme apresenta a Figura 2.10. A viga protendia foi composta por duas cordoalhas de protensão com traçados poligonais e diâmetros de 15,5 mm composto por 7 fios. Uma visão geral dos elementos ensaiados é apresentada na Figura 2.11.

Figura 2.10: Carregamentos, traçado do cabo e seção transversal central



Fonte: Safan & Kohoutková (2001)

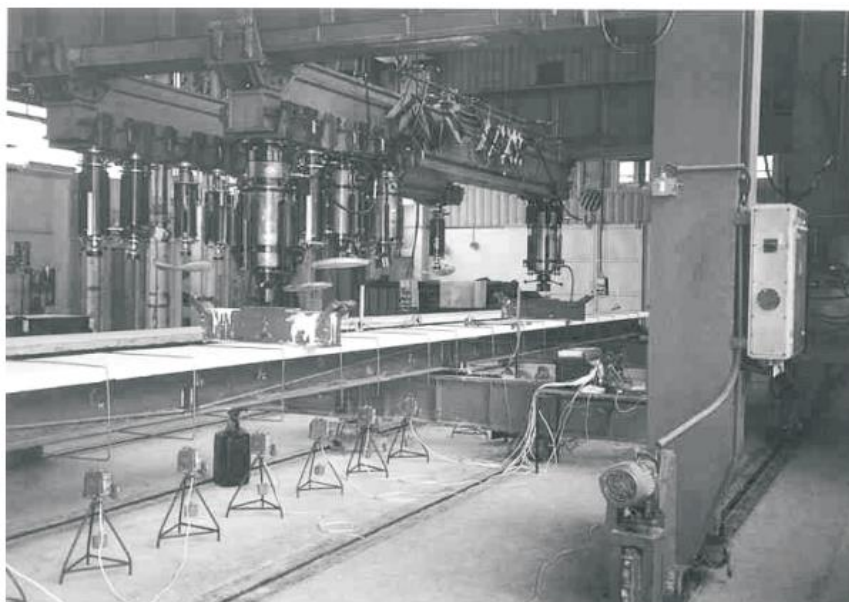
Uma vez realizados os ensaios, os autores relataram os resultados obtidos, chegando as seguintes conclusões:

- A viga sem protensão apresentou um deslocamento de aproximadamente duas vezes maiores em relação a viga protendida, para uma carga de utilização de 110 kN;
- Enquanto a viga A fissurou com carga de 25 kN, a viga com protensão fissurou com uma carga de aproximadamente cinco vezes maior, igual a 115 kN;
- Ao final do ensaio, a viga A foi composta por 31 fissuras em um comprimento de 233 cm, enquanto na viga B houve um total de 20 fissuras, em um comprimento representante de 9% em relação ao comprimento total;

- Durante todos os estágios de carregamento da viga B, a fissura máxima observada foi de 0,1 mm, enquanto essa mesma fissura foi observada na viga A nos primeiros estágios de carregamento;
- A plastificação da seção protendida ocorreu com uma carga de 300 kN, enquanto no caso da seção simples, essa carga foi de 230 kN;

Por fim os autores confirmaram as vantagens do uso da protensão, devido ao aumento significativo na capacidade resistente da viga, redução nas flechas e melhor controle de fissuras na laje de concreto, considerando que o processo de protensão é relativamente simples.

Figura 2.11: Ensaio experimental realizado por Safan e Kohoutková

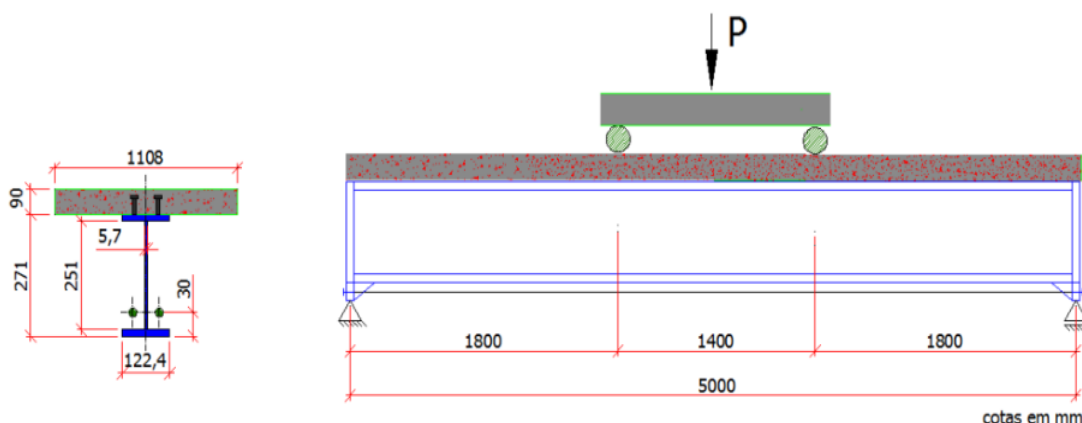


Fonte: Safan e Kohoutková (2001)

Posteriormente, Chen & Gu (2005) realizaram análises experimentais em vigas mistas protendidas externamente em regiões de momentos fletores positivos, conforme é apresentado na Figura 2.12. O intuito principal foi a verificação do momento último e resistência incremental gerada pela utilização da técnica de protensão. Para isso foram utilizadas duas vigas (BS1 e BS2). A viga denominada por BS1 foi estudada em dois estágios, ficando sem protensão até atingir comportamento não linear e, após isso, foi descarregada para aplicação da protensão, sendo posteriormente carregada até a ruptura. A viga BS2 foi analisada em apenas um estágio, com protensão. As vigas elementos de estudo foram compostas por um perfil metálico em seção transversal tipo I, laje convencional de concreto armado e dois cabos de protensão com área nominal de 137,4 mm², sendo estes 7 ϕ 5 fios de alta resistência. O comprimento total da viga foi de 5150 mm, sendo a distância entre apoios

igual a 5000 mm. Considerando interação total entre os diferentes materiais componentes da viga mista, a laje de concreto foi conectada à mesa superior através de conectores de cisalhamento com diâmetro de 16 mm, espaçados a cada 250 mm no sentido longitudinal e 70 mm no sentido transversal. A laje de concreto foi composta por barras de 8 mm de diâmetro nas duas direções ortogonais. A força de protensão inicial aplicada ao cabo foi de 239 kN. Ao final dos ensaios, os autores concluíram que além da capacidade de carga ser grandemente incrementada com o emprego da protensão, houve também uma significativa redução dos deslocamentos. Foi percebido também um aumento de tensão no cabo de protensão, após a aplicação de todas as forças na estrutura.

Figura 2.12: Vista longitudinal e da seção transversal da viga mista protendida biapoiada ensaiada por Chen & Gu (2005)

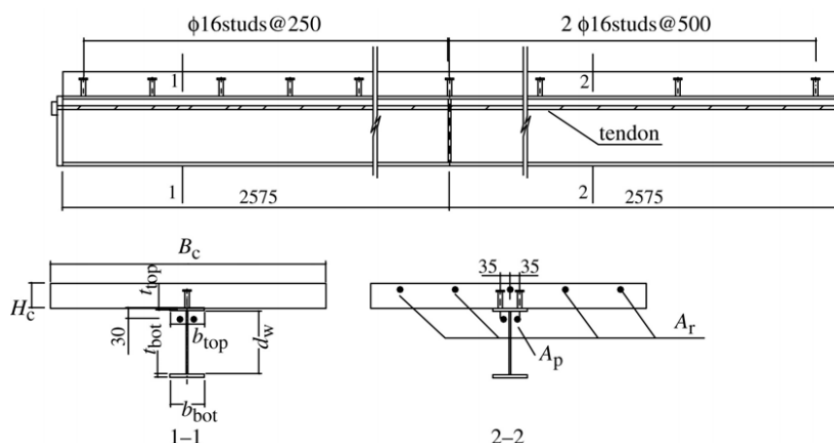


Fonte: Adaptado de Chen & Gu (2005)

No mesmo ano, Chen (2005) foi autor de um estudo experimental em vigas mistas protendidas sujeitas a momentos negativos (Figura 2.13), na qual foi investigado o comportamento relativo às deformações e resistências últimas. Foram ensaiadas quatro vigas, com variações em seus vãos e no grau de interação dos conectores de cisalhamento. A seção transversal da viga era formada por uma laje de concreto armado e um perfil metálico tipo I. O comprimento total da viga era de 5150 mm, sendo a distância entre apoios igual a 2575 mm. Considerando interação total entre os diferentes materiais componentes da viga mista, a laje de concreto foi conectada à mesa superior da viga através de conectores de cisalhamento com diâmetro de 16 mm, espaçados a cada 250 mm no sentido longitudinal e 70 mm no sentido transversal. A protensão foi executada com dois cabos de protensão com áreas nominais iguais a 137,44 mm² e configuração retilínea, com uma força inicial estimada em 119,5 kN. O autor chegou à conclusão que nas vigas contínuas houve um aumento significativo no momento de fissuração da laje nas regiões de momento negativo e concluíram

ainda, que na região de momento negativo o modo de falha predominante foi governado pela instabilidade lateral/distorcional, instabilidade local ou uma interação entre estes.

Figura 2.13: Detalhes das vigas mistas protendidas sujeitas a momento negativo ensaiadas por Chen (2005)

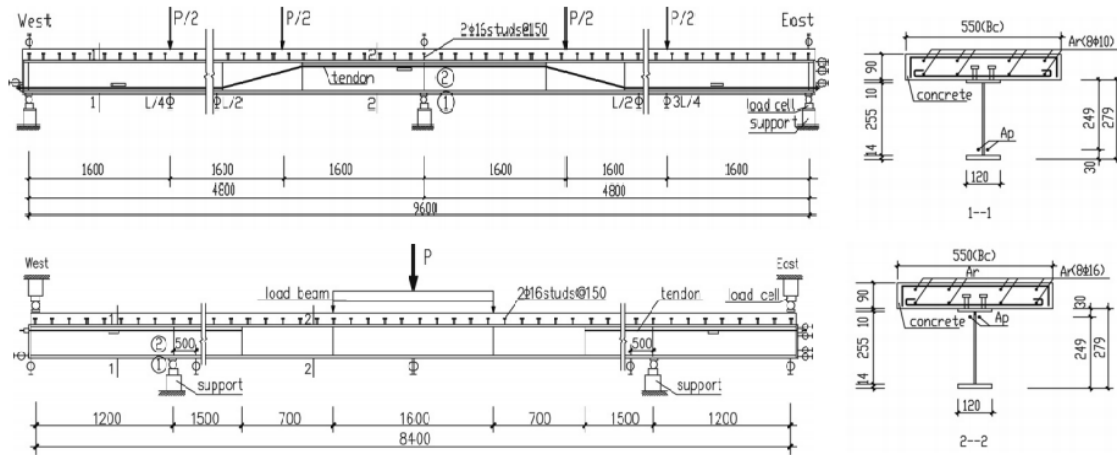


Fonte: Adaptado de Chen (2005)

Em seguida, Chen, Wang e Jia (2009) realizaram um estudo comparativo em vigas mistas contínuas de aço e concreto através de investigações experimentais. Foram ensaiadas quatro vigas, entre as quais, duas eram compostas por dois vãos e as demais por três vãos. Uma das vigas que foram compostas por dois vãos possuíam protensão (PCCB1), enquanto a outra não possuía (CCB1). Nas vigas de três vãos, uma não era protendida (CCB2) e a outra foi protendida somente nas regiões de momentos negativos (PCCB2). O comprimento total das vigas de três e dois vãos eram respectivamente iguais a 8400 mm e 9600 mm, conforme é indicado na Figura 2.14. Considerando interação total entre os diferentes materiais componentes da viga mista, a laje de concreto foi conectada à mesa superior das vigas mistas através de conectores de cisalhamento com diâmetro de 16 mm, espaçados a cada 150 mm no sentido longitudinal e 76 mm no sentido transversal. Foram adotados dois cabos de protensão com área nominal igual a 137,40 mm² para cada viga, dispostos um de cada lado da seção de aço e ancorados nas extremidades do elemento em chapas de 25 mm de espessura. Nos cabos de protensão foi aplicada uma força inicial igual a 121,0 kN para o elemento PCCB1 e 113,0 kN para o elemento PCCB2. As vigas de três vãos eram compostas de protensão com cabo retilíneo somente nas regiões de momento negativo, enquanto as vigas de dois vãos eram compostas de protensão com cabo de traçado poligonal ao longo de toda a viga. O intuito do experimento desenvolvido foi avaliar a flambagem local das chapas, flambagem lateral por distorção e o comportamento das vigas frente às fissurações que estão decorrentes. O momento último foi governado por flambagem local, flambagem lateral por

distorção ou pela atuação do conjunto. Por fim, os autores concluíram que a aplicação da protensão gerou um aumento no momento de fissuração das vigas mistas contínuas.

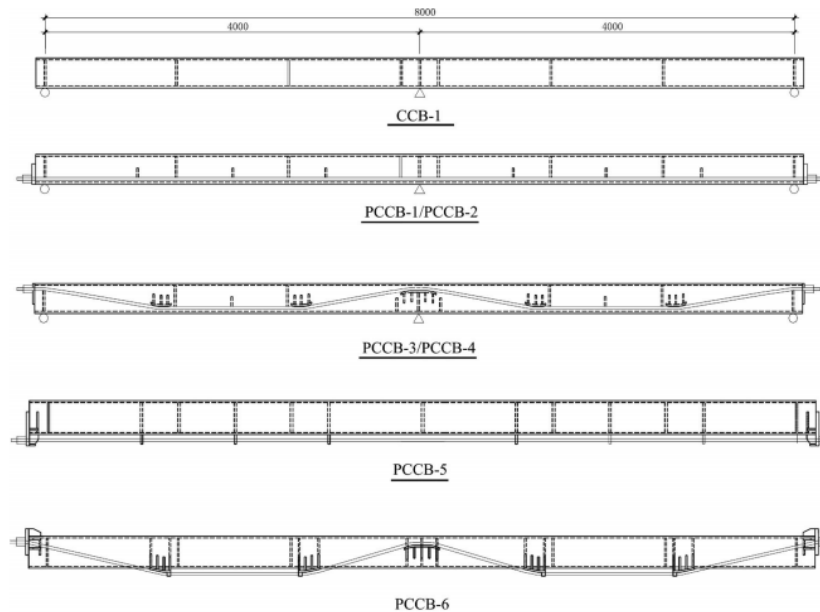
Figura 2.14: Vista longitudinal e da seção transversal das vigas mistas protendidas ensaiadas por Chen, Wang e Jia (2009)



Fonte: Chen, Wang e Jia (2009)

Nie et al. (2009) desenvolveram um programa experimental em vigas mistas protendidas contínuas. Neste caso a configuração da seção transversal da viga foi formada por uma seção retangular preenchida com concreto, ligada por meio de conectores de cisalhamento à laje de concreto. Foram avaliadas situações com protensão externa e com os cabos de protensão no interior do perfil de aço, conforme Figura 2.15.

Figura 2.15: Detalhes dos ensaios realizados por Nie et al.

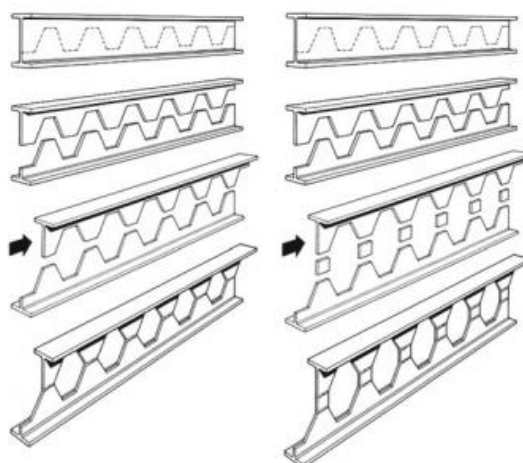


Fonte: Nie et al. (2009)

Nelsen (2012) desenvolveu uma ampla revisão bibliográfica sobre os aspectos construtivos, comportamento estrutural, procedimentos de análise e dimensionamento de vigas metálicas e mistas com protensão externa. O autor apresentou um procedimento para determinação da capacidade resistente de vigas mistas de tipologia tradicional protendidas externamente sujeitas a momento fletor positivo com base nos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008 e sequentemente foi englobado pelo autor a realização de um estudo paramétrico, que teve como objetivo averiguar a influência da variação do nível de protensão, excentricidade do cabo e metodologia construtiva (pré-tração e pós-tração) no comportamento do elemento estrutural. Como forma de sistematizar os procedimentos de dimensionamento foi utilizado o programa *MathCAD*® para desenvolvimento de planilhas eletrônicas. Uma vez finalizado o estudo paramétrico desenvolvido, Nelsen (2012) concluiu que maiores excentricidades resultam em maior capacidade resistente para a viga de aço, independente da metodologia aplicada na execução, aproveitando a ocasião para recomendar que, sempre que possível, é de grande vantagem locar o cabo abaixo da mesa inferior do perfil de aço.

Afefy, Atta e Taher (2012) focaram os estudos em vigas mistas de aço e concreto protendidas compostas por aberturas na alma. Essas vigas são chamadas de *castellated beams*, sendo este nome denominado pelo fato do perfil se assemelhar a um castelo, em seu processo de fabricação, conforme apresenta a Figura 2.16. Os furos na alma do perfil podem assumir diversas formas, como hexagonal, octogonal, sinusoidal, circular e quadrada, sendo esta última a tipologia adotada pelos autores. Segundo os autores, estes tipos de viga são compostas de diversas vantagens, como por exemplo, aumento de resistência e rigidez, pelo fato de ser possível complementar as dimensões do perfil sem que o peso do elemento se eleve; além disso, os furos permitem a passagem de canos destinados à instalações hidráulicas, instalações elétricas, assim como também a execução de lajes alveolares.

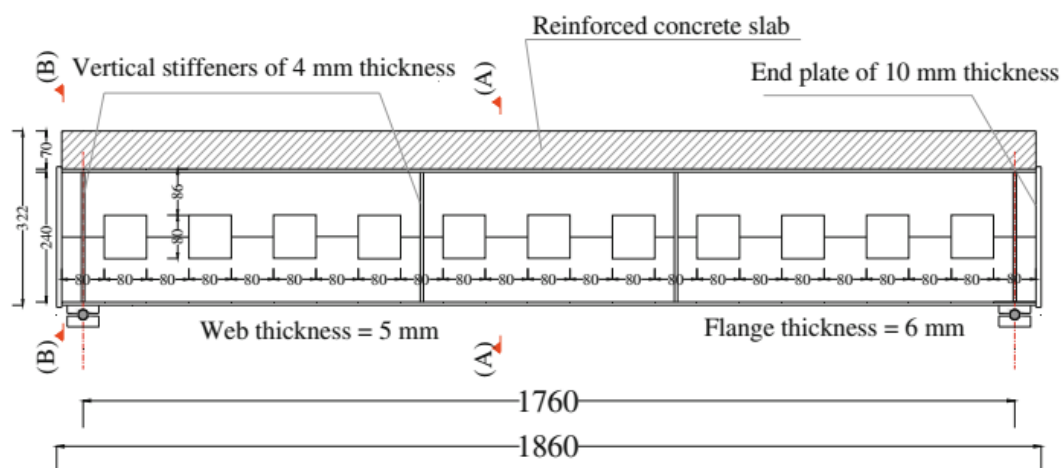
Figura 2.16: Processo de fabricação e vigas com furos hexagonais e octogonais



Fonte: Afefy, Atta e Taher (2012)

Afey, Atta e Taher (2012) realizaram ensaios experimentais em dez vigas mistas subdividindo-as em três grupos, sendo nestas analisadas as forças últimas, deslocamento no meio dos vãos, deformações tanto no concreto quanto no perfil de aço e as deformações ocorrentes nos cabos de protensão. O primeiro grupo foi constituído de quatro amostras de vigas mistas sem a utilização de protensão, o segundo grupo era composto por três vigas, sendo estas possuintes da mesma configuração dos perfis da primeira amostra, porém, eram munidas de enrijecedores verticais ao longo da alma da viga além de ter sido aplicada a protensão. O terceiro grupo trouxe três vigas mistas com as mesmas tipologias do perfil de aço (com aberturas iguais aos outros dois grupos), porém estes parcialmente revestidos de concreto. Todas as vigas ensaiadas eram compostas pelas mesmas dimensões e tipologias, sendo de comprimento igual a 1,86 metros e altura total de 32,2 centímetros, incluindo o perfil de aço e a laje de concreto. Foram utilizados também dois desviadores para o cabo de protensão. A interação entre os diferentes materiais, foi considerada completa, sendo esta realizada com conectores de cisalhamento em forma de perfil tipo “u” com altura de 40 milímetros, largura igual a 20 milímetros e distanciados a cada 150 milímetros. Os furos executados na alma de aço possuíam dimensões de 80 x 80 milímetros com espaçamentos também iguais a 80 milímetros, conforme ilustra a Figura 2.17.

Figura 2.17: Vigas ensaiadas por Afey et al.



Fonte: Afey, Atta e Taher (2012)

Uma vez realizados os ensaios, os autores chegaram às seguintes conclusões:

- Nos primeiros ensaios, na qual a viga mista não possuía revestimento de concreto, a capacidade de carga última foi inversamente proporcional ao acréscimo do nível de protensão. Isso aconteceu devido à combinação de esforços existente nas proximidades da extremidade do elemento, na qual a

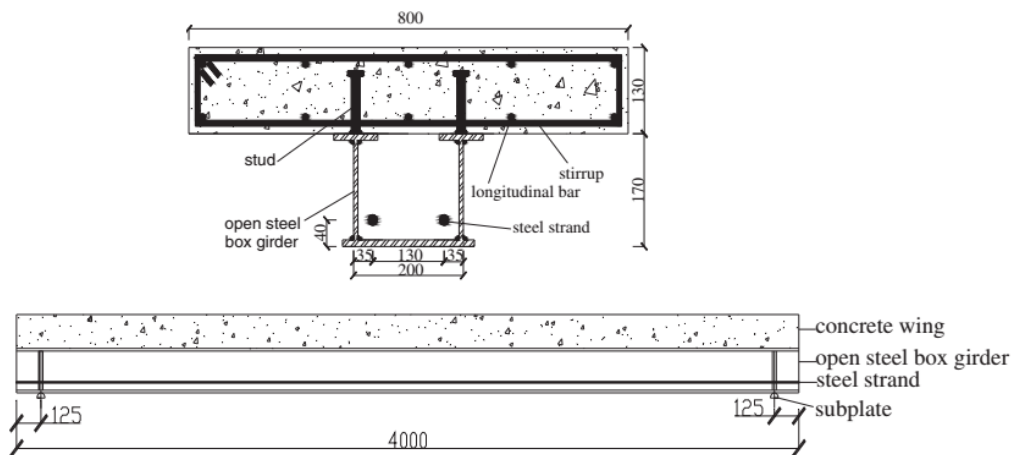
força devido ao esforço de protensão é combinada com um alto valor de esforço cortante, com atuação em seções com almas vazadas.

- Nos ensaios em que foram realizados o preenchimento dos dois primeiros furos em cada extremidade da viga, com o intuito de fazer testes referentes aos esforços de cisalhamento atuantes, foi observado que, houve maior resistência ao cisalhamento em relação à primeira tipologia ensaiada, chegando essa diferença a 45 %.
- Os reforços verticais utilizados levaram a um aumento de resistência da carga última na ordem de 12% a 16%.
- A utilização do revestimento parcial na alma do perfil se mostrou grandemente vantajosa tanto para os casos de ELU e ELS, pois proporcionou um aumento na capacidade de carga última e redução dos deslocamentos no meio dos vãos. A viga mista parcialmente revestida, se mostrou ainda como sendo mais apropriada a receber esforços de protensão, não estando sujeitas a instabilidades decorrentes dessa técnica.

Shaowei (2014) desenvolveu estudos experimentais em vigas mistas protendidas constituídas de seção tipo caixão (Figura 2.18), com intuito principal de estudar o comportamento mecânico à flexão, fornecer especificações e requisitos de projetos e por fim, desenvolver expressões analíticas de dimensionamento considerando grau de interação parcial na interface entre os diferentes materiais. Foram ensaiadas um total de dez vigas, sendo seis sujeitas a flexão simples, três sujeitas a flexão pura e uma sujeita a flexão pura sem a técnica de protensão aplicada. Nessas vigas foram alterados os níveis iniciais de protensão e metodologia construtiva (pré-tração e pós-tração). As vigas elementos de estudo eram compostas de altura igual a 30 cm., largura de 20 cm. com os cabos de protensão localizados no interior do perfil de aço. Uma vez realizados os ensaios, foi percebido que a capacidade de carga da viga reduziu consideravelmente após ocorrer um esmagamento na laje de concreto e conforme já era esperado, os autores concluíram que as vigas mistas com seção tipo caixão protendidas, além de terem o trabalho em regime elástico da viga aumentados, são munidas de uma série de vantagens quando comparadas às vigas sem a utilização da protensão. A capacidade à flexão das vigas foi altamente incrementada com a utilização da técnica de reforço. Outro fator importante contido nesse tipo de seção é a proteção existente nos cabos frente às ações ambientais, visto que, estes estão no interior do perfil de aço. Os autores desenvolveram ainda expressões analíticas para cálculo do deslocamento e capacidade resistente à flexão, compararam os valores determinados com os

obtidos experimentalmente e devido aos ótimos resultados atingidos com as correlações realizadas, concluíram que as equações estão aptas a serem utilizadas para deduzir o comportamento real do elemento misto, especificamente para perfis tipo caixão com a laje de concreto ancorada na parte superior deste.

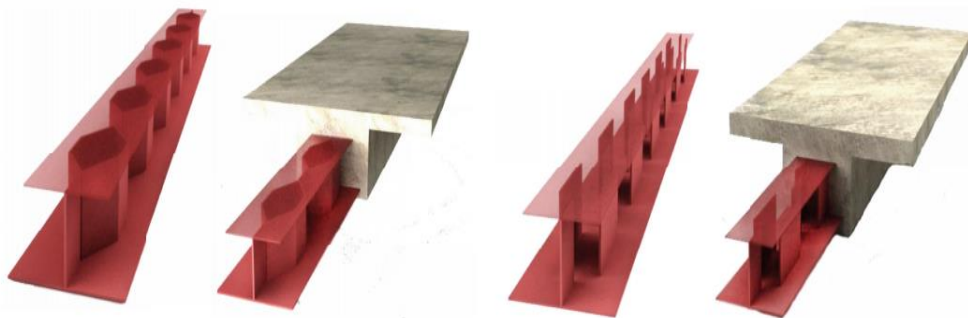
Figura 2.18: Viga ensaiada por Shaowei (2014)



Fonte: Shawoei (2014)

Outros estudos envolvendo a protensão em estruturas mistas de aço e concreto tem sido realizados, porém de forma maiormente ousadas, com a utilização de perfis de aço que possuem formas diversificadas. Como exemplo disso, Oh et al. (2015) realizaram um estudo em vigas mistas protendidas que possuem perfis de aço com almas corrugadas e com aberturas. Foram realizados estudos em duas vigas, sendo uma das vigas composta por perfil corrugado e outra viga com perfil que possui aberturas, sendo ambos descontínuos, conforme a Figura 2.19. O perfil metálico elemento de estudo era composto de uma altura de 37,3 cm e era assimétrico, possuindo largura da mesa superior e inferior iguais a 20 cm e 30 cm respectivamente.

Figura 2.19: Vigas estudadas por Oh et al. (2015)



Fonte: Oh et al. (2015)

Os resultados dos testes obtidos pelos autores mostraram que as vigas apresentaram uma relação carga x deformação bastante similares. A viga com alma corrugada apresentou fissuras iniciais com uma carga igual a 58 kN, sendo a carga última para este perfil igual a 785 kN, apresentando um deslocamento máximo de 14,7 cm. Já as vigas com aberturas na alma tiveram suas primeiras fissuras observadas com uma carga de 68 kN e a carga última foi obtida com 789 kN, apresentando um deslocamento máximo igual a 15,2 cm. Após os ensaios experimentais e numéricos, os autores concluíram que a aplicação da protensão foi maiormente beneficiada quando aplicada em perfis do tipo estudado, e concluíram também que devido ao acréscimo das tensões de cisalhamento nas vigas que possuem perfis de alma com aberturas, deve-se considerar nos cálculos de resistência ao cisalhamento a redução da seção transversal.

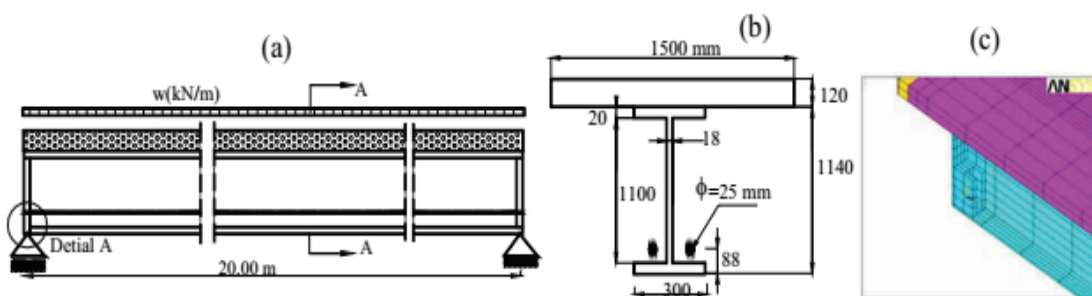
Vale destacar também os trabalhos de Dabaon, Sakr e Kharoub (2005); Bursi et al. (2008); Belletti & Gasperi (2010); Nie et al. (2011); Ibrahim, Mohaisen e Ahmed (2012); Souza, Maia e De Nardin (2015); El-shaer e Mukhtar (2016) e Lou, Lopes e Lopes (2016) que desenvolveram metodologias para análise numéricas afim de simular o comportamento de vigas mistas protendidas no que se refere aos modos de colapso, previsão de deformações em serviço e avaliação da influência dos conectores de cisalhamento, ou seja, de um modo geral, simularam o comportamento misto com protensão.

Dabaon, Sakr e Kharoub (2005) foram autores de um artigo que apresenta a modelagem numérica de vigas mistas protendidas externamente com o grau de iteração dos conectores sendo parcial (Figura 2.20). A pesquisa realizada trata de dois diferentes tipos de vigas, com o intuito de comparação entre eles, sendo um com o traçado do cabo de protensão retilíneo e o outro com o cabo poligonal. Os autores citam que vários fatores geram dificuldades na análise deste tipo de elemento estrutural, que são: o comportamento não linear dos conectores de cisalhamento; o comportamento não linear do aço e concreto; fragilidade do concreto e deslizamento existente na ancoragem do cabo de protensão. Diante desses vários fatores citados, os autores sugerem que a maneira de considerar a combinação desses fatores de forma eficiente é através da utilização de alguma ferramenta que faz uso do método dos elementos finitos, sendo com base nesse aspecto que a pesquisa dos autores foi realizada através do software ANSYS®. A análise numérica foi iniciada com a modelagem do concreto, no qual os autores utilizaram o elemento *SÓLID65* para sua representação, pelo fato deste simular de forma precisa fissuras e esmagamentos no concreto. A simulação do perfil de aço, juntamente com os enrijecedores e desviadores, foi realizada através do elemento *SÓLID45*, possuinte de oito nós com três graus de liberdade cada, sendo translações nas direções x, y e z. Para a modelagem dos conectores de cisalhamento, os autores optaram em fazer uso do elemento *COMBINE39*, que é um elemento de mola não

linear com rigidez altamente elevada em uma única direção, capaz de simular o grau de iteração parcial, inicialmente proposto nesse trabalho. O cabo de protensão foi representado pelo elemento *LINK8*, que possui a característica de tensão uniaxial, com dois nós e três graus de liberdade cada. Para avaliar a confiabilidade do modelo numérico proposto, foram realizadas comparações entre o modelo numérico e resultados obtidos via ensaios experimentais. Por fim, os autores observaram que os resultados obtidos numericamente foram muito próximos dos ensaios experimentais e, uma vez calibrados os modelos, usufruíram deste para realizar estudos do comportamento do elemento, alternando graus de iteração dos conectores de cisalhamento e traçados do cabo de protensão, chegando as seguintes conclusões:

- A redução do grau de iteração dos conectores de cisalhamento fornece um incremento da ductilidade no elemento estrutural, porém reduz a capacidade de carga final;
- A modalidade de falha das vigas mistas protendidas são diretamente influenciadas pelo grau de iteração dos conectores de cisalhamento;
- Para casos em que o grau de iteração dos conectores de cisalhamento é completa, o traçado do cabo de protensão não influenciou grandemente na capacidade de carga última da estrutura, porém, nos casos em que o grau de iteração é parcial, o traçado do cabo poligonal fornece grande aumento na capacidade de carga última do elemento misto protendido;

Figura 2.20: Viga mista estudada por Dabaon, Sakr e Kharoub (2005)



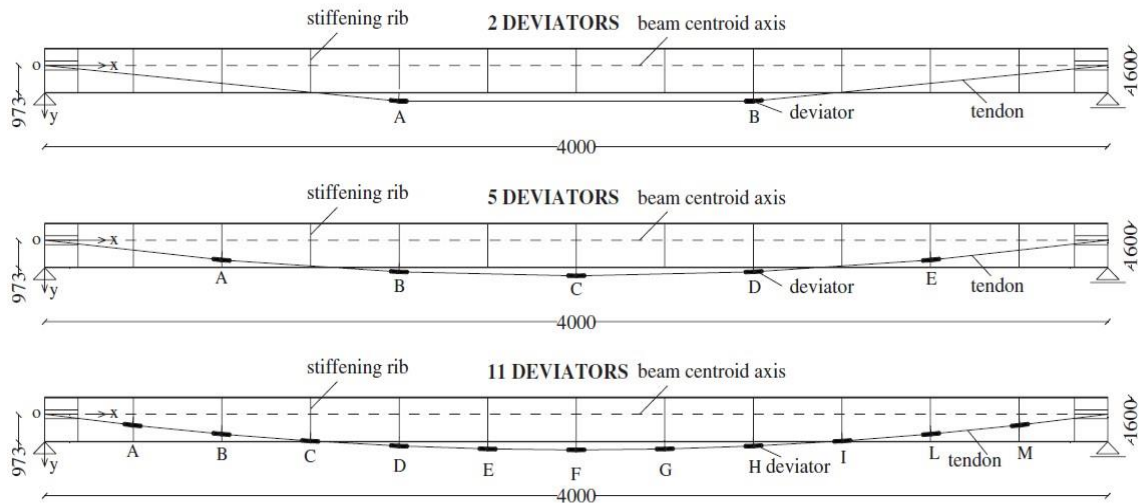
Fonte: Dabaon, Sakr e Kharoub (2005)

Bursi et al. (2008) relatou um exemplo interessante envolvendo a aplicação de análises numéricas a estruturas mistas de aço e concreto. Trata-se da recuperação do viaduto Montevideo localizado em Trento, na Itália. A reabilitação do viaduto foi necessária devido aos sérios problemas de corrosão na viga caixão e uma adequação aliado ao tráfego de veículos que aumentou com o passar do tempo. Além disso, o condicionante de projeto é que a obra

fosse realizada sem fechamento do trafego de veículos. Foi realizada então uma modelagem estrutural em elementos finitos utilizando o programa SAP2000® em que os resultados foram calibrados com medições de deslocamentos e acelerações na própria estrutura. O estudo propôs duas soluções para o traçado do cabo de protensão, uma parabólica e outra retilínea. Sendo adotada a segunda solução, com o cabo retilíneo posicionado na mesa inferior da seção caixão. Esta solução se mostrou menos eficiente estruturalmente em relação a outra opção, no entanto, apresentou execução mais simples e econômica.

Em seguida, Belletti & Gasperi (2010) desenvolveram um estudo em vigas metálicas protendidas acerca da influência do número de desviadores e, conseqüentemente, do traçado dos cabos na resistência desses elementos estruturais. Foram realizadas simulações numéricas em vigas de seção tipo I assimétricas, enrijecidas por 15 enrijecedores, com 40 metros de vão e dois cabos de protensão, variando o número de desviadores em 2, 5 e 11, com as configurações dos cabos apresentadas na Figura 2.21. A pesquisa foi realizada em vigas biapoizadas e assimétricas com um vão considerado médio, igual a 40 metros, com a utilização do método dos elementos finitos através do software ABAQUS®.

Figura 2.21: Configurações de cabos analisados por Belletti & Gasperi



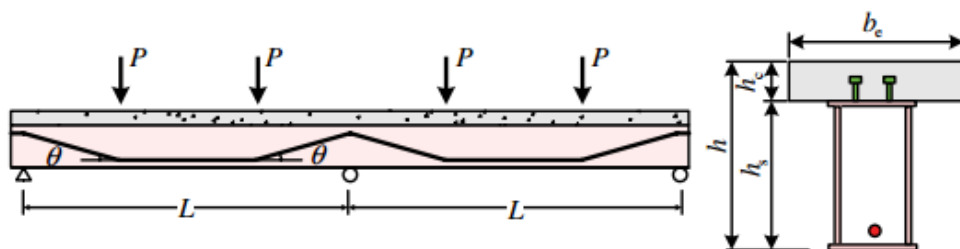
Fonte: Belletti & Gasperi (2010)

Na modelagem, os autores optaram em utilizar o elemento *SHELL (S4)* para simulação do comportamento das vigas metálicas e dos enrijecedores, este que possui quatro nós e três graus de liberdade por nó, foi selecionado pelo autor por apresentar plasticidade e grande capacidade de deformação. Para simular o comportamento dos desviadores foi utilizado o elemento *BEAM ELEMENTS (B31)*. Já a interação entre o cabo de protensão e os desviadores foi modelada com o elemento designado *TUBE-TUBE CONTACT ELEMENTS*

(*ITT31*), sendo por fim o elemento *TRUSS (T3D2)* o selecionado para representantar os cabos de protensão. Os autores concluíram que a capacidade resistente aumenta com o aumento do número de desviadores, principalmente pelo fato de haver redução nos deslocamentos horizontais e menor possibilidade de instabilidade da viga durante o processo de protensão. Nesta situação, é possível a introdução de forças de protensão mais elevadas, o que gera um aumento na capacidade de carga do elemento. No entanto, alertavam para as altas tensões de compressão resultantes na viga durante a introdução das forças de protensão e que a instabilidade da viga pode ser um limitante de projeto.

Nie et al. (2011) elaborou além de um estudo analítico, uma modelagem numérica para simular a fissuração, carga última e o comportamento não linear de vigas mistas contínuas protendidas (Figura 2.22).

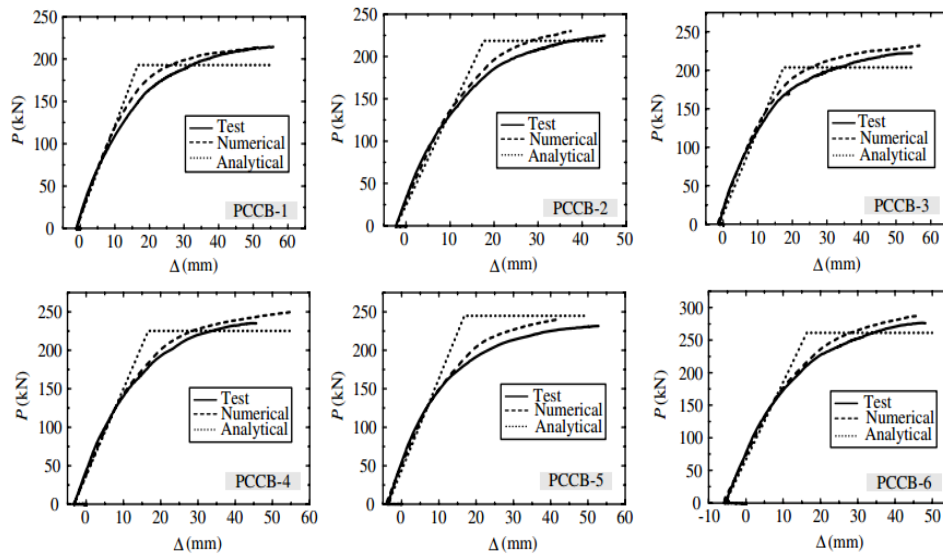
Figura 2.22: Viga modelada por Nie et al.



Fonte: Nie et al. (2011)

O pacote comercial de elementos finitos utilizado na pesquisa é denominado MSC.MARC®. Para simular o comportamento do perfil de aço foi utilizado o elemento *SHELL* contido na biblioteca do programa. Para discretização da laje foi utilizado novamente o elemento *SHELL*. O autor modelou o cabo de protensão utilizando o elemento denominado *TRUSS*, no qual estes foram ancorados nos pontos de ancoragem de extremidade e nos desviadores presentes na viga. Os autores ressaltam que nos nós coincidentes das extremidades do cabo e da viga de aço foram restringidos todos os graus de liberdade, e nos nós coincidentes dos desviadores e cabos de aço foram restringidos as translações verticais e transversais, deixando livre o movimento longitudinal. Os conectores de cisalhamento foram representados pelo elemento *RIGID-LINK*, sendo estes acoplados coincidentemente nos nós da laje e da mesa superior do perfil de aço, contidos em um mesmo alinhamento. Os autores concluíram que o modelo numérico representou de forma precisa o comportamento das vigas mistas, como mostra a Figura 2.23.

Figura 2.23: Gráfico força x deslocamento, com resultados através do MEF, experimentalmente e analiticamente

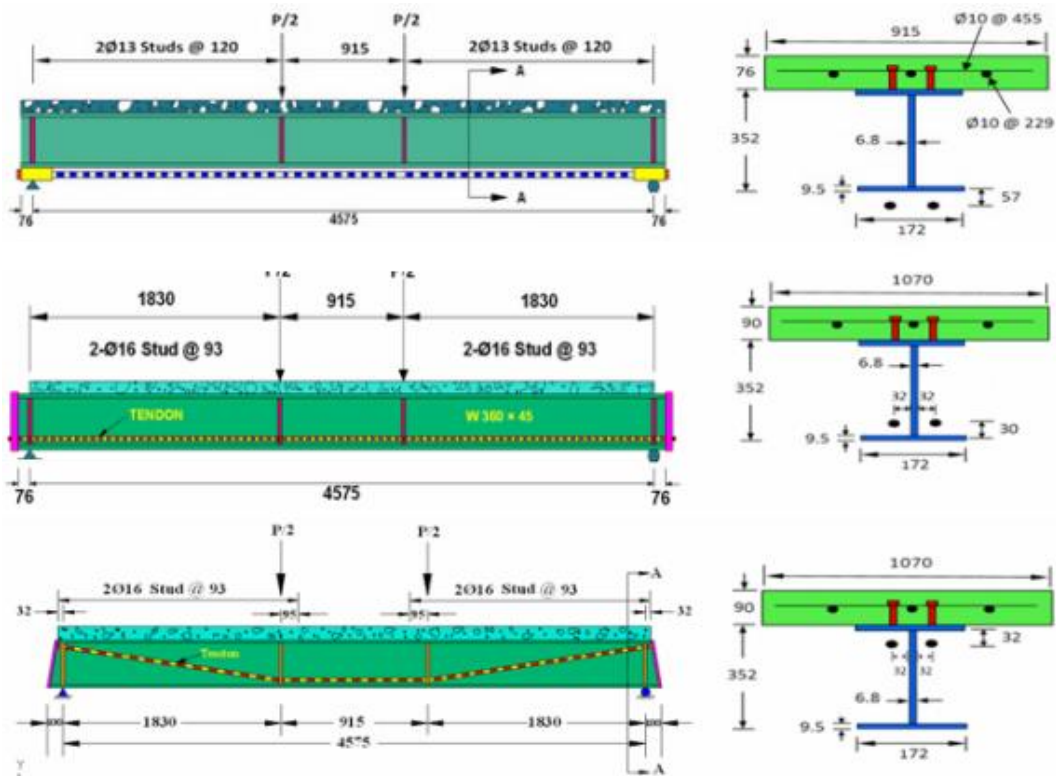


Fonte: Nie et al. (2011)

Posteriormente, Ibrahim, Mohaisen e Ahmed (2012) realizaram uma modelagem numérica via método dos elementos finitos para análise não linear de vigas mistas com protensão externa compostas da tipologia convencional. A análise foi realizada em três vigas, sendo essas denominadas VS-1, VS-2 e VS-3, onde a principal diferença existente entre elas foi a configuração do cabo de protensão, conforme Figura 2.24. Para análise tridimensional foi utilizado o software ANSYS® versão 12. O intuito dos autores foi averiguar os deslocamentos, tensões no concreto, tensões no perfil de aço e os modos de falha ocorrentes. O elemento para simulação do concreto, segundo os autores, teria que ser capaz de representar com exatidão as fissuras e esmagamentos que este material está decorrente, além de permitir a possibilidade de incluir armaduras para reforço do concreto. Com base nisso, os autores determinaram a utilização do elemento *SÓLID65*, possuinte de 8 nós com possibilidade de translações nas direções x , y e z . Para a discretização do perfil de aço os autores levantaram a necessidade de um elemento que fosse capaz de simular algumas características, que são: plasticidade, fluência, grandes deflexões e capacidades de deformação, sendo o elemento *SHELL43* o selecionado. O cabo de protensão foi modelado através do elemento *LINK8*, que é um elemento de barra muito utilizado para modelagens de elementos que compõem treliça ou molas, já que é uniaxial e possui 3 graus de liberdade a cada nó, sendo somente translações nas direções x , y e z . A força de protensão foi aplicada no cabo através do emprego de uma certa deformação inicial ao cabo, e os esforços foram transmitidos às vigas através dos pontos de ancoragens e enrijecedores. Ibrahim et al. (2012) realizaram também a modelagem de enrijecedores nos locais de ancoragens dos cabos de

protensão, pois relata isto como uma necessidade, visto que estes são benéficos no que se refere a distribuição uniforme de tensões atuantes no local. Para essa modelagem os autores optaram em utilizar o elemento *SOLID45*. O comportamento não linear na interface entre os diferentes materiais (aço e concreto) foi também simulado, desta vez, com um par de elementos, chamados de *CONTA173* e *TARGE170*, sendo este primeiro o elemento que simula o contato, deslizamento e deformação de superfície e o segundo simula a superfície rígida existente. Segundo os autores, a união destes é essencial para modelagem da interface existente entre os materiais. A representação dos conectores de cisalhamento no estudo foi realizada através da combinação de dois elementos, sendo: *COMBIN39* e *LINK8*, onde o primeiro é utilizado para resistir as forças de cisalhamento na interface e o último resiste aos esforços normais.

Figura 2.24: Vigas modeladas por Ibrahim, Mohaisen e Ahmed (2012)



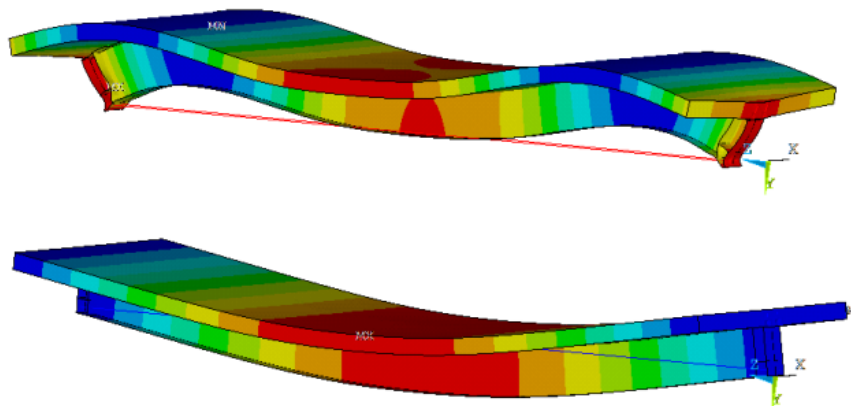
Fonte: Ibrahim, Mohaisen e Ahmed (2012)

Os autores consideraram o concreto como homogêneo e inicialmente isotrópico, com uma relação constitutiva adotada baseada no trabalho de Desayi e Krishnan. As propriedades mecânicas do aço, incluindo as barras de aço contidas na laje e o cabo de protensão, foram representadas através de uma relação tensão x deformação bilinear, sendo consideradas pelos autores, uma representação mais simples em relação à representação do concreto. Após o término do processo de modelagem, a validação foi realizada através de comparações com ensaios experimentais, sendo que a maior diferença entre resultados chegou a 2,4 %.

Foram obtidas então, ótimas correlações entre os resultados numéricos e experimentais, para ambas as vigas estudadas e, com isso, os autores concluíram que o modelo desenvolvido simula eficientemente o comportamento real de elementos mistos protendidos.

No Brasil, Souza, Maia e De Nardin (2015) realizaram um estudo, através do software ANSYS®, contendo o desenvolvimento de uma metodologia para análise numérica em vigas mistas de aço e concreto protendidas com tipologia tradicional. A viga modelada foi composta por 5,0 metros de vão e dois cabos de protensão com configuração retilínea ao longo de todo o comprimento da viga. O comportamento conjunto foi garantido através de duas linhas de conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 16 mm soldados na extensão da viga com espaçamento de 200 mm. Para modelagem do perfil de aço utilizou-se o elemento *SHELL43* e para simulação da laje de concreto optou-se em utilizar o elemento *SOLID65*, na qual foi utilizada uma taxa de armadura igual a 1%. Os cabos de protensão foram representados pelo elemento *LINK10* e por fim os autores selecionaram o elemento *BEAM189* para simular o comportamento dos conectores de cisalhamento. Na Figura 2.25 são apresentadas as vigas na configuração inicial, com atuação somente da força de protensão e após a aplicação do carregamento externo, respectivamente.

Figura 2.25: Geometria do modelo numérico desenvolvido por Souza, Maia e De Nardin



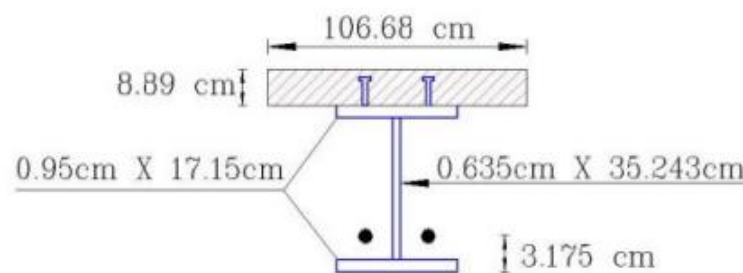
Fonte: Souza, Maia e De Nardin (2015)

A viga mista foi modelada com seu comprimento total e cada conjunto foi discretizado separadamente. O modelo foi validado através de comparações com resultados experimentais contidos na literatura e, a partir disso, os autores concluíram que houve uma boa correlação entre os resultados com uma diferença de 11% entre os momentos fletores obtidos experimentalmente e numericamente. Apesar disso, Souza, Maia e De Nardin (2015) afirmaram que existiram algumas dificuldades de modelagem, sendo uma delas a dificuldade da modelagem do concreto, e ressaltaram que a interface entre o aço e o concreto é um ponto

que também merece atenção, pois pode ser modelado de diversas maneiras, dependendo do grau de interação requerido entre os diferentes materiais, o que pode influenciar nos resultados finais obtidos. Nesta modelagem os autores deixaram uma pequena folga na interface entre os materiais, fazendo com que a transferência de esforços fosse realizada através dos conectores de cisalhamento.

Um ano depois, El Shaer e Mukhtar (2016) realizaram uma análise numérica através do método dos elementos finitos em vigas mistas. O estudo dos autores englobou vigas contínuas e bi apoiadas, protendidas e não protendidas, a fim de analisar os deslocamentos, tensões no concreto e no perfil de aço, deslizamento entre os diferentes materiais e modos de falha. Para o estudo foi utilizado o software comercial *ANSYS®* versão 15 e foi considerado interação parcial entre a laje de concreto e o perfil de aço. A Figura 2.26 apresenta a tipologia de viga estudada.

Figura 2.26: Seção transversal da viga modelada por El Shaer



Fonte: El Shaer e Mukhtar (2016)

A laje de concreto foi discretizada com o elemento *SOLID186*, que possui vinte nós e três graus de liberdade por nó. O autor afirma que tal elemento é viável para representar o concreto, visto que este é capaz de simular as fissuras que o mesmo pode sofrer, a não linearidade do material e possibilita a adição de reforço, como barras de aço, caso seja necessário. O perfil de aço foi modelado utilizando o elemento *SHELL43*, pelo fato deste facilitar a representação da não linearidade do material. Os conectores de cisalhamento foram simulados através do elemento denominado *BEAM189*, que possui três nós e seis graus de liberdade a cada nó. Os elementos *TARGE170* e *CONTA173* foram os selecionados pelos autores para representação do contato na interface entre o aço e concreto, pois simulam a existência de pressão em casos de contato entre os materiais, levando em conta também o deslizamento e levantamento entre as partes, caso comum nestes elementos. El Shaer e Mukhtar (2016) relataram que a modelagem dos cabos de protensão foi realizada de maneira simples, com utilização do elemento *LINK8*, pelo fato de atuar somente forças axiais. Os autores destacam ainda que pelo cabo ser localizado fora da área física da seção transversal,

os esforços são transferidos através dos pontos de ancoragem e desviadores. Os nós foram acoplados um por um na interface entre a laje de concreto e a viga de aço, e a validação do modelo foi realizada através de comparações com resultados experimentais. Por fim, os autores concluíram que o software ANSYS® é bastante apropriado a simular o comportamento e a carga última de vigas mistas protendidas, visto que os resultados obtidos foram relativamente próximos quando comparados aos resultados experimentais utilizados. Afirmaram ainda que o deslocamento máximo em vigas contínuas reduziu em 48 % com a utilização da protensão.

É perceptível como há um grande interesse na comunidade científica internacional no estudo e nas aplicações de protensão em estruturas de aço e, sobretudo em estruturas mistas de aço e concreto. De uma forma geral, as pesquisas buscam o desenvolvimento de técnicas de projeto e tecnologias construtivas para o emprego em reforço e reabilitação estrutural, como também para o projeto de novas edificações e pontes de grande porte.

Existem diversas pesquisas sobre a utilização de protensão externa para reforço de vigas de concreto armado no Brasil, como por exemplo os trabalhos de Desir (1993), Almeida (2001), Reis (2003), Romero (2007), Lannes (2008), Tejedor (2013) e Pivatto (2014). Estudos referentes a vigas mistas com protensão são menos frequentes, embora no presente trabalho tenha sido apresentado alguns destes, como o de Nelsen (2012) e Souza, Maia e De Nardin (2015).

Através dos estudos apresentados é claramente visível o grande interesse pelas pesquisas sobre o comportamento e aplicações de estruturas mistas, de modo geral e em particular de vigas mistas. Além disso, percebe-se também a busca por formas alternativas de associação entre aço e concreto para compor os elementos e sistemas estruturais mistos, como é o caso das vigas mistas parcialmente revestidas. Com relação ao uso da protensão no Brasil, embora o interesse maior é por pesquisas voltadas a construções em concreto, pesquisas recentes vêm sendo desenvolvidas no sentido de compreender e introduzir o uso de protensão em estruturas mistas de aço e concreto. Acreditando na potencialidade desta técnica construtiva, este trabalho pretende contribuir para o estado da arte do conhecimento da protensão em vigas mistas com tipologia convencional e parcialmente revestidas, voltadas para a realidade e necessidade da construção civil brasileira, por meio do desenvolvimento de estudos analíticos e análises numéricas.

2.3 SÍNTESE

Através do conteúdo apresentado neste capítulo percebe-se a evolução das pesquisas que englobam as vigas mistas parcialmente revestidas e a aplicação da protensão nas vigas mistas de tipologia convencional, sobretudo na literatura internacional.

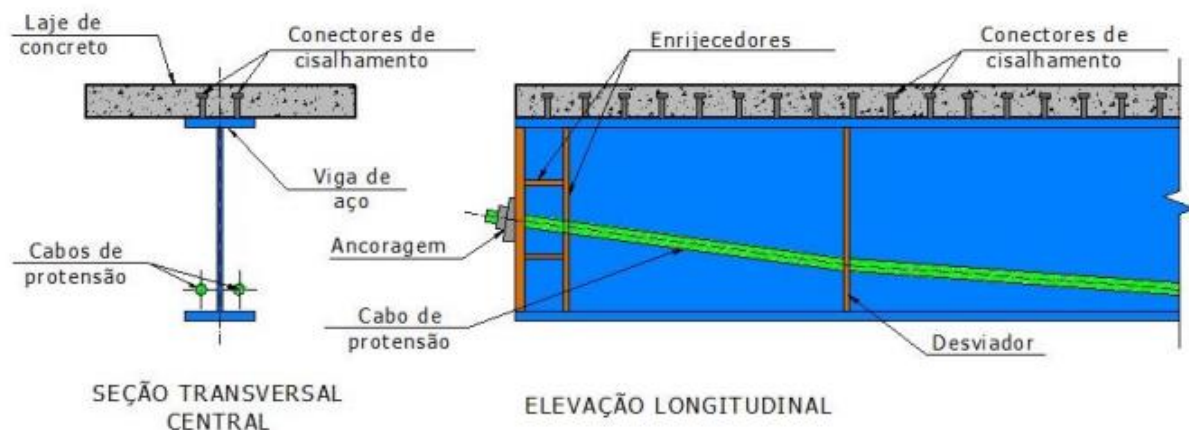
Estes estudos possuem um caráter experimental, analítico e numérico, onde os principais objetivos destes é a análise do comportamento estrutural destas vigas. Muitas das pesquisas foram voltadas a estudos paramétricos, onde foram verificados a influência de alguns parâmetros, como a excentricidade do cabo de protensão, altura do perfil de aço, força de protensão aplicada e grau de interação na interface no comportamento global das vigas mistas. Através das pesquisas, foi possível perceber ainda os efeitos benéficos gerados pela aplicação da protensão nas vigas mistas.

3. PARTES CONSTITUINTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL MISTA PROTENDIDA

Conforme apresentado em Nelsen (2012) as vigas mistas protendidas podem aparecer de diversas formas, sejam estas em função da geometria da seção transversal, da posição do concreto, do tipo de laje utilizada, da posição do cabo de protensão e do tipo de protensão.

Com base nas diversas formas que as vigas mistas podem se apresentar, este capítulo exhibe as principais características de todas as partes que constituem a seção mista protendida, que são um conglomerado entre perfil de aço (seja este revestido de concreto ou não), laje em concreto, desviadores e cabo de protensão, conforme indica a Figura 3.1.

Figura 3.1: Partes constituintes de uma viga mista protendida de tipologia tradicional

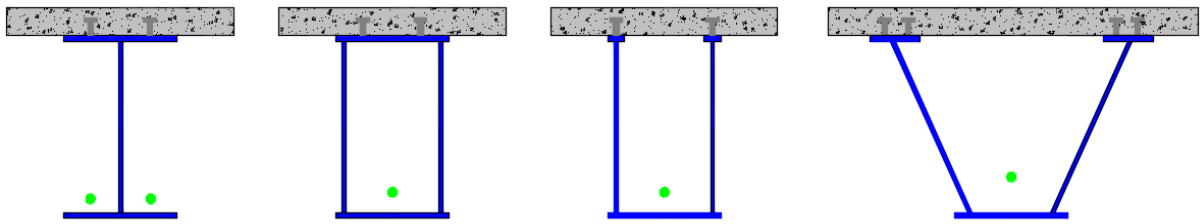


Fonte: Nelsen (2012)

3.1 PERFIL DE AÇO

Conforme foi apresentado na revisão da literatura contida no capítulo anterior, estudos com vigas mistas protendidas são realizados incluindo diversificadas formas de perfis de aço, destacando-se os estudos realizados por: Nunziata (2004), Nie et al. (2011) e Shaowei (2014). A Figura 3.2 traz alguns destes perfis, incluindo a tipologia de viga mista convencional.

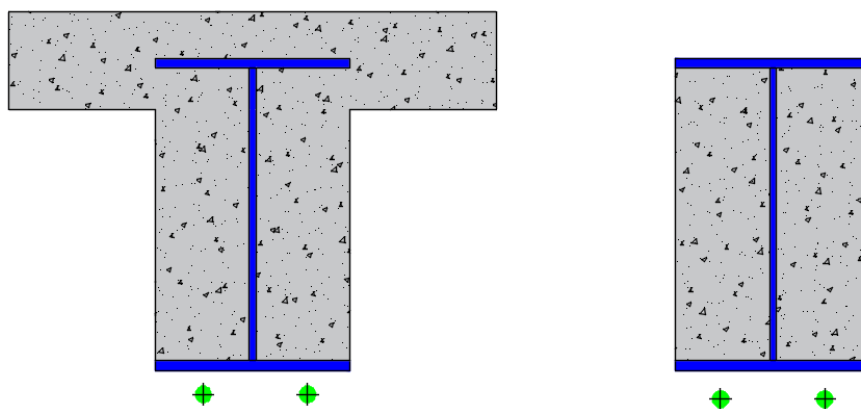
Figura 3.2: Exemplos de seções transversais para vigas mistas protendidas



Fonte: Adaptado de Nunziata (2004), Nie et al. (2011) e Shaowei (2014)

Além das tipologias de vigas mistas protendidas apresentadas, incluindo diversos modelos de perfis de aço existentes, são também munidos de vantagens, os perfis totalmente ou parcialmente revestidos de concreto, conforme apresenta a Figura 3.3, sendo inclusive, uma das tipologias de vigas abordadas no presente trabalho.

Figura 3.3: Vigas mistas protendidas parcialmente revestidas



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

As vigas mistas de tipologia tradicional, estas que já são consolidadas no meio técnico, podem resultar em alturas de pavimentos elevadas. E, com o intuito de reduzir essa altura de pavimentos, existe a possibilidade de embutimento do perfil de aço totalmente ou parcialmente na altura da laje, designando as vigas mistas parcialmente revestidas. O concreto entre as mesas do perfil de aço, segundo De Nardin e El Debs (2008) fornece diversas vantagens ao elemento misto protendido, que são: maior resistência ao fogo, aumento da capacidade resistente e rigidez em relação à seção de aço, incremento da resistência às instabilidades locais da seção de aço, além da economia de material e de mão de obra que esta tipologia de viga mista pode fornecer. Diversos estudos realizados comprovam estas boas características no revestimento parcial do perfil de aço, sendo estes desenvolvidos por: De Nardin e El Debs (2008), Piloto et al. (2012), He et al. (2012), Kamal (2015) e Jiang et al. (2015).

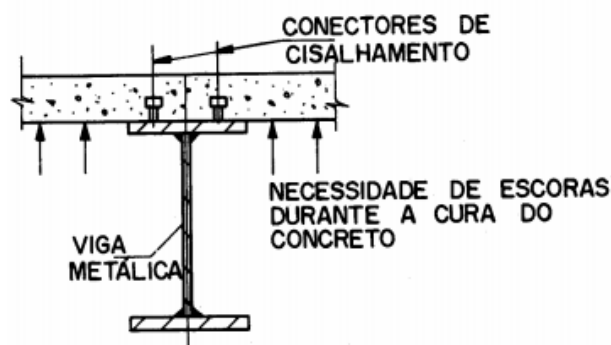
Em sua publicação, Nelsen (2012) afirma que, podem ser adotados perfis laminados ou soldados, compostos por aço estrutural convencional e não obrigatoriamente de alta resistência, conforme a necessidade de projeto. O autor aborda ainda que, os cabos de protensão podem estar localizados internamente ou externamente ao perfil de aço e que, entre as vantagens do cabo se localizar no interior do perfil de aço está a proteção adicional contra a corrosão que o concreto pode fornecer.

3.2 LAJE DE CONCRETO

Neste item, inicialmente é importante ressaltar que para se obter um trabalho solidário entre os diferentes materiais constituintes da seção mista, é necessário que a laje seja convenientemente ancorada à mesa superior do perfil de aço. No entanto, não existem restrições quanto ao tipo de laje a ser utilizada para constituir a seção mista. Sendo assim, a ABNT NBR 8800:2008 e o Manual CBCA (2003) apresentam algumas indicações dos tipos de lajes a se utilizar, que são:

- Laje moldada in loco: Solução de maior economia no país, possuindo desvantagem pelo fato de exigir a utilização de formas e cimbramentos durante o período de cura do concreto, conforme ilustra a Figura 3.4.

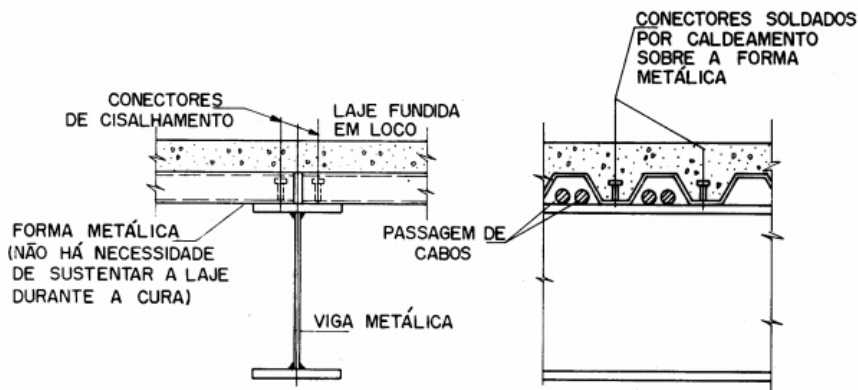
Figura 3.4: Laje moldada in loco



Fonte: Manual CBCA (2003)

- Laje com forma metálica incorporada: Tipo de laje fundida in loco sobre chapas de metal. A chapa pode trabalhar como armadura positiva da laje além de ser utilizada como plataforma de trabalho (conforme Figura 3.5). Este tipo de laje possui uma grande vantagem pela dispensa de escoras e pela seção transversal da forma permitir a passagem de dutos na laje, se não houverem curvas.

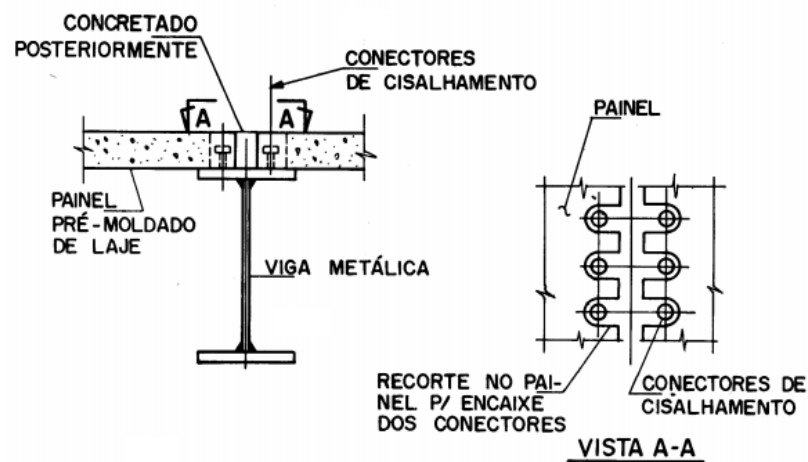
Figura 3.5: Laje com forma metálica incorporada



Fonte: Manual CBCA (2003)

- Laje em elementos pré-fabricados de concreto: Nesse caso, a laje é somente colocada sob a viga de aço e em seguida conectada, conforme aponta a Figura 3.6. Uma das vantagens é a liberação rápida para outros serviços e menor quantidade de entulhos, além de não necessitar de escoras.

Figura 3.6: Laje pré moldada sob viga de aço



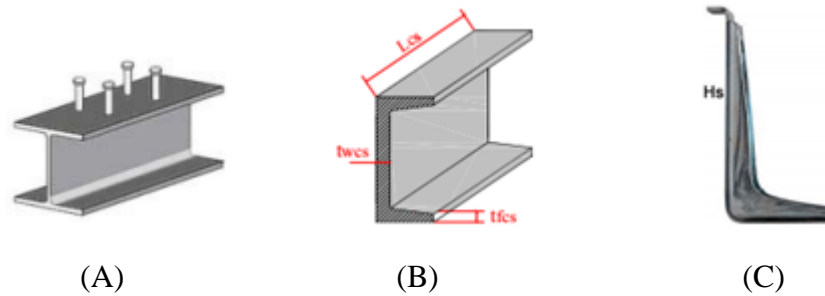
Fonte: Manual CBCA (2003)

3.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Muitas das vezes, a aderência natural existente entre o aço e o concreto não é suficiente para garantir o trabalho conjunto entre os diferentes materiais de uma seção mista. Assim sendo, são utilizados dispositivos mecânicos capazes de transmitir e resistir os esforços de cisalhamento atuantes na interface aço-concreto. Segundo De Nardin, Souza e El Debs (2008), existem diversas opções de dispositivos mecânicos capazes de promover o trabalho conjunto necessário, que são: conector tipo pino com cabeça, perfis “u” laminados

ou soldados tipo “c”, conector X-HVB Hilti, Porfobond, perfis Cr bond, barras de aço e adesivos, conforme apresentam as imagens da Figura 3.7 e Figura 3.8.

Figura 3.7: Conectores de cisalhamento existentes, sendo: (A) tipo pino com cabeça; (B) conector tipo “u”; (C) conector X-HVB



Fonte: De Nardin, Souza e El Debs (2008)

Figura 3.8: Conectores de cisalhamento existentes, sendo: (A) perfil perfobond; (B) conector tipo CRbond



Fonte: De Nardin, Souza e El Debs (2008)

Embora existam diversos tipos de conectores, somente os dois primeiros citados são normalizados pela ABNT NBR 8800:2008, sendo estes: conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e perfis “u” laminados ou formados a frio.

Os conectores tipo pino com cabeça, chamados também de *stud bolt*, são maiormente utilizados pelo fato de proporcionar grande produtividade na execução das estruturas. Este elemento está associado a dois modos de falha, que são: ruptura do conector por cisalhamento ou esmagamento do concreto em torno do conector. A ABNT NBR 8800:2008 apresenta as expressões dos citados modos de falha.

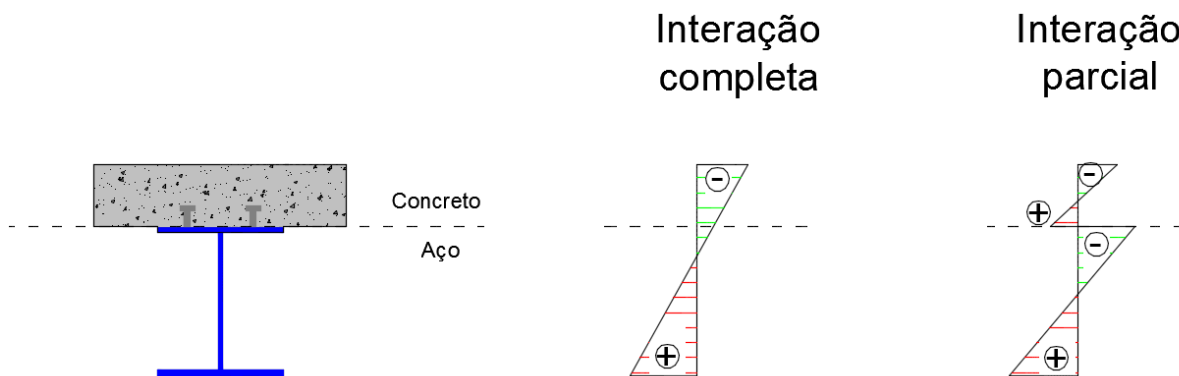
Os conectores tipo “u” são formados de chapas de pequena espessura e, devido a isso, existe uma certa dificuldade na execução das soldas entre o perfil e o conector. Estes conectores, segundo a ABNT NBR 8800:2008 devem ser soldados à mesa superior do perfil e aço com solda contínua pelo menos nas duas extremidades de sua mesa, com resistência mínima de 1,25 vezes a força resistente de cálculo do conector. A norma ressalta ainda que,

independente do conector utilizado, estes devem estar completamente embutidos no concreto da laje, com cobertura superior mínimo de 10 mm.

Os conectores de cisalhamento proporcionam à estrutura um determinado grau de interação na interface entre os diferentes materiais, sendo estas parciais ou completas. Através dessa interação que se determina a quantidade de conectores a se utilizar em um elemento misto estrutural. A interação parcial permite um certo escorregamento relativo na interface aço-concreto, pois o número de conectores de cisalhamento calculados, absorve apenas parte do fluxo de cisalhamento. Esse escorregamento permitido na interface gera uma descontinuidade no diagrama de deformações, além de a seção transversal apresentar duas linhas neutras, como indica a Figura 3.9 (uma para a laje de concreto e outra para o perfil de aço).

Para o caso da interação completa entre os diferentes materiais, que é o caso adotado no presente estudo, os conectores de cisalhamento são calculados de forma com que o seu número seja suficiente a ponto de restringir todo o escorregamento relativo na interface entre os materiais. Neste caso, a seção transversal é composta somente por uma linha neutra e não há uma descontinuidade no diagrama de deformações da seção.

Figura 3.9: Diagrama de deformações em função do grau de interação dos conectores



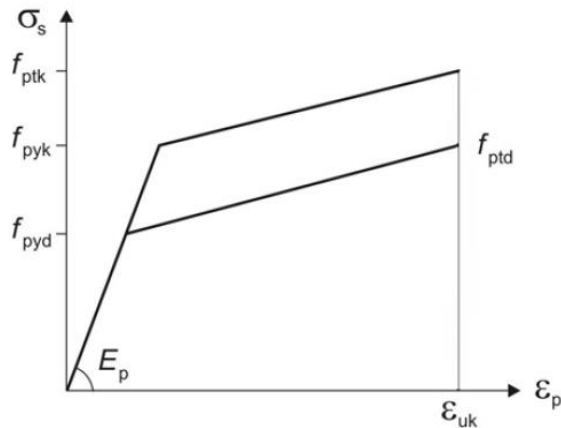
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

3.4 CABOS DE PROTENSÃO

Um aço de protensão é caracterizado pela ausência do patamar de escoamento, conforme apresenta o diagrama tensão x deformação da Figura 3.10, e pela sua elevada resistência, sendo esta em torno de três vezes maior se comparado a aços que são empregados em estruturas de concreto armado. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os cabos de protensão podem ser constituídos por barras, fios isolados ou cordoalhas. Esses aços

possuem grandes vantagens, pois como possuem grandes comprimentos, eliminam o problema de emendas.

Figura 3.10: Diagrama tensão x deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

De acordo com Hanai (2005) os aços podem ser encontrados na seguinte maneira:

- Fios: Fios treilados de aço-carbono com diâmetros variáveis entre 3 a 8 mm. Estes podem ser fornecidos em bobinas ou em rolos;
- Cordoalhas: Fios treilados enrolados em forma de hélice, com dois, três ou sete fios, com variação no diâmetro entre 6,5 a 15,7 mm;
- Barras de aço: Barras de aço-liga, laminadas a quente, que possui diâmetro superior a 12 mm e comprimento limitado de 10 a 12 m;

Os aços podem ainda serem classificados quanto ao tipo de tratamento:

- Aços aliviados ou de relaxação normal - RN: Aços retificados por um tratamento térmico, onde as tensões internas de treilação são aliviadas;
- Aços estabilizados ou de relaxação baixa - RB: Aços que passam por tratamento termomecânico, principalmente para melhorar as condições elásticas e reduzir as perdas de tensão por relaxação do aço;

Os aços de protensão devem ter suas tensões iniciais de tração limitadas pelos seguintes valores, conforme apresenta a ABNT NBR 6118:2014:

- a) Armadura pré-tracionada

- Aços da classe de relaxação normal (RN): $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases}$

- Aços da classe de relaxação baixa (RB): $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,85 f_{pyk} \end{cases}$

b) Armadura pós-tracionada

- Aços da classe de relaxação normal (RN): $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,87 f_{pyk} \end{cases}$

- Aços da classe de relaxação baixa (RB): $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 f_{pyk} \end{cases}$

- Aços da classe de relaxação baixa com cordoalhas engraxadas (RB): $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 f_{pyk} \end{cases}$

- Aços CP-85/105, fornecidos em barra: $\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,72 \cdot f_{ptk} \\ 0,88 f_{pyk} \end{cases}$

Onde:

f_{ptk} : Resistência característica à ruptura a tração do aço;

f_{pyk} : Limite de escoamento convencional;

De acordo com Ferreira (2007) esses limites devem ser obrigatoriamente respeitados pelos seguintes motivos: evitar a ruptura do cabo no ato da protensão; para que a perda por relaxação do aço não seja muito elevada e pelo fato de tensões excessivas deixarem o aço de protensão com maior sensibilidade à corrosão.

Reis (2003) afirma que uma das principais particularidades da protensão externa são que as forças exercidas pelos cabos são transferidas às vigas através dos pontos de ancoragem e desviadores, ocorrendo assim atrito nos referidos pontos. Grandes são as vantagens da utilização externa do cabo de protensão, como:

- A inspeção e manutenção dos cabos são facilitadas, antes ou após a aplicação da força de protensão, caso que não ocorre quando a protensão é interna;
- Os traçados são na maioria das vezes retos, o que facilita os detalhes construtivos, proporcionando maior rapidez e eficácia na execução, diferentemente dos cabos revestidos de concreto, que na maioria das vezes possui traçados de cabo parabólicos;

- Os cabos podem ser substituídos caso seja necessário e previsto em projeto, caso que não ocorre em protensão aderente ao concreto;
- O cabo está sujeito a uma redução de perdas por atrito, pelo fato de não sofrer ondulações parasitas, como nos casos em que o cabo é envolvido por concreto;

Em contrapartida, Ferreira (2007) destaca as principais desvantagens dessa metodologia de protensão, que são:

- Os cabos estarão maiormente sujeitos às ações externas como fogo, corrosão, agressividade de elementos químicos e vandalismo, o que obriga o projetista a pensar numa forma de proteção ao cabo, diferentemente dos casos de protensão interna, na qual o cabo é protegido pelo concreto;
- O cabo poderá sofrer vibrações, fazendo com que seja necessário a redução do comprimento livre do mesmo;
- A deformação da viga pode levar a uma alteração da excentricidade dos cabos de protensão, podendo gerar uma redução de eficiência estrutural do sistema construtivo. A solução deste problema pode ser solucionada com a utilização adequada dos desviadores, assunto que será abordado mais adiante.

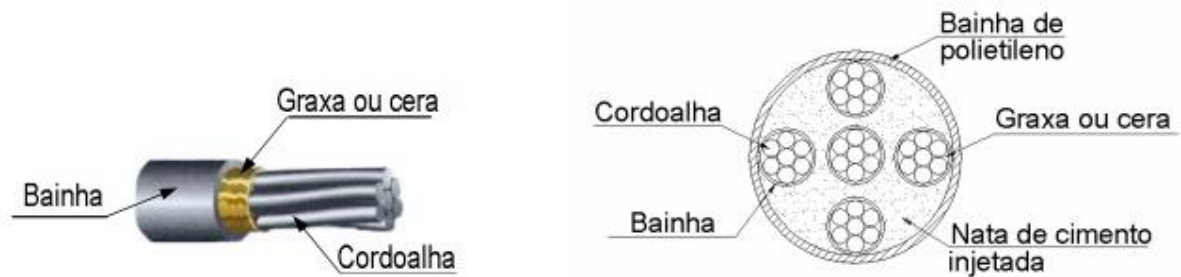
3.4.1 FORMAÇÃO DOS CABOS

Ferreira (2007) afirma que, nos casos de protensão externa, casos estes muito comuns no que se refere a estruturas de aço ou mistas aço/concreto, é necessária uma cautelosa atenção quanto aos cabos, pois os mesmos ficarão expostos ao ambiente.

Para garantia de proteção contra a corrosão, as cordoalhas devem ser engraxadas com graxa inibidora de corrosão e posteriormente serem revestidas por uma bainha plástica de PEAD. Após esse processo, os números necessários de bainhas são inseridos no interior de uma outra bainha que possui diâmetro maior. Nessa bainha maior, é aplicado uma nata de cimento ou graxa especial, preenchendo assim os vazios presentes no cabo para proteção contra a corrosão (FERREIRA, 2007).

Na Figura 3.11 é apresentado um exemplo com 5 cordoalhas formadas por 7 fios, envolvidas por uma bainha de diâmetro maior.

Figura 3.11: (A) Cordoalha de sete fios; (B) Cabo de protensão com cinco cordoalhas



Fonte: Ferreira (2007)

Outros tipos de cabos podem ser utilizados quando houver um envolvimento deste com o concreto, o que caracteriza a protensão com aderência, caso comum em estruturas de concreto protendido.

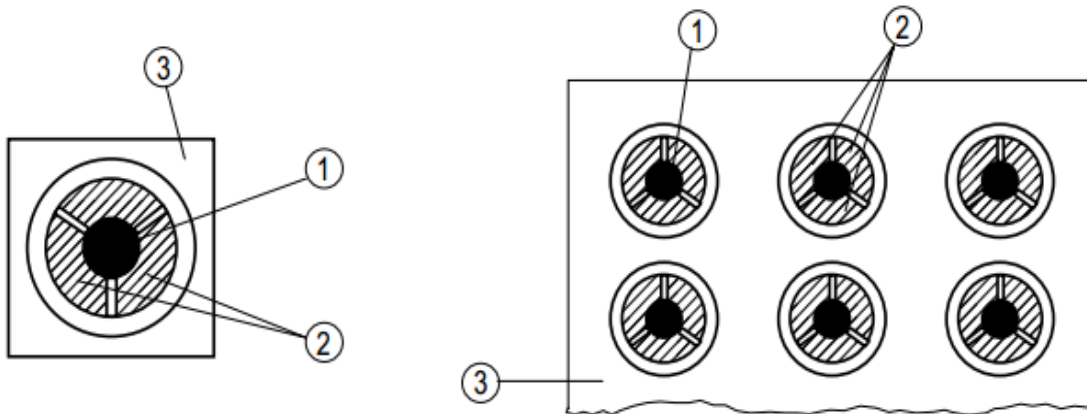
3.4.2 ANCORAGENS

A ancoragem é o artifício utilizado para fixar elementos que estão sujeitos a tensões, que no caso deste trabalho são os cabos de protensão. A principal função da ancoragem é impedir que os cabos fiquem frouxos, ou seja, sem atuação de tensões.

Segundo Nelsen (2012), nas estruturas mistas são utilizadas as mesmas ancoragens utilizadas no concreto protendido, sendo necessárias somente algumas adaptações, fazendo com que os esforços dos cabos sejam transmitidos às estruturas de forma segura e eficiente. Assim sendo, o sistema de ancoragem pode ser constituído por meio de cunhas ou porca e rosca.

A ancoragem por meio de cunhas é melhor exemplificado ao se analisar a Figura 3.12. O macaco utilizado no processo de execução da estrutura tensiona os fios (1) até atingir o esforço especificado em projeto. Posteriormente, é aplicada uma força "F" na cunha (2) contra a peça que se encontra fixa (3). Após a liberação dos cabos pelo macaco, os mesmos tendem a voltar ao seu comprimento inicial, porém, são impedidos pela cunha. No entanto, o esforço "P" é absorvido por um trabalho conjunto entre as peças 2 e 3, constituindo assim a ancoragem definitiva. Uma observação importante é que a cunha penetra ainda mais no cone fêmeo (3) ao perceber a força "P", ocasionando uma perda de alongamento denominado perda por encunhamento (VERISSIMO; CESAR JÚNIOR, 1998).

Figura 3.12: Ancoragem por meio de cunha



Fonte: Veríssimo e César Júnior (1998)

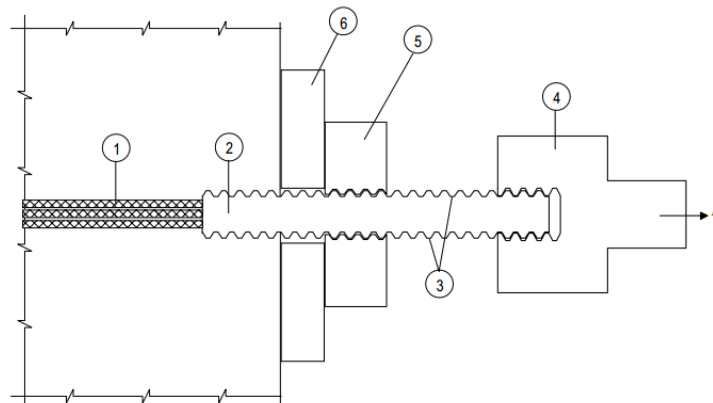
Onde:

- 1 = Fios de aço;
- 2 = Cunha de ancoragem ou cone macho;
- 3 = Apoio de cunha ou cone fêmea;

No sistema de ancoragem composto por porca e rosca podem ser utilizados fios, cordoalhas ou barras de aço. Os cabos necessitam possuir roscas e, se os cabos de protensão forem compostos por fios ou cordoalhas, estes deverão ser conectados à parafusos ou peças que possuem roscas em suas extremidades. A Figura 3.13 ilustra este sistema de ancoragem.

O macaco é acoplado ao parafuso (2) por meio do cabeçote(4). Posteriormente é aplicada a força necessária conforme projeto. Conseqüentemente o cabo é esticado e após se atingir o alongamento necessário, a porca (5) é apertada na placa de apoio (6).

Figura 3.13: Ancoragem por meio de rosca e porca



Fonte: Veríssimo e César Júnior (1998)

Onde:

- 1 = Fios de aço;
- 2 = Peça metálica ligada aos fios;
- 3 = Rosca;
- 4 = Cabeçote;
- 5 = Porca;
- 6 = Peça de apoio;
- P = Força de protensão;

Como nos pontos de ancoragem existe uma grande concentração de tensões, na região é necessário a utilização de enrijecedores, utilizados principalmente para enrijecer a alma da viga com a uniformização da distribuição de tensões. Um exemplo real da utilização de enrijecedores é mostrado na Figura 3.14.

Figura 3.14: Viga metálica com enrijecedores

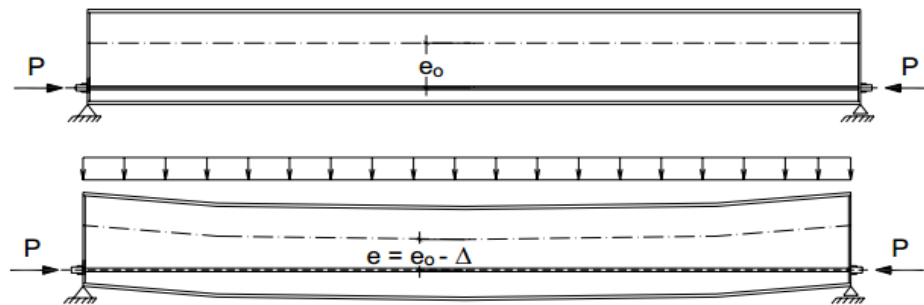


Fonte: Nunziata (1999)

3.4.3 DESVIADORES

Além da importante função de transmitir esforços à estrutura, os desviadores são utilizados também com o intuito de variar a posição dos cabos ao longo do vão da viga, tornando possível a utilização de traçados que contribuem com a eficiência estrutural do elemento. Até mesmo em vigas com cabos retilíneos estes dispositivos proporcionam uma maior eficiência estrutural, visto que, caso este não seja utilizado, o deslocamento da viga pode alterar a excentricidade do cabo, prejudicando a eficácia estrutural do sistema, conforme indica a Figura 3.15.

Figura 3.15: Comportamento da viga sem desviador: O cabo não acompanha a deformação da viga

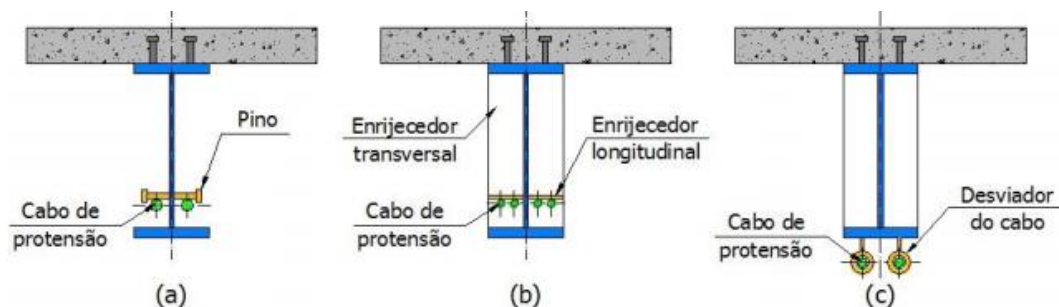


Fonte: Ferreira (2007)

Os desviadores devem ser posicionados de forma simétrica nas vigas. Estes podem ser: Pinos soldados à alma com ressalto e chapas metálicas soldadas à alma, estas que possuem dupla função, sendo: desviar o cabo e enrijecer longitudinalmente o elemento. Os desviadores podem ainda ser soldados na mesa inferior do perfil metálico, para casos em que o cabo de protensão estiver locado abaixo da mesa inferior da viga, conforme indica a Figura 3.16(c) (ALMEIDA, 2001).

Nelsen (2012) afirma que a quantidade de desviadores utilizados irá depender da altura, comprimento e solicitações que o elemento estiver submetido.

Figura 3.16: Tipos de desviadores: Pino e chapas enrijecedoras



Fonte: Nelsen (2012)

3.4.4 TRAÇADOS DO CABO DE PROTENSÃO

O traçado que compõe os cabos de protensão tem sido identificado como uma relevante variável no comportamento estrutural de vigas de aço ou mistas de aço e concreto protendidas, conforme afirma Troitsky (1990). Diferentes traçados de cabo, realizados com a ajuda de desviadores, proporcionam alterações na eficiência e eficácia de um sistema de protensão, como é possível perceber no estudo de Belletti e Gasperi (2010). O objetivo geral da protensão é atuar em sentido oposto aos esforços que são produzidos pelos

carregamentos externos, sendo assim necessário que o traçado de um cabo seja projetado em função das cargas atuantes no elemento.

De acordo com Troitsky (1990), os traçados dos cabos de protensão podem ter formas tanto poligonais quanto retilíneos (retos), com ou sem a utilização de desviadores. Além dos traçados dos cabos retilíneos e poligonais, são utilizados também os traçados curvilíneos, sendo estes, maiormente empregados em estruturas de concreto protendido. O autor afirma ainda que o desempenho econômico está diretamente ligado à escolha correta do traçado do cabo de protensão.

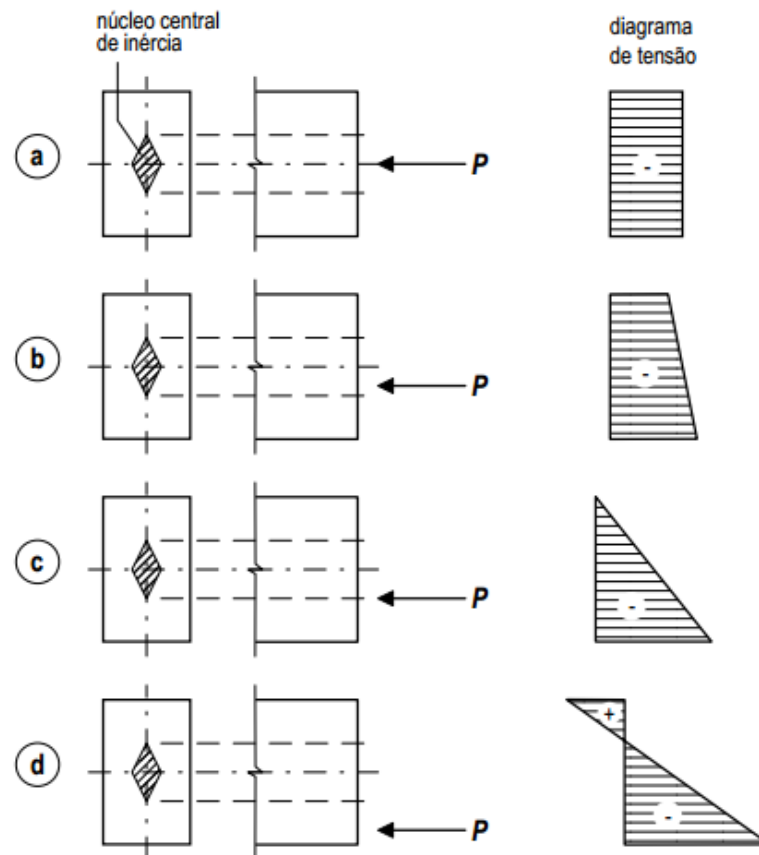
3.4.4.1 *Traçado retilíneo*

O traçado de um cabo retilíneo é uma das diversas maneiras existentes para se posicionar um cabo de protensão, conforme citado anteriormente. A principal vantagem acoplada a essa tipologia de configuração do cabo é a facilidade existente na sua execução. Essa configuração de cabo pode ser utilizada junto a diversos sistemas construtivos, incluindo: elementos de aço, elementos mistos de aço e concreto e até junto ao concreto, casos comuns em vigas de concreto protendidas pré-tracionadas.

No caso da utilização de cabos retilíneos, pode-se ou não fazer o uso de desviadores, porém, embora seja possível a não utilização, é importante se utilizar nem que seja em quantidade menor, tendo em vista que, nesta situação, os desviadores possuem apenas a função de garantir que o cabo acompanhe a deformação da estrutura, para que não ocorra a situação apresentada na Figura 3.15.

Em vigas compostas por cabos retilíneos, é interessante que a linha de atuação da força de protensão esteja o mais afastado possível do eixo baricêntrico do elemento estrutural, e se possível, é preferível que esteja fora do núcleo central de inércia da seção, para que as tensões devido a protensão sejam capazes de reduzir as tensões atuantes devido aos carregamentos externos. A Figura 3.17 indica exatamente o que foi dito, na qual são variadas as excentricidades da força de protensão “P” e conseqüentemente são alterados os diagramas de tensões na seção transversal do elemento.

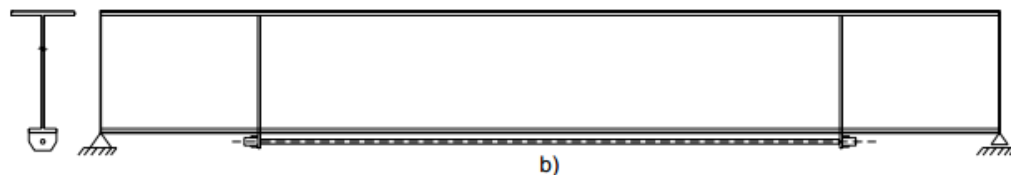
Figura 3.17: Alterações no diagrama de tensões na seção de um elemento em função da mudança da excentricidade da força de protensão



Fonte: Veríssimo e César Júnior (1998)

É comum ainda, para os casos de protensão externa, a locação do cabo somente em parte do comprimento da viga (Figura 3.18). Belenya (1977) afirma que, isto é comum pelo fato de próximos aos apoios a utilização do cabo ser desnecessária, uma vez que o momento fletor atuante devido aos carregamentos externos é reduzido, além de que, a ancoragem dos cabos no apoio gera uma concentração de tensões indesejada.

Figura 3.18: Cabo de protensão locado parcialmente ao longo da viga

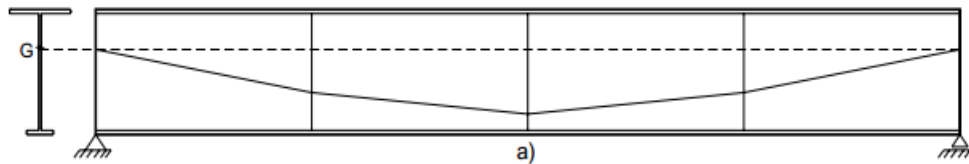


Fonte: Belenya (1977)

3.4.4.2 Traçado poligonal

Os cabos de protensão com traçados poligonais (Figura 3.19) são majormente utilizados em estruturas de aço, mistas de aço e concreto e em casos de protensões externas em estruturas de concreto. Embora a utilização dessa configuração seja mais eficiente em relação ao traçado retilíneo, o seu processo construtivo possui maior complicação, pois exige um maior número de desviadores, detalhes construtivos específicos e um maior consumo de materiais, fazendo com que seja necessário um estudo de custo-benefício para determinar qual cabo utilizar em determinados casos.

Figura 3.19: Traçado do cabo poligonal



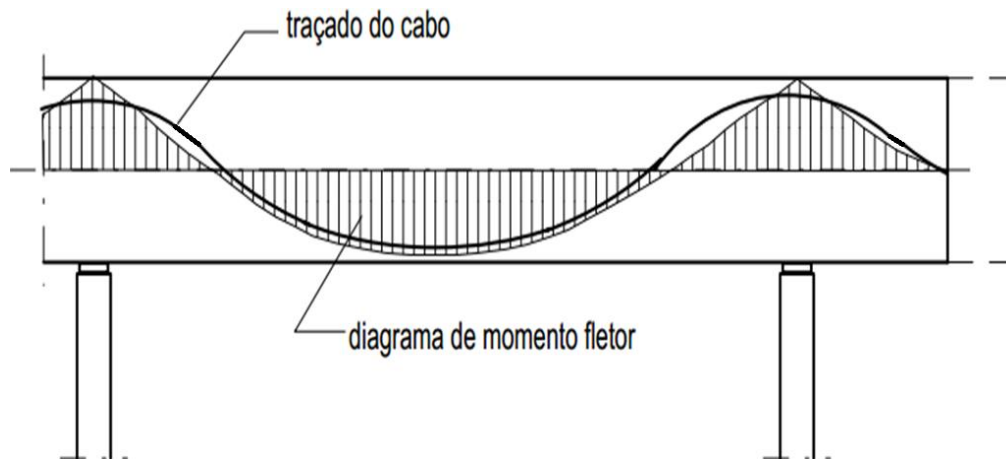
Fonte: Ferreira (2007)

Segundo Nelsen (2012), essa configuração de cabo faz surgir nos pontos de inflexão componentes de forças verticais, variáveis de acordo com a excentricidade do cabo. Um ponto interessante de se destacar para cabos com essa configuração, é pelo fato de que, nos pontos onde não são necessários esforços, como é o caso das regiões dos apoios, eles podem ser locados no centro de gravidade da viga, por outro lado, nos pontos onde são necessários esforços, os cabos podem ser locados com maior excentricidade em relação a linha neutra do elemento, proporcionando assim grande eficiência na resistência da estrutura. Entretanto, Almeida (2001) afirma que é necessária cautela na mudança de direção dos cabos nos locais dos desviadores, para que não haja elevada concentração de tensões.

3.4.4.3 Traçado curvilíneo

Conforme relata Veríssimo e César Júnior (1998) e outros autores, de um modo geral, é ideal que os esforços de protensão variem proporcionalmente aos esforços atuantes nas estruturas. Segundo os mesmos autores, a Figura 3.20 apresenta a configuração ótima para cabos de protensão, no qual são majormente utilizadas em estruturas de concreto protendido. Esse tipo de configuração é executado de maneira trabalhosa, fazendo com que seja necessária mão de obra especializada para tal.

Figura 3.20: Traçado do cabo curvilíneo

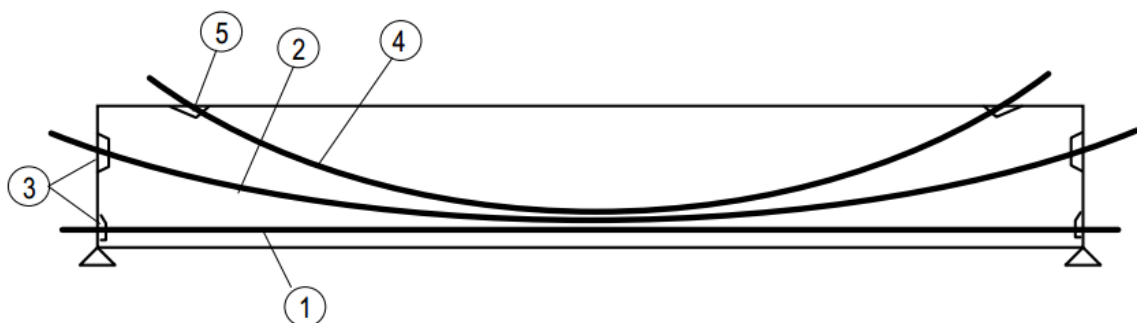


Fonte: Veríssimo e César Jr (1998)

Embora seja muito eficiente a utilização de traçados curvilíneos, os projetistas devem realizar uma criteriosa análise para que sejam obtidas as menores curvaturas possíveis, visto que, quanto maiores as curvaturas e o número de curvas, maiores serão as perdas decorrentes por atrito ao longo do cabo de protensão.

Muitas das vezes, nas vigas protendidas de grande porte são necessárias a utilização de vários cabos para se conseguir a protensão requerida e, frequentemente, a área da extremidade da viga não proporciona o espaço suficiente para colocação das peças de ancoragens para todos os cabos. Sendo assim, quando essa situação ocorre, os traçados dos cabos são projetados de modo que, alguns deles são ancorados nas extremidades das vigas, e outros são ancorados nos bordos inferiores, superiores ou laterais dos elementos, conforme indica a Figura 3.21.

Figura 3.21: Possibilidades de ancoragem dos cabos de protensão devido a falta de espaço nas extremidades da viga



Fonte: Veríssimo e César Júnior (1998)

3.5 SÍNTESE

No presente capítulo foram apresentadas as principais características das partes que constituem uma seção mista de aço e concreto protendidas, onde foram englobados o perfil de aço, laje, conector de cisalhamento e cabo de protensão.

Foram explanadas as formas possíveis em que pode ser apresentado o perfil de aço, podendo este ser ou não revestido de concreto, as diversas lajes que podem compor a seção mista, podendo serem maciça moldada in loco, com forma de aço incorporada ou formada por elementos pré-fabricados de concreto. Quanto aos tipos de conectores de cisalhamento, destaca-se o tipo pino com cabeça e o composto por perfil u laminado, pois somente estes são normalizados segundo a NBR 8800:2008. Os cabos de protensão podem ser compostos por fios, cordoalhas ou cabos de aço, sendo o seu traçado retilíneo, polígonoal ou curvilíneo ao longo do comprimento da viga mista. Dentro deste mesmo item foram abordadas ainda a importância da utilização dos desviadores ao longo da viga.

4. CRITÉRIOS DE PROJETO DAS SEÇÕES MISTAS PROTENDIDAS

O presente capítulo engloba os critérios de projeto e verificações necessárias para dimensionamento no estado limite último (ELU) das seções mistas de aço e concreto protendidas, no qual se destacam: influência da metodologia executiva (pré-tração e pós tração); perdas da protensão; determinação da força inicial de protensão; cálculo da força cortante devido a força de protensão; traçados dos cabos e incremento da força de protensão devido a aplicação dos carregamentos externos.

Os procedimentos apresentados foram fundamentados nas vigentes normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014, além da utilização dos trabalhos apresentados na revisão bibliográfica. Em destaque, foi de grande subsídio a pesquisa desenvolvida por Nelsen (2012), que em sua pesquisa englobou o dimensionamento de vigas mistas protendidas possuintes da tipologia convencional.

4.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

A sequência da construção adotada para se executar um elemento misto protendido resulta em alterações consideráveis na distribuição de tensões produzidas em uma seção transversal mista. As metodologias construtivas existentes são basicamente a pré-tração e a pós-tração.

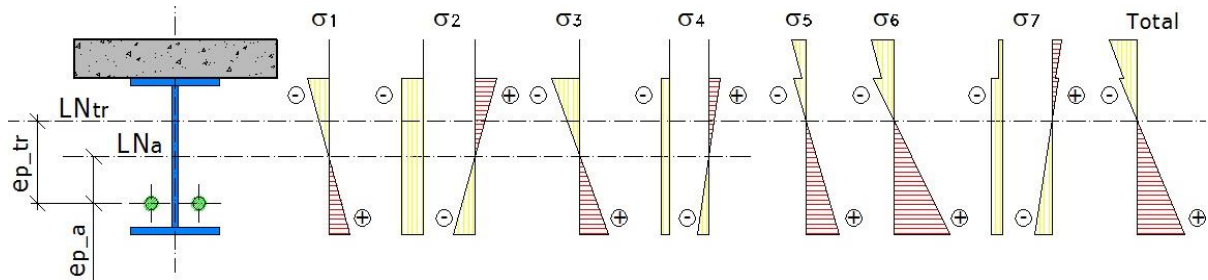
Além da sequência da construção, existem também outros fatores que podem influenciar no comportamento das vigas mistas protendidas, que englobam a utilização ou não de escoramento temporário na fase de construção.

4.1.1 PRÉ-TRAÇÃO

Esta técnica consiste na aplicação da protensão à estrutura no momento em que esta é somente um perfil de aço, ou seja, antes do lançamento do concreto na laje e entre as mesas do perfil (no caso de seção mista parcialmente revestida). Isso faz com que seja necessária a verificação do perfil de aço isolado sujeito à flexocompressão, sendo este assunto englobado no item 5.7 do presente trabalho.

Abaixo, na Figura 4.1 é apresentado para exemplificação, os diagramas esquemáticos da distribuição de tensões elásticas atuantes nas seções de vigas mistas de tipologia tradicional, conforme apresentado por Quinaz (1993).

Figura 4.1: Diagrama esquemático de tensões elásticas atuantes em uma viga sujeita a pré-tração



Fonte: Adaptado de Quinaz (1993)

Nos diagramas apresentados na Figura 4.1 estão envolvidas as seguintes fases de carregamento:

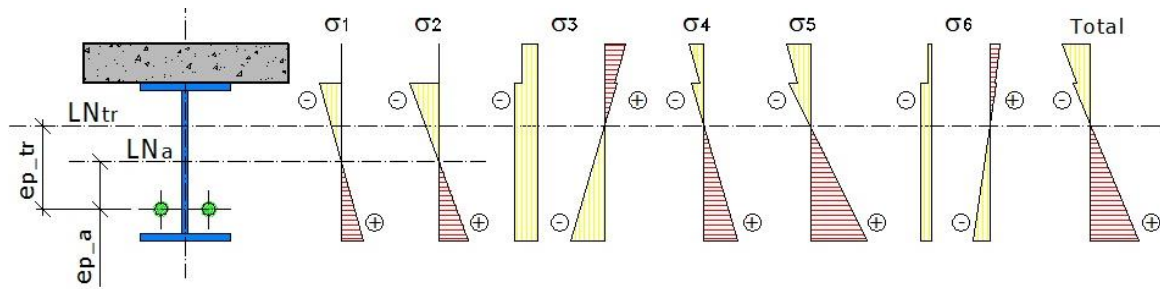
- a) Perfil de aço: peso próprio do perfil de aço (1); protensão dos cabos de aço (2); peso próprio da laje de concreto (3); incremento na força de protensão devido ao peso próprio da laje (4);
- b) Viga mista: cargas permanentes devido ao acabamento da estrutura (5); ações variáveis de sobrecarga de utilização da estrutura (6) e por fim o incremento na força de protensão devido a sobrecarga de utilização (7).

4.1.2 PÓS-TRAÇÃO

Esta técnica consiste na aplicação da protensão após a cura do concreto, ou seja, com a seção mista já consolidada. Neste caso, a viga mista deve ser verificada à flambagem lateral por distorção, devido ao momento negativo gerado pelo esforço de protensão, sendo este assunto englobado no item 5.8 deste trabalho.

A Figura 4.2, apresenta como forma de exemplificação os diagramas esquemáticos de distribuição elástica de tensões para as tipologias de seções mistas convencionais, conforme apresenta Quinaz (1993).

Figura 4.2: Diagrama esquemático das tensões elásticas atuantes em vigas mistas protendidas pós-tracionadas



Fonte: Adaptado de Quinaz (1993)

As fases de carregamento incluídas nos diagramas da Figura 4.2 são:

- a) Perfil de aço: peso próprio do perfil de aço (1); peso próprio da laje de concreto (2);
- b) Viga mista: protensão dos cabos de aço (3); cargas permanentes devido ao acabamento da estrutura (4); ações variáveis de sobrecarga de utilização da estrutura (5) e por fim o incremento na força de protensão devido às cargas permanentes e sobrecarga de utilização (6).

Ao se analisar as fases de carregamento para as duas metodologias existentes, é possível perceber que este último caso é composto somente por seis estágios, enquanto o caso de pré-tração é composto por sete. Esta parcela a mais para os casos de pré tração está ligada ao incremento da força de protensão gerada após a concretagem da laje.

4.1.3 ESCORAMENTO NA FASE DE CONSTRUÇÃO

O método construtivo é um fator que deve ser analisado no anteprojeto das vigas mistas, podendo estas serem escoradas ou não escoradas.

A construção não escorada, além de ser verificada como viga mista, deve ser projetada para que a viga de aço isolada suporte todos os carregamentos atuantes antes do concreto atingir a sua resistência adequada, que é adotada como $0,75 \cdot f_{ck}$. Os carregamentos considerados na fase de construção englobam: peso do concreto fresco, sobrecarga construtiva, carga de operários e carga de equipamentos. A utilização da técnica de pré-tração pode ser viável para as construções de vigas mistas não escoradas, por fornecer uma maior resistência a viga de aço isolada, sendo necessário somente a verificação das tensões atuantes no perfil.

Na construção escorada, a viga de aço não é solicitada isoladamente, pois, as escoras são retiradas somente após o concreto atingir sua adequada resistência. Com isso, o dimensionamento considerando esse método construtivo é realizado levando-se em conta

somente a seção mista já consolidada. Uma das vantagens ligadas ao escoramento é a redução de flechas na fase de construção.

4.2 PERDAS DE PROTENSÃO

Segundo Carvalho (2012), o valor do esforço de protensão sofre variação em uma determinada seção “S” ao longo do comprimento de um elemento protendido. Isso acontece pelo fato de que, ao se efetuar a protensão da armadura, vários fatores influenciam no esforço efetivo do elemento tracionado, de modo a não possibilitar um esforço constante ao longo da armadura de protensão. Essa redução de esforço ao longo dos cabos é denominada perdas, podendo ser classificadas em imediatas ou instantâneas e diferidas ao longo do tempo.

As perdas imediatas ocorrem principalmente devido a forma de operação da protensão e devido as propriedades elásticas do aço e do concreto, sendo estas divididas em:

- Perdas por atrito;
- Perdas por deformação da ancoragem;
- Perdas por deformação inicial do concreto;

As perdas citadas acima ocorrem para os casos de pós-tração e pré-tração, exceto as perdas imediatas por atrito, que ocorrem somente nos casos de pós-tração.

De outro lado, após ocorrerem as perdas imediatas, ocorrem também as perdas diferidas ao longo do tempo, sendo estas devido aos fenômenos reológicos que estão sujeitos tanto o concreto como o aço de protensão. As perdas diferidas são divididas em:

- Perdas por retração do concreto;
- Perdas por efeito de fluência do concreto;
- Perdas por relaxação da armadura de protensão;

Essas perdas são também ocorrentes em casos de protensão externa, exceto as perdas por retração e fluência do concreto, que ocorrem somente nos casos onde o cabo for envolvido pelo mesmo.

A seguir são apresentadas as particularidades das perdas citadas anteriormente.

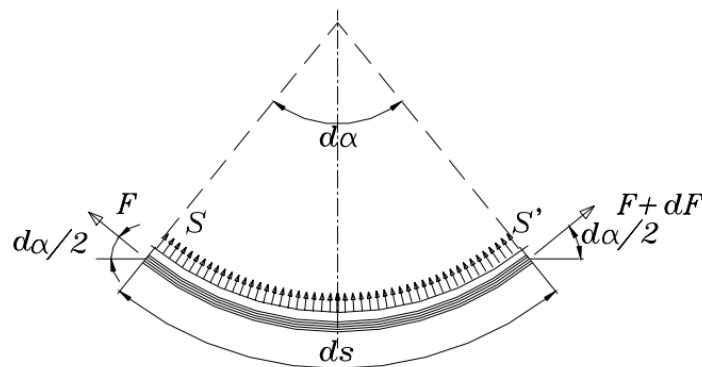
4.2.1 PERDAS POR ATRITO

Na técnica de protensão, seja esta interna ou externamente à área física da seção transversal, ocorre um atrito entre o cabo e a bainha que acarretam perdas. O conceito da

perda por atrito é o mesmo para protensões internas ou externas, porém, cada caso possui suas particularidades.

Nos casos em que a protensão é interna, ou seja, que o cabo é revestido pelo concreto, esse tipo de perda ocorre somente na execução de pós-tração, na qual com a aplicação da força de protensão nas extremidades do cabo, existe uma certa tendência do mesmo se retificar. Essa tendência de retificação gera no trecho uma ação do cabo no concreto, com direção radial, conforme apresenta a Figura 4.3.

Figura 4.3: Trecho curvo em um cabo de protensão de comprimento “ds”



Fonte: Carvalho (2012)

Segundo Hanai (2005) esses atritos são maiores nos trechos curvos devido às elevadas pressões de contato que surgem no desvio da trajetória dos cabos. Embora os atritos sejam maiores nos trechos curvos, até mesmo os cabos retilíneos estão sujeitos à perdas devido ao atrito. Isto ocorre, segundo Carvalho (2012), pela maneira em que é executada a colocação da armadura, pois a trajetória dos cabos é definida em pontos na qual estes são fixados em estribos, e, sendo assim, entre os pontos acabam ocorrendo desvios de trajetória resultando em ondulações, conhecidas como parasitárias, representadas pela letra βx na equação (4.1), que determina a força atuante em uma seção qualquer.

$$F_S = F_{S'} \cdot e^{-\mu \cdot (\Delta\alpha + \beta x)} \quad (4.1)$$

Onde:

F_S : Força de protensão atuante na seção “S”;

$F_{S'}$: Força de protensão aplicada na extremidade do cabo;

μ : Coeficiente de atrito cabo-bainha;

$\Delta\alpha$: Desvio angular entre as tangentes do cabo;

βx : Desvio parasitário do cabo expresso em radianos por metro linear (x tomado na projeção horizontal). Na falta de dados experimentais, a ABNT NBR 6118:2014 permite adotar este valor igual a $0,01\mu$;

Segundo Troitsky (1990), as perdas por atrito nos casos de protensão externa ocorrem somente nos pontos onde estão localizados os desviadores (pontos curvos), pois nestes locais existe uma variação angular no cabo, designando a perda. Um detalhe importante a se observar neste caso, de acordo com Ferreira (2007), é que como os cabos permanecem retilíneos entre os desviadores e entre o ponto de ancoragem e os desviadores, os desalinhamentos parasitas (coeficiente βx conforme equação 4.1) não são considerados nos cálculos. Assim sendo, as perdas por atrito em casos de protensão externa são determinadas através da mesma expressão 4.1, porém, desta vez, desconsiderando o coeficiente βx .

4.2.2 PERDAS POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

Após aplicada a força de tração nos cabos de protensão, estes precisam ser ancorados. Uma vez efetivada esta ancoragem, pode ser que haja perda de tensão na armadura por acomodação dos elementos. Nos sistemas de ancoragem por meio de cunhas, por exemplo, os fios são inicialmente tracionados por macacos e, depois de atingido o alongamento desejado, a cunha é apertada com um determinado esforço F . Após a efetivação desta ancoragem, há sempre um pequeno retrocesso no cabo esticado, provocando uma queda na tensão atuante.

Este tipo de perda geralmente ocorre nos primeiros comprimentos da viga, pelo fato do atrito existente entre o cabo-bainha impedir que ela se propague por todo o vão do elemento, ou seja, é uma perda que se propaga até onde o atrito for capaz de absorver toda a perda na ancoragem. Vale ressaltar que para os casos onde forem utilizadas cordoalhas engraxadas ou a protensão for externa sem ocorrência de atrito nos cabos, essa perda é praticamente constante ao longo de todo o cabo.

A partir da equação (4.2) é determinada a perda por deformação da ancoragem para os casos de protensão do concreto utilizando pós tração e para o caso de protensão externa com utilização de desviadores, que foi obtida ao se analisar um trecho infinitesimal de comprimento dx de um cabo de protensão (CARVALHO, 2012).

$$\int_0^L \sigma dx = Ep \cdot \Delta l \quad (4.2)$$

Onde:

σ_{anc} : Perda de tensão no cabo devido a acomodação da ancoragem;

Δl : Encurtamento do trecho do cabo, devido a acomodação da ancoragem;

Ep : Módulo de elasticidade do cabo de protensão;

Para a protensão no concreto utilizando-se pré-tração ou protensão externa em vigas mistas sem a utilização de desviadores, o valor da tensão ao longo do cabo não sofre alteração, pelo fato de não existirem perdas por atrito. Assim sendo, nestes casos é possível empregar diretamente a lei de Hooke para determinação da perda por deformação da ancoragem, conforme as equações (4.3) e (4.4):

$$\sigma = Ep \cdot \varepsilon \quad (4.3)$$

$$\Delta\sigma = Ep \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad (4.4)$$

Onde:

$\Delta\sigma$: Perda de protensão devido à acomodação de ancoragem;

Δl : Acomodação do cone após a ancoragem;

l : Comprimento da pista de protensão;

4.2.3 PERDAS POR RELAXAÇÃO DA ARMADURA DE PROTENSÃO

A perda por relaxação da armadura de protensão ocorre independentemente do tipo de protensão aplicada, seja esta interna ou externa à área física da seção transversal do elemento estrutural. A partir do momento em que a armadura é estirada, a tensão de protensão passa a sofrer reduções com o passar do tempo, devido às propriedades de relaxação do material. Este tipo de perda depende principalmente da tensão em que a armadura for estirada.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a intensidade da relaxação do aço de protensão deve ser calculado através do coeficiente $\psi(t, t_0)$, conforme é apresentado na equação (4.5):

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (4.5)$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: Perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} : Tensão da armadura de protensão no instante do seu estiramento;

A ABNT NBR 6118:2014 indica ainda valores médios da relaxação de fios e cordoalhas, medidos após 1000 horas, a temperatura constante de 20°C, para as perdas de tensões referidas a valores básicos de tensão inicial, que variam de 50% a 80% da resistência característica $f_{ptk}(\psi_{1000})$, conforme indica a Tabela 4.1:

Tabela 4.1: Valores de Ψ_{1000} em %

Tensão inicial	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 fptk	0	0	0	0	0
0,6 fptk	3,5	1,3	2,5	1	1,5
0,7 fptk	7	2,5	5	2	4
0,8 fptk	12	3,5	8,5	3	7

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Onde:

RN: Relaxação normal;

RB: Relaxação baixa;

Os valores médios de relaxação que correspondem a tempos diferentes de 1000h, sempre à 20° C, são representados através da equação (4.6), devendo ser o tempo expresso em dias.

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (4.6)$$

4.3 FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL E DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE CABOS

A máxima força de protensão inicial deve ser estimada de tal modo que:

- A tensão máxima de compressão na borda inferior não ultrapasse o valor da resistência de cálculo do aço estrutural (f_{yd});
- A tensão máxima nas bordas extremas do concreto não ultrapasse 70 % da resistência característica $f_{ck,j}$ prevista para a idade de aplicação da protensão;

A determinação dessa força de protensão é necessária para que no ato da protensão não sejam excedidas as tensões limites dos materiais constituintes da seção transversal. Além disso, faz ainda com que seja satisfeita a verificação ao ELU no ato da protensão.

O valor da força de protensão inicial aplicada ao cabo, pode ser na maioria das vezes limitada ao valor de resistência de cálculo do aço estrutural que compõe o perfil. A determinação dessa força pode ser estimada mediante recomendação de diversas pesquisas, conforme é apresentado por Nelsen (2012), entretanto, no presente trabalho será apresentado o método de Nunziata (2004).

Nunziata (2004) faz a consideração de que inicialmente a força de protensão é aplicada somente no perfil de aço. Para determinação da força de protensão inicial, o autor indica que deve ser realizado o somatório das tensões atuantes no perfil de aço, devendo essas tensões serem igualadas à resistência de cálculo do aço estrutural (f_{yd}). É adotado também um coeficiente de majoração da força de protensão inicial, para que as perdas de protensão sejam compensadas. A equação (4.7) apresenta o somatório das tensões:

$$\frac{M_g}{W_a} - \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p}{A_a} - \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p \cdot e_{p,a}}{W_a} \leq f_{yd} \quad (4.7)$$

Assim sendo, tem-se que a força de protensão máxima permitida em uma determinada seção "s" apresentada na equação (4.8):

$$P_0 = \frac{f_{yd} + \frac{M_g}{W_a}}{\frac{\beta \cdot \gamma_p}{A_a} + \frac{\beta \cdot \gamma_p \cdot e_{p,a}}{W_a}} \quad (4.8)$$

Onde:

P_0 : Força de protensão inicial;

M_g : Momento fletor máximo referente ao peso próprio da viga;

W_a : Módulo de resistência elástico da viga;

$e_{p,a}$: Excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade do perfil de aço;

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço estrutural;

A_a : Área da seção transversal do perfil de aço;

γ_p : Coeficiente de segurança aplicado a força de protensão;

β : Coeficiente de majoração da força de protensão, indicado por Nunziata (2004), para compensar as perdas de protensão;

Determinada esta força de protensão, é importante se certificar que as tensões atuantes no concreto não ultrapassem os valores limites, para o caso das vigas mistas parcialmente revestidas. As máximas tensões de compressão atuantes no concreto não devem ultrapassar 70 % da resistência característica $f_{ck,j}$ prevista para a idade de aplicação da protensão, conforme apresenta a equação (4.9). A máxima tensão de tração no concreto não deve ultrapassar 1,2 vezes a resistência a tração f_{ctm} , que corresponde ao valor $f_{ck,j}$ especificado, conforme equação (4.10).

$$\frac{M_g}{W_c} \pm \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p \cdot e_p}{W_c} \leq 0,7 \cdot f_{ck,j} \quad (4.9)$$

$$\frac{M_g}{W_c} \pm \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot \beta \cdot \gamma_p \cdot e_p}{W_c} \leq 1,2 \cdot f_{ct,m} \quad (4.10)$$

Onde:

W_c : Módulo de resistência elástico do concreto;

A_c : Área da seção transversal do concreto;

Vale lembrar, que o valor da força de protensão inicial deve ser calculada para cada seção da viga, devendo-se adotar o menor dos valores, para que em nenhuma seção seja superada a tensão limite.

Uma vez obtida a força de protensão inicial, deve ser verificada a máxima tensão que pode ser aplicada no cabo de protensão, conforme equações do item 3.4 deste trabalho, para que assim seja determinada a área necessária para atuação dos esforços, conforme equação (4.11).

$$A_{p_nec} = \frac{\beta P}{\sigma_p} \quad (4.11)$$

Onde:

σ_p : tensão máxima de tração do aço de protensão;

A_{p_nec} : Área do cabo de protensão necessária;

Após determinada a área do cabo de protensão a ser utilizado, obtém-se a quantidade de cabos necessária, conforme indica a expressão (4.12):

$$N_{cabos} = \frac{A_{p_nec}}{A_p} \quad (4.12)$$

Por fim, pode ser estimada a força de protensão atuante em cada cabo de protensão, conforme apresentada a equação(4.13):

$$FPC = \frac{\beta P}{N_{cabos}} \quad (4.13)$$

Onde:

FPC : Força aplicada em cada cabo de protensão;

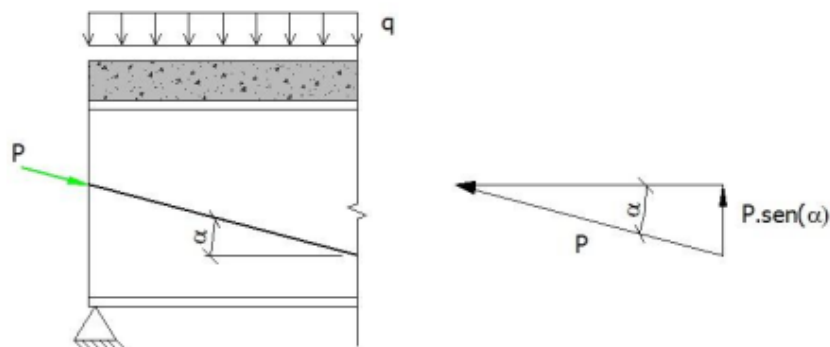
N_{cabos} : Número de cabos utilizados;

4.4 FORÇA CORTANTE DEVIDO A FORÇA DE PROTENSÃO

As vigas mistas de aço e concreto protendidas, além de estarem sujeitas à força cortante advinda dos carregamentos externos, estão também sujeitas à força cortante devido a força de protensão, estando estas localizadas nos pontos de desviadores do cabo. A principal diferença entre as forças cortantes atuantes está no sentido destas, onde a força cortante devido a protensão possui sentido contrário à força devido aos carregamentos externos.

O valor da força cortante gerada pela aplicação da protensão é determinada pelo cálculo de sua componente vertical, conforme apresenta a Figura 4.4.

Figura 4.4: Força cortante devido a protensão



Fonte: Nelsen (2012)

Com a equação (4.14), determina-se a força cortante resultante.

$$V_R = V - P \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (4.14)$$

Onde:

V : Força cortante total na seção devido aos carregamentos externos atuantes;

P : Força de protensão atuante na seção;

α : ângulo de inclinação do cabo de protensão;

Nunziata (2004) afirma que a força cortante deve ser calculada para duas situações de carregamento, sendo: no ato da protensão, que inclui os carregamentos de peso próprio da estrutura e sobrecarga de construção e após a protensão, para os carregamentos de utilização da estrutura. O autor apresenta ainda as equações utilizadas para cada situação, que são respectivamente: equação (4.15) e equação (4.16).

$$V_{R0} = V_0 - \gamma_p \cdot \beta \cdot P \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (4.15)$$

$$V_{R1} = V_1 - \gamma_p \cdot P \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (4.16)$$

Onde:

V_{R0} : Força cortante resultante no ato de protensão da viga;

V_{R1} : Força cortante resultante após a atuação dos carregamentos de utilização na viga;

V_0 : Força cortante devido a atuação do peso próprio da estrutura e sobrecarga da fase de construção;

V_1 : Força cortante devido a atuação dos carregamentos de utilização;

β : Coeficiente de majoração da força de protensão, para compensar as perdas (Nunziata, 2004);

γ_p : Coeficiente de segurança aplicado a força de protensão;

Em seções onde exista a atuação conjunta entre momento fletor e esforço cortante é necessária uma verificação de tal efeito combinado para as situações de carregamento: ato da protensão e após a aplicação da carga de utilização. O valor da tensão pela atuação simultânea dos esforços é determinado através da equação (4.17), na qual é aplicado o critério de von Mises (NELSEN, 2012).

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq f_{yd} \quad (4.17)$$

Onde:

σ_{res} : Tensão resultante devido ao momento fletor;

τ : Tensão de cisalhamento resultante;

σ_{id} : Tensão pela aplicação simultânea das forças cortantes;

O valor da tensão de cisalhamento (τ) é determinado com a aplicação dos conceitos da resistência dos materiais, com a equação (4.18).

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot t} \quad (4.18)$$

Onde:

V : Força cortante total na seção devido aos carregamentos externos atuantes;

S : Momento estático da seção em relação ao centro de gravidade da seção bruta;

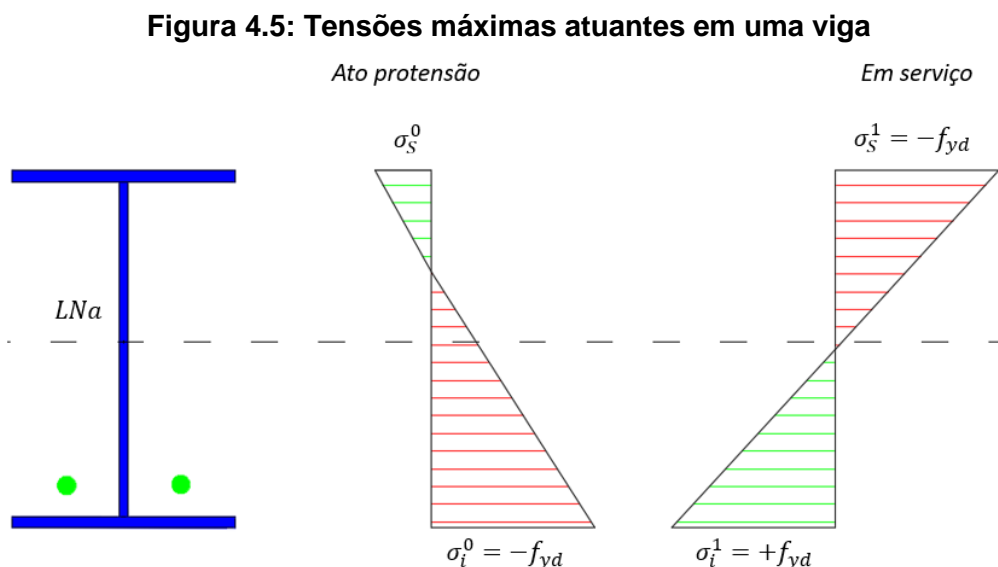
I : Momento de inércia da seção bruta em relação ao centro de gravidade;

t : Espessura da seção no ponto de estudo;

4.5 TRAÇADO DO CABO

O traçado do cabo de protensão das vigas mistas protendidas é um item importante de se destacar, pois possui grande influência nas tensões atuantes da seção transversal. Conforme ocorrem variações no traçado de um cabo, conseqüentemente ocorrem variações na excentricidade deste em relação ao centro de gravidade da seção, o que faz com que ocorra alterações nas tensões atuantes. As tensões provocadas pelo cabo de protensão não podem ultrapassar as tensões limites dos materiais que compõem a seção e devem ser verificadas em duas condições, sendo no ato da protensão e na condição final de carregamento.

Na Figura 4.5 são apresentadas as tensões atuantes na viga no ato da protensão e em condição de serviço, de maneira que a seção seja aproveitada em sua capacidade máxima. No instante em que a força de protensão é aplicada, a mesa inferior fica comprimida até seu limite máximo, $-f_{yd}$. No momento em que a viga se encontra em serviço, a tensão na mesa inferior é máxima de tração, $+f_{yd}$, e na mesa superior máxima de compressão, $-f_{yd}$. Independente do traçado do cabo, o valor da força de protensão deve ser limitado a tensão resistente dos componentes da seção.

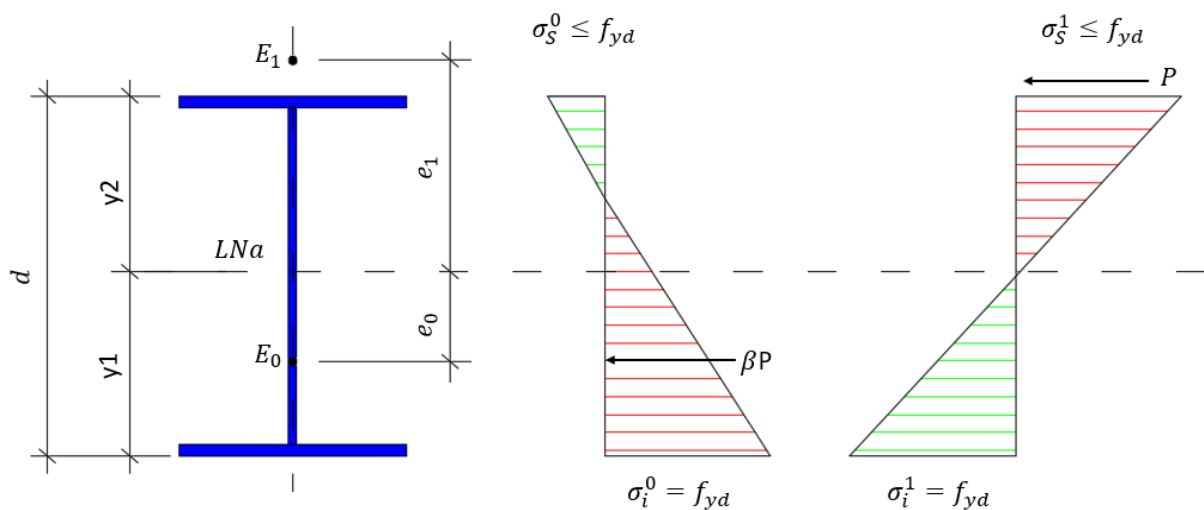


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

A excentricidade do cabo de protensão, em decorrência da aplicação das cargas externas interferem grandemente no comportamento estrutural das vigas mistas protendidas. Deste modo, Nunziata (2004) propôs a determinação de valores de excentricidades limites, de maneira que não seja ultrapassada a tensão máxima dos materiais. As excentricidades são denominadas e_0 (referente a primeira etapa, no ato da protensão) e e_1 (referente a etapa de carregamento da estrutura).

Os pontos que representam as excentricidades limites são chamados de E_0 e E_1 , que correspondem aos pontos limites em que o centro de pressão poderá assumir na primeira ou segunda etapa de carregamento nas vigas. Estes pontos dependem da seção transversal da viga, da força de protensão e da tensão limite do aço. A Figura 4.6 destaca tais pontos (FERREIRA, 2007).

Figura 4.6: Excentricidades limites permitidas



Fonte: Adaptado de Nunziata (2004)

As excentricidades e_0 e e_1 são determinadas igualando-se as tensões devido a força de protensão à resistência de cálculo do material, conforme é apresentado nas equações (4.19) a (4.21) (NUNZIATA, 2004):

- 1ª etapa: ato da protensão

$$\sigma_i^0 = \frac{-\beta \cdot P \cdot \gamma_p}{A} - \frac{\beta \cdot P \cdot \gamma_p \cdot e_0}{W_i} \leq f_{yd} \quad (4.19)$$

Isolando-se e_0 , tem-se:

$$e_0 = \frac{-\beta \cdot P \cdot \gamma_p}{A_a} \cdot \frac{W_i}{\beta \cdot P \cdot \gamma_p} + f_{yd} \cdot \frac{W_i}{\beta \cdot P \cdot \gamma_p} \quad (4.20)$$

$$e_0 = \frac{-I_a}{Y_2} \cdot \left(\frac{1}{A_a} - \frac{f_{yd}}{\beta \cdot P \cdot \gamma_p} \right) \quad (4.21)$$

- 2ª etapa: carregamento de utilização

Agora, de maneira análoga à anterior, as tensões são igualadas para as fibras inferiores e superiores, respectivamente, conforme equações (4.22) e (4.23):

$$\sigma'_i = \frac{-P \cdot \gamma_p}{A} + \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e'}{W_i} \leq f_{yd} \quad (4.22)$$

$$\sigma'_s = \frac{-P \cdot \gamma_p}{A} - \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e''}{W_s} \leq f_{yd} \quad (4.23)$$

Igualando-se à f_{yd} e isolando-se e' e e'' respectivamente, foram obtidas as equações (4.24) e (4.25) (NUNZIATA, 2004):

- Mesa inferior da viga (tração) + f_{yd}

$$e' = \frac{I_a}{Y_2} \cdot \left(\frac{1}{A_a} + \frac{f_{yd}}{P \cdot \gamma_p} \right) \quad (4.24)$$

- Mesa superior da viga (compressão) - f_{yd}

$$e'' = -\frac{I_a}{Y_2} \cdot \left(\frac{1}{A_a} + \frac{f_{yd}}{P \cdot \gamma_p} \right) \quad (4.25)$$

Onde:

f_{yd} : Tensão de escoamento do perfil de aço;

A_a : Área da seção transversal do perfil de aço;

I_a : Momento de inércia da viga de aço;

Y_1 : Distância do centro de gravidade da viga de aço até a fibra superior;

- Y_2 : Distância do centro de gravidade da viga de aço até a fibra inferior;
- P: Força de protensão;
- γ_p : Coeficiente de segurança aplicado à protensão;
- β : Majoração da força de protensão devido a atuação das perdas;
- σ'_i : Tensão de tração na fibra inferior devido a atuação do carregamento de serviço;
- σ'_s : Tensão de compressão na fibra superior devido a atuação do carregamento de serviço;
- e_0 : Excentricidade limite na primeira etapa de carregamento;
- σ_i^0 : Tensão de compressão na fibra inferior no ato da protensão;

A excentricidade e_1 será o menor entre os valores e' e e'' .

Após a determinação das excentricidades limites, para os casos das vigas mistas parcialmente revestidas, se torna necessário a verificação das tensões atuantes no concreto, também para as duas situações de carregamento. As tensões atuantes, conforme apresenta a equação (4.26), não devem ultrapassar os valores das tensões limites do concreto. Caso a tensão de tração atuante seja maior em relação a tensão resistente, deverão ser dimensionadas armaduras passivas.

$$\sigma_c = -\frac{P \cdot \beta \cdot \gamma_p}{A_c} \pm \frac{P \cdot \beta \cdot \gamma_p \cdot e_p}{W_c} \quad (4.26)$$

Onde:

- W_c : Módulo de resistência elástico do concreto;
- A_c : Área da seção transversal do concreto;
- P_0 : Força de protensão inicial;
- M_g : Momento fletor máximo referente ao peso próprio da viga;
- β : Coeficiente de majoração da força de protensão, indicado por Nunziata (2004), para compensar as perdas de protensão;

O conhecimento dos pontos E_0 e E_1 é de suma importância, pois a partir destes é possível determinar a faixa em que deverá estar contido o cabo resultante ao longo de todo o comprimento da viga. Esta faixa, chamada de fuso limite, é que garante que as tensões limites dos materiais não sejam superadas em nenhuma das seções.

4.5.1 FUSO LIMITE

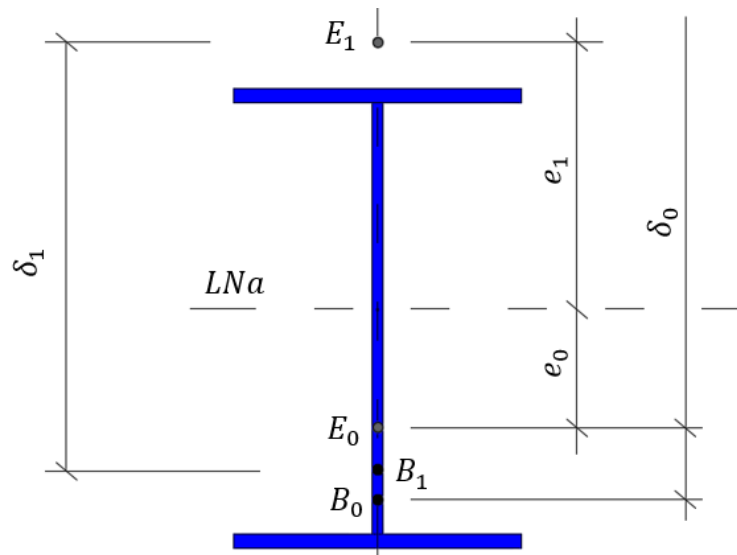
O fuso limite é uma região contida ao longo da viga onde deve estar localizado o cabo de protensão resultante. A determinação dessa região é realizada levando-se em consideração o deslocamento δ_0 , que ocorre devido a atuação do momento externo mínimo e o deslocamento δ_1 , que ocorre devido ao momento externo máximo. Os deslocamentos δ_0 e δ_1 são obtidos respectivamente através das equações (4.27) e (4.28) (NUNZIATA, 2004).

$$\delta_0 = \frac{M_{min}}{\beta \cdot P \cdot \gamma_p} \quad (4.27)$$

$$\delta_1 = \frac{M_{max}}{P \cdot \gamma_p} \quad (4.28)$$

Sequentemente, determina-se um novo ponto, B_0 , que é situado a uma distância δ_0 a partir de E_0 (ponto inferior do centro de pressão). De maneira análoga, é determinado o ponto B_1 , situado abaixo do ponto superior do centro de pressão E_1 , a uma distância δ_1 , como indica a Figura 4.7 (NUNZIATA, 2004).

Figura 4.7: Fusos limites, ponto B_0 e B_1

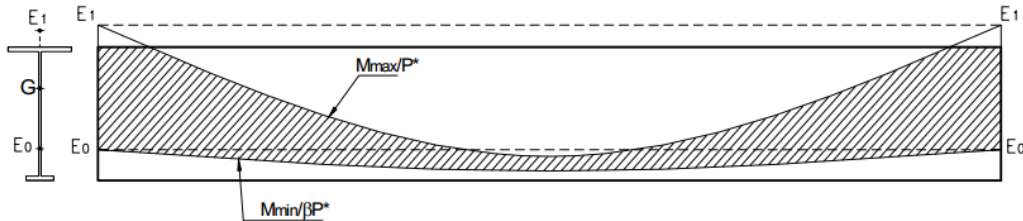


Fonte: Adaptado de Nunziata (2004)

Para que as tensões limites sejam satisfeitas, o cabo de protensão resultante deve estar contido obrigatoriamente entre os pontos B_0 e B_1 . Além disso, o momento atuante na viga, nas diversas fases de carregamento, não deve ser menor em relação ao momento

mínimo e nem maior em relação ao momento máximo. A Figura 4.8 apresenta o fuso limite de uma viga isostática.

Figura 4.8: Fuso limite de uma viga isostática



Fonte: Ferreira (2007)

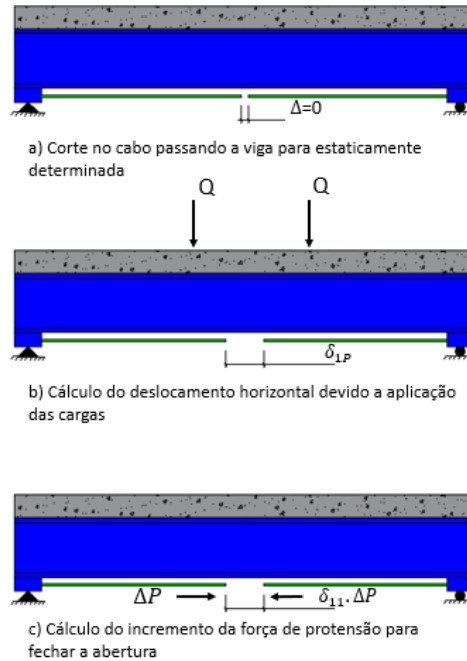
4.6 INCREMENTO DA FORÇA DE PROTENSÃO

A aplicação das ações gravitacionais no elemento misto protendido, sejam estas a carga própria da laje ou o carregamento de utilização, geram um aumento na força de protensão inicialmente aplicada nos cabos. Esse acréscimo na força de protensão pode ser determinado de diversas formas, e uma delas é apresentada por Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989) que englobam o princípio dos trabalhos virtuais (Figura 4.9) e são aplicadas nos casos de protensão externa. Para os casos de protensão interna são utilizados os mesmos conceitos do concreto protendido, conforme a ABNT NBR 6118:2014, sendo apresentados posteriormente neste mesmo item.

Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989) descreveram a maneira de como é realizado o cálculo com a utilização do princípio dos trabalhos virtuais, conforme segue:

- Primeiramente realiza-se um corte no cabo de protensão, de maneira que o espaçamento entre as extremidades seja nulo, conforme Figura 4.9.
- Sequentemente, são aplicadas duas cargas concentradas na viga e é calculado o deslocamento entre os cabos na região do corte realizado anteriormente.
- Por último, determina-se a força necessária para fechar a abertura do cabo. Essa força é o valor do incremento de força de protensão atuante no cabo, denominada ΔP .

Figura 4.9: Aumento da força de protensão devido a aplicação do carregamento externo



Fonte: Adaptado de Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989)

De acordo com Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989), a condição de compatibilidade requer que o deslocamento relativo entre as extremidades do cabo cortado seja igual a zero, conforme apresenta a equação (4.29).

$$\delta_{11}\Delta P + \delta_{1P} = 0 \quad (4.29)$$

Onde:

δ_{11} : Alongamento devido a força de protensão unitária;

δ_{1P} : Alongamento devido à aplicação da carga;

Estes alongamentos são calculados através das equações (4.30) e (4.31), com a aplicação do princípio dos trabalhos virtuais:

$$\delta_{1P} = \int_0^1 \frac{e_p M(x) dx}{EI} \quad (4.30)$$

$$\delta_{11} = \int_0^1 \frac{e_{p.a}^2 dx}{EI} + \int_0^1 \frac{dx}{EA} + \int_0^1 \frac{dx}{E_p A_p} \quad (4.31)$$

Onde:

M : Momento atuante devido a aplicação da carga;

$e_{p.a}$: Excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade do perfil de aço;

E : Módulo de elasticidade da viga de aço ou mista;

E_p : Módulo de elasticidade do cabo;

I : Momento de inércia da viga de aço ou mista;

A : Área da seção transversal mista;

A_p : Área do cabo;

Integrando as equações (4.30) e (4.31), e substituindo os resultados na equação (4.29), é obtido o valor do incremento da força de protensão, conforme equação (4.32):

$$\Delta P = \frac{\frac{e}{l} \int_0^1 M(x) dx}{e_{p.a}^2 + \frac{EI}{E_p A_p} + \frac{I}{A}} \quad (4.32)$$

A força total atuante no cabo de protensão é dada pelo somatório das forças apresentadas na equação (4.33).

$$P = P_0 + \Delta P_g + \Delta P_q \quad (4.33)$$

Onde:

P_0 : Força de protensão inicial;

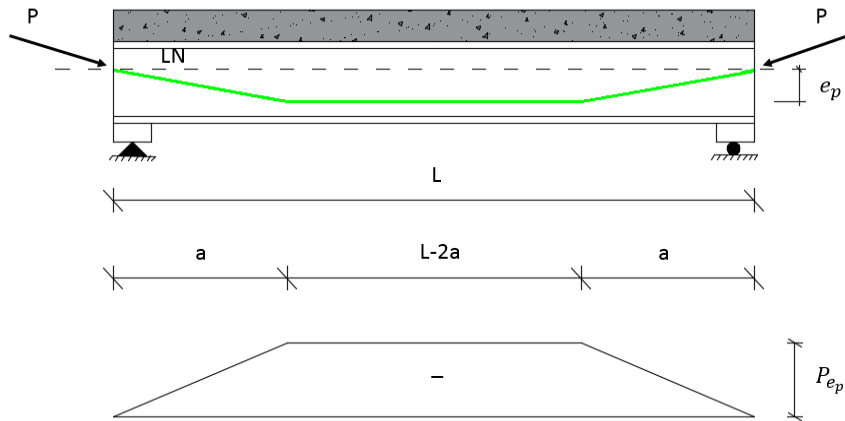
ΔP_g : Incremento da força de protensão devido ao peso próprio;

ΔP_q : incremento da força de protensão devido a carga de utilização;

Considerando que a viga seja biapoiada, ela pode estar sujeita a cargas concentradas e distribuídas. Além disso, a protensão pode ser executada com diversos tipos de configurações de traçado e posicionamento do cabo, sendo apresentado a seguir as possíveis formas existentes.

- a) Cabo de protensão com traçado poligonal (Figura 4.10).

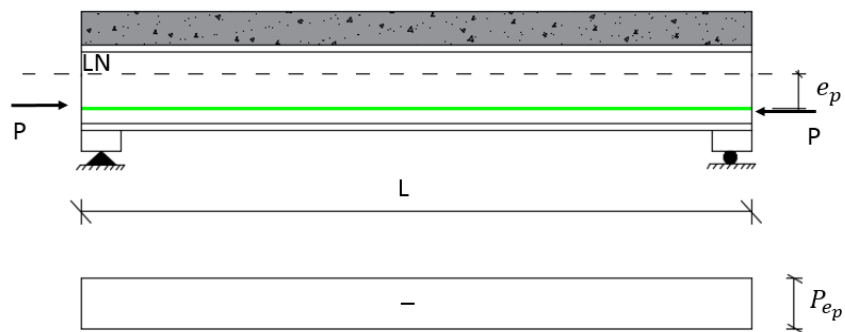
Figura 4.10: Viga mista protendida com cabo de traçado poligonal



Fonte: Adaptado de Troitsky, Zielinski e Nouraeyan (1989)

- b) Cabo de protensão com traçado retilíneo ao longo de todo o comprimento da viga (Figura 4.11).

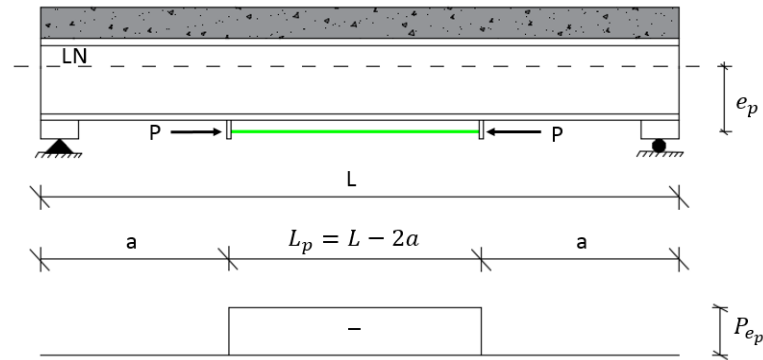
Figura 4.11: Viga mista protendida com cabo de traçado retilíneo ao longo de todo o comprimento da viga



Fonte: Adaptado de Troitsky, Zielinski e Nouraeyan (1989)

- c) Cabo de protensão com traçado retilíneo e comprimento inferior em relação ao comprimento total da viga ($L_p - L$) (Figura 4.12).

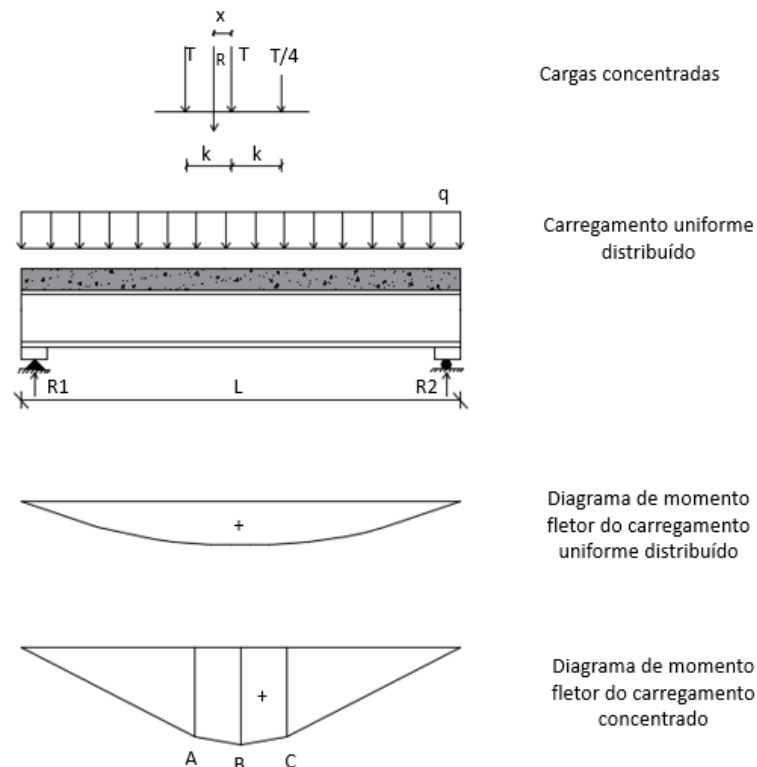
Figura 4.12: Viga mista protendida com cabo de traçado retilíneo com comprimento inferior ao comprimento total da viga



Fonte: Adaptado de Troitsky, Zielinski e Nouraeyan (1989)

Troitsky, Zielinski e Nouraeyan (1989), apresentaram em suas pesquisas um equacionamento destinado para o cálculo do incremento da força de protensão inicial para as situações descritas acima (equações (4.34) à (4.39)). Esses equacionamentos foram divididos para englobar duas situações de cálculo, sendo uma referente a cargas concentradas representando um trem tipo, e outra representando um carregamento distribuído, conforme apresenta a Figura 4.13.

Figura 4.13: Tipos de carregamentos considerados nas formulações de acréscimo de força no cabo de protensão



Fonte: Adaptado de Troitsky, Zielinski e Nouraeyan (1989)

- Cabo de protensão com traçado poligonal:
 - Carregamento distribuído

$$\Delta P = \frac{qe_p[L^3 - a^2(2L - a)]}{12L \left\{ \frac{e_p(3L - 4a)}{3} + \frac{LI_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \left[L + \frac{2a}{\cos^3 \alpha} (1 - \cos^3 \alpha) \right] \right\}} \quad (4.34)$$

- Carga concentrada

$$\Delta P = \frac{Te_p[0,2812L^2 - 0,5314k^2 - 0,5a^2]}{12L \left\{ \frac{e_p(3L - 4a)}{3} + \frac{LI_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \left[L + \frac{2a}{\cos^3 \alpha} (1 - \cos^3 \alpha) \right] \right\}} \quad (4.35)$$

- Cabo de protensão com traçado retilíneo ao longo de todo o comprimento da viga:
 - Carregamento distribuído

$$\Delta P = \frac{qe_{q_{tr}}L^2}{12 \left(e^2_p + \frac{I_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \right)} \quad (4.36)$$

- Carga concentrada

$$\Delta P = \frac{Te_{p_{tr}}(0,2812L^2 - 0,5314k^2)}{L \left(e^2_p + \frac{I_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \right)} \quad (4.37)$$

- Cabo de protensão com traçado retilíneo e comprimento inferior em relação ao comprimento total do vão da viga ($L_p - L$):
 - Carregamento distribuído

$$\Delta P = \frac{qe_p \left[a(L - a) + \frac{L^2}{2} \right]}{(L - 2a) \left(e^2_p + \frac{I_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \right)} \quad (4.38)$$

- Carga concentrada

$$\Delta P = \frac{T e_p [0,2812L^2 - 0,5314k^2 - 1,5a^2]}{(L - 2a) \left(e^2_p + \frac{I_{tr}}{A} + \frac{E_a I_{tr}}{E_p A_p} \right)} \quad (4.39)$$

Onde:

e_p : Excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade da seção mista;

E_a : Módulo de elasticidade do perfil de aço;

E_p : Módulo de elasticidade do cabo de protensão;

L_{cabo} : Comprimento do cabo;

I_{tr} : Momento de inércia da viga mista;

A : Área seção transversal mista;

A_p : Área do cabo de protensão;

k : Espaçamento entre as cargas concentradas;

q : Carregamento distribuído;

T : Carga concentrada aplicada na viga;

Para outros tipos de carregamentos ou outras configurações dos cabos de protensão, recomenda-se a aplicação da equação (4.32).

4.7 SÍNTESE

Este capítulo expõe os critérios de projeto e verificação que são necessários para o dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto protendidas. Dentre estes critérios e verificações, são apresentados a influência da metodologia executiva na distribuição de tensões produzidas na seção mista, que englobam a pré-tração, pós-tração e escoramento da construção; a determinação das perdas de protensão; a determinação da força de protensão inicial e do traçado ideal do cabo ao longo da viga, de modo que não haja

instabilidades ou plastificação do perfil de aço e não ultrapasse a tensão resistente nas bordas extremas do concreto; a força cortante gerada devido a força de protensão atuante e por fim o incremento da força de protensão no cabo.

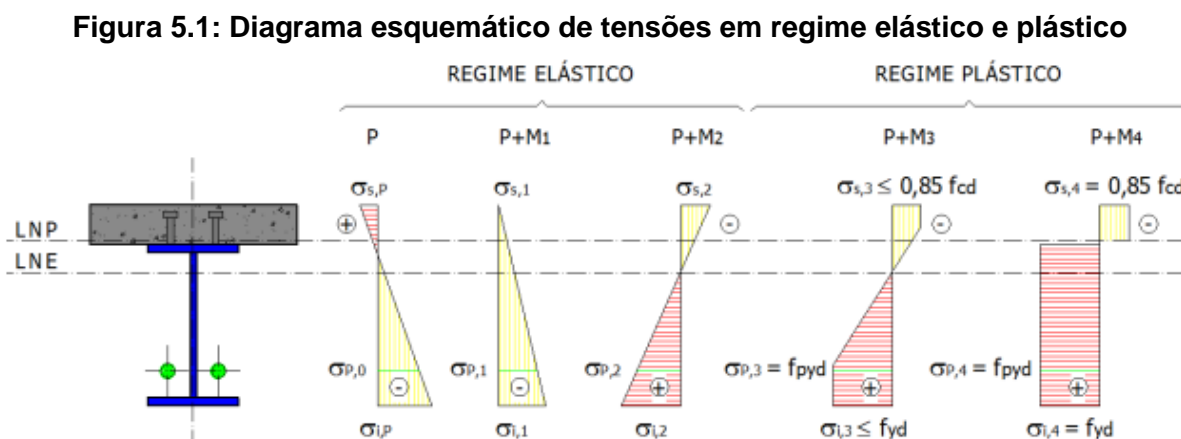
5. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS PROTENDIDAS

Este item aborda, de maneira propriamente dita, o procedimento de dimensionamento de vigas mistas protendidas, com ênfase às tipologias abordadas.

Como critério de simplificação, foram adotadas algumas premissas ao procedimento de dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto protendidas. Abaixo estas são apresentadas:

- Vigas mistas com perfis de aço tipo I e duplamente simétricos: foi adotada tal tipologia de perfil pelo fato destes serem englobados pela ABNT NBR 8800:2008, além de serem também majormente estudados nas bibliografias utilizadas neste trabalho;
- Perfil de aço compacto: a adoção de um perfil compacto garante a não ocorrência de instabilidades locais na seção, permitindo que ocorra uma distribuição plástica de tensões, pois há uma grande rotação antes do início da flambagem local;
- Viga travada lateralmente: para que a viga atinja a plastificação total sem que ocorra instabilidades, além de garantir a estabilidade local, conforme item anterior, é necessário garantir a estabilidade global, com a utilização de travamentos laterais ao longo da viga;
- Interação total entre os diferentes materiais constituintes da seção, aço e concreto: considera-se que há total transferência de esforços longitudinais na interface aço/concreto. Essa transferência total de cisalhamento é garantida com o dimensionamento adequado dos conectores de cisalhamento e em número suficiente, afim de evitar qualquer escorregamento na interface entre os materiais;
- Não se considera nos cálculos do momento resistente o concreto submetido a tração, seja este presente na laje de concreto ou entre as mesas do perfil de aço, conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008.
- Este estudo engloba somente vigas mistas biapoiadas, solicitadas a momento fletor positivo;
- Ênfase do estudo destinado ao ELU;

A Figura 5.1 apresenta um diagrama esquemático de tensões em regime elástico e plástico, para vigas mistas biapoiadas submetidas a momento fletor positivo. A letra P indica a intensidade da força de protensão e a letra M se refere à intensidade do momento fletor aplicado ao elemento. Este último é representado de forma incremental, na qual os números seguidos da letra M representam o grau de intensidade do momento, de maneira crescente, ou seja, $M_2 > M_1$; $M_3 > M_2$ e $M_4 > M_3$.



Como é possível perceber, o comportamento da viga mista sujeita a solicitações é inicialmente elástico, com as tensões normais variando linearmente ao longo da seção transversal. Essas tensões sofrem um aumento conforme ocorre o acréscimo dos momentos de utilização atuantes. Com o acréscimo destes momentos atuantes, as fibras mais externas da seção transversal chegam a plastificação, a viga começa a trabalhar em regime plástico e os momentos adicionais ocasionam a redistribuição de tensões para as fibras internas, que sofrem também a plastificação. Esse comportamento ocorre nas seções classificadas como compactas, que é o tipo na qual será apresentada a formulação para dimensionamento neste trabalho.

Um ponto importante a se ressaltar é que a deformação do concreto deve ser limitada à deformação em que ocorre a ruptura, ou seja, não deve ultrapassar o valor de 0,35 %.

5.1 CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Conforme já citado anteriormente, o presente trabalho irá destacar somente os casos em que as seções transversais dos elementos forem compactas, em ambas as tipologias de vigas abordadas. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as seções compactas são elementos cujo valor de λ não são superiores à λ_p . Estas seções sofrem grandes rotações antes do início da flambagem local e estão sujeitas ao desenvolvimento de uma distribuição totalmente

plástica de tensões em uma dada seção. Isso faz com que o dimensionamento dessas vigas seja realizado utilizando as propriedades plásticas da seção.

Um elemento estrutural de aço ou misto de aço e concreto de tipologia convencional, é considerado de seção compacta se satisfazer as condições estabelecidas nas equações (5.1) e (5.2), garantindo assim que não ocorra flambagem local na mesa nem na alma do perfil.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.1)$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.2)$$

Onde:

h_w : Altura da alma do perfil de aço;

t_w : Espessura da alma do perfil de aço;

E : Módulo de elasticidade do perfil de aço;

b_f : Largura da mesa de aço;

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço;

f_y : Resistência característica ao escoamento do perfil de aço;

Já, para as seções I ou H parcialmente revestidas, a ABNT NBR 8800:2008 ressalta que não deve ser ultrapassada a relação da equação (5.3):

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,4 \cdot \frac{E}{f_y} \quad (5.3)$$

5.2 GRAU DE INTERAÇÃO NA INTERFACE AÇO – CONCRETO

São duas as possibilidades de trabalho entre os diferentes materiais que atuam em conjunto, no que se refere ao grau de interação, podendo estes serem de interação completa ou parcial. Esta pesquisa é limitada à interação completa, onde os números de conectores de cisalhamento utilizados são suficientes a ponto de impedir todo o fluxo de cisalhamento existente na interface entre o aço e a laje de concreto, conforme equação (5.4). Segundo a ABNT NBR 8800:2008, a interação entre o aço e concreto da laje será completa, na região de

momento positivo, se os conectores situados nesta região tiverem resistência de cálculo igual ou superior ao menor dos valores: resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da resistência de cálculo da laje de concreto à compressão.

$$Q_{Rd} \geq V_{hRd} \quad (5.4)$$

Onde:

Q_{Rd} : Somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

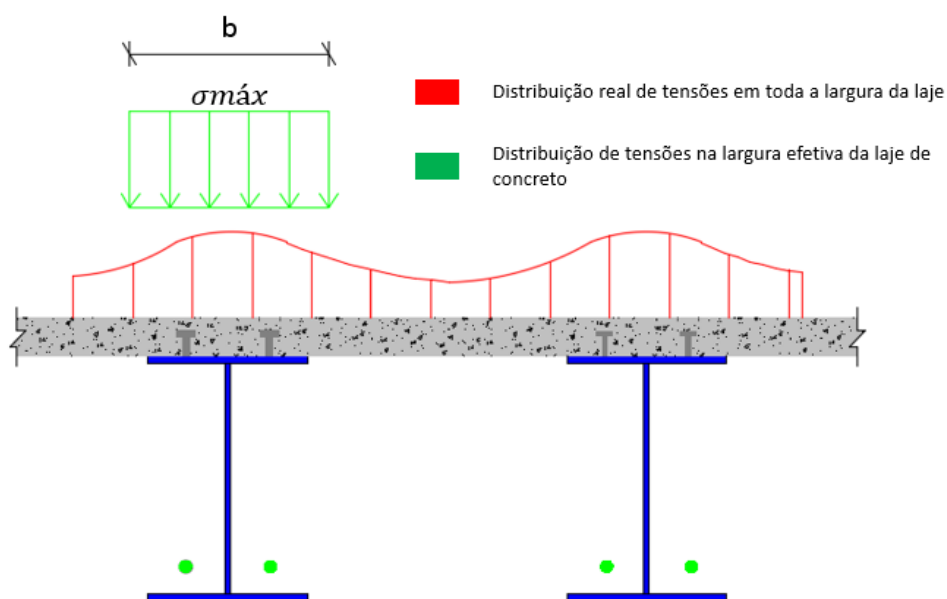
V_{hRd} : Fluxo de cisalhamento na interface aço – concreto;

Na viga mista parcialmente revestida, o concreto terá contato com as mesas e alma do perfil. Conforme apresentam alguns trabalhos detalhados na revisão bibliográfica, existem diversas maneiras de garantir o trabalho conjunto para tal tipologia de viga mista, podendo ser utilizados desde conectores soldados na alma ou na mesa do perfil e até mesmo sendo esse trabalho conseguido através da aderência natural existente entre os diferentes materiais.

5.3 LARGURA EFETIVA DA LAJE DE CONCRETO

Como a distribuição real de tensões na largura da laje de uma viga mista não são uniformes, a ABNT NBR 8800:2008 permite que seja feita uma simplificação, com o intuito de facilitar os cálculos. Essa simplificação permitida pela norma, consiste na determinação de uma largura efetiva da laje na seção mista, de modo que, uma distribuição de tensões uniforme tenha o mesmo valor da distribuição de tensões não uniforme, conforme indica a Figura 5.2.

Figura 5.2: Distribuição de tensões na viga mista: real e efetiva

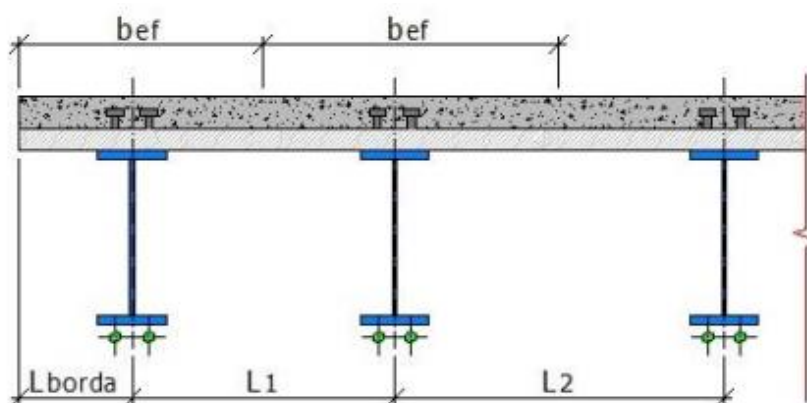


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Assim sendo, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a largura efetiva da mesa de concreto (Figura 5.3), de cada lado da linha de centro da viga, é determinada adotando-se o menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro dos apoios;
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço;

Figura 5.3: Demonstração da largura efetiva da laje de concreto

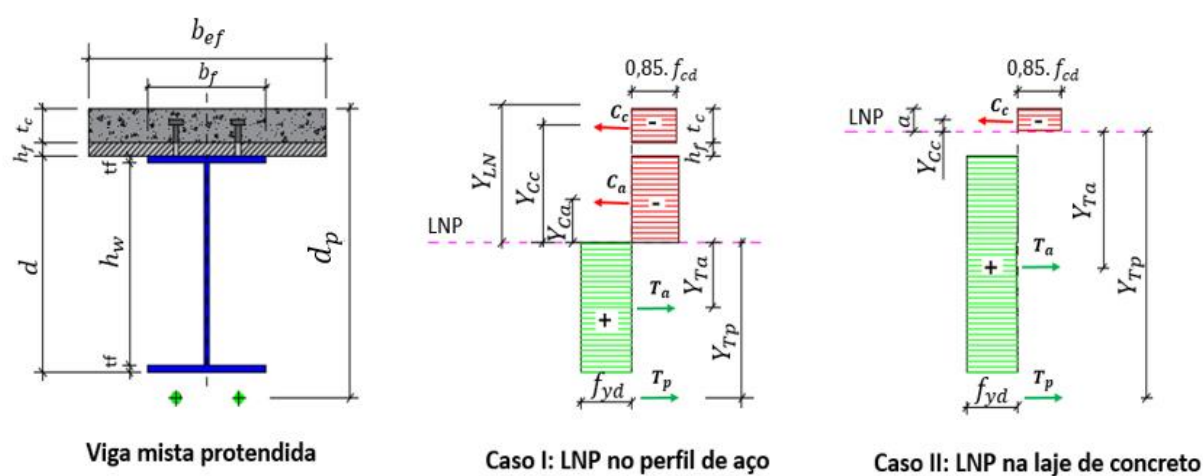


Fonte: Nelsen (2012)

5.4 CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA VIGA MISTA DE TIPOLOGIA CONVENCIONAL

A posição da linha neutra, referente a essa distribuição de tensões, denominada linha neutra plástica (y_{LN}) irá gerar grandes influências no dimensionamento da seção mista, podendo esta estar localizada tanto no perfil de aço (caso I), seja na mesa superior ou alma do perfil, quanto na laje de concreto (caso II), conforme apresenta a Figura 5.4. Será apresentado o equacionamento para as vigas sem a protensão e posteriormente com a aplicação da protensão, sendo este baseado na ABNT NBR 8800:2008.

Figura 5.4: Distribuição plástica de tensões em vigas mistas protendidas



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

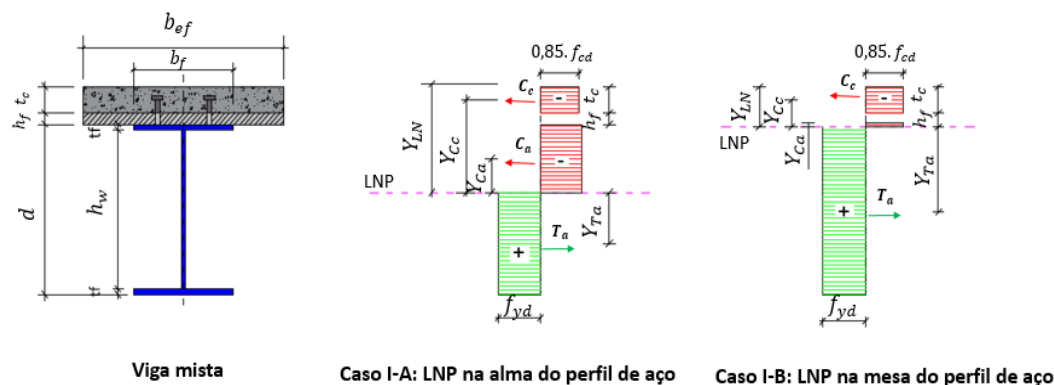
5.4.1 CASO I: LINHA NEUTRA NO PERFIL DE AÇO

5.4.1.1 VIGA MISTA SEM PROTENSÃO

Este caso ocorre quando a força resultante de tração no perfil de aço é superior à força resultante de compressão na laje de concreto, ou seja, conforme equação (5.5). A linha neutra plástica, quando no perfil de aço, pode estar tanto na alma do perfil (caso I-A) quanto na mesa superior (caso I-B), conforme indica a Figura 5.5.

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c < A_a \cdot f_{yd} \quad (5.5)$$

Figura 5.5: Distribuição plástica de tensões nas vigas mistas sem protensão (caso I)



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Uma vez determinado o local onde a linha neutra está situada, é necessária a obtenção das forças de tração no perfil de aço, assim como a força resultante de compressão na laje de concreto, sendo estas determinadas respectivamente através das equações (5.6) e (5.7).

$$T_a = (2A_f + A_w) \cdot f_{yd} - C_a \quad (5.6)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad (5.7)$$

Onde:

A_f : Área da seção transversal da mesa do perfil de aço;

A_a : Área total do perfil de aço;

A_w : Área da seção transversal da alma do perfil de aço;

A_p : Área da seção transversal do cabo de protensão;

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço estrutural;

f_{pd} : Resistência de cálculo do aço de protensão;

C_a : Força de compressão resultante na viga de aço;

t_c : Espessura da laje de concreto;

b_{ef} : Largura efetiva da laje de concreto;

A posição da linha neutra, para ambos os casos de quando esta é contida no perfil de aço, é obtida através um equilíbrio entre as forças atuantes ao longo da seção transversal da viga mista protendida. No caso caso I-A, que ocorre quando $C_a > A_f \cdot f_{yd}$, a linha neutra é determinada através da equação (5.8):

$$Y_{LN} = t_c + t_f + h_f \cdot \left(\frac{C_a - A_f \cdot f_{yd}}{t_w \cdot f_{yd}} \right) \quad (5.8)$$

No caso I-B, ocorrente quando $C_a \leq A_f \cdot f_{yd}$, a linha neutra está contida na posição que é dada pela equação (5.9):

$$Y_{LN} = t_c + h_f + \frac{C_a}{b_f \cdot f_{yd}} \quad (5.9)$$

Onde:

Y_{LN} : Linha neutra plástica;

t_c : Espessura da laje de concreto;

h_f : Altura da forma de aço incorporada (casos em que a viga for composta de laje mista com forma de aço incorporada);

C_a : Força resultante de compressão no perfil de aço;

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço;

A força de compressão no perfil de aço, é determinada através da equação (5.10).

$$C_a = \frac{(A_a \cdot f_{yd} - C_c)}{2} \quad (5.10)$$

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo, para o caso de vigas mistas sem protensão de tipologia tradicional e com linha neutra plástica no perfil de aço, é obtida através da equação (5.11):

$$M_{Rd} = T_a y_{Ta} + C_c y_{Cc} + C_a y_{Ca} \quad (5.11)$$

Sendo:

$$y_{Ta} = \frac{1}{2}(t_c + h_f + d - Y_{LN})$$

$$y_{Cc} = Y_{LN} - \frac{1}{2}t_c$$

$$y_{Ca} = \frac{1}{2}(Y_{LN} - t_c - h_f)$$

Onde:

y_{Ta} : Distância entre a força resultante de tração no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista;

y_{Cc} : Distância entre a força resultante de compressão no concreto e a linha neutra plástica da seção mista;

Y_{Ca} : Distância entre a força resultante de compressão no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista;

C_a : Força de compressão na viga de aço;

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_a : Força de tração na viga de aço;

d : altura total do perfil de aço;

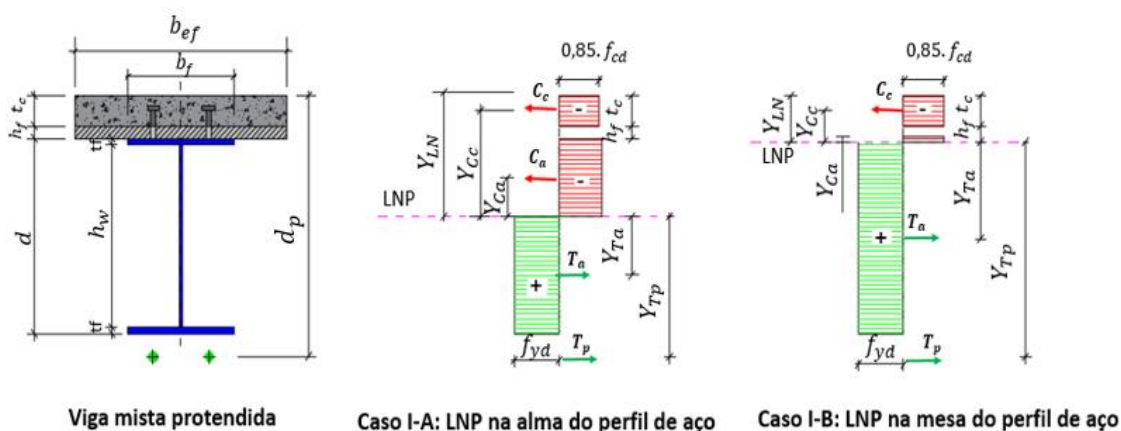
5.4.1.2 VIGA MISTA PROTENDIDA

Este item apresenta as equações de dimensionamento mostradas anteriormente com a inclusão do efeito da protensão.

A linha neutra plástica (LNP) estará interceptando o perfil de aço quando a força resultante de tração no perfil e no cabo de protensão for superior à força resultante de compressão na laje de concreto, ou seja, conforme equação (5.12). A linha neutra plástica, quando no perfil de aço, pode estar tanto na alma do perfil (caso I-A) quanto na mesa superior (caso I-B), conforme indica a

Figura 5.6.

Figura 5.6: Distribuição de forças conforme localização da linha neutra plástica no perfil de aço



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c < A_a \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} \quad (5.12)$$

Para este caso, os valores da força de tração no perfil de aço (T_a) e de compressão na laje de concreto (C_c) são os mesmos apresentados nas equações (5.6) e (5.7). A força de tração no cabo de protensão (T_p) é determinada através da equação (5.13).

$$T_p = A_p \cdot f_{pd} \quad (5.13)$$

Onde:

A_a : Área total da seção transversal do perfil de aço;

A_p : Área da seção transversal do cabo de protensão;

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço estrutural;

f_{pd} : Resistência de cálculo do aço de protensão;

t_c : Espessura da laje de concreto;

b_{ef} : Largura da laje de concreto;

T_p : Força resultante de tração no cabo de protensão;

A posição da linha neutra, para ambos os casos de quando esta é contida no perfil de aço, é obtida através um equilíbrio entre as forças atuantes ao longo da seção transversal da viga mista protendida. No caso caso I-A, que ocorre quando $C_a > A_f \cdot f_{yd}$, a linha neutra é determinada através da equação (5.14):

$$Y_{LN} = t_c + t_f + h_f + \frac{C_a - A_f \cdot f_{yd}}{t_w \cdot f_{yd}} \quad (5.14)$$

No caso I-B, ocorrente quando $C_a \leq A_f \cdot f_{yd}$, a linha neutra está contida na posição dada pela equação (5.15):

$$Y_{LN} = t_c + h_f + \frac{C_a}{b_f \cdot f_{yd}} \quad (5.15)$$

Onde:

Y_{LN} : Linha neutra plástica;

t_c : Espessura da laje de concreto;

h_f : Altura da forma de aço incorporada (casos em que a viga for composta de laje mista com forma de aço incorporada);

C_a : Força resultante de compressão no perfil de aço;

b_f : Largura da mesa do perfil de aço;

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço;

t_w : Espessura da alma do perfil de aço;

A_f : Área da seção transversal da mesa do perfil de aço;

A força de compressão no perfil de aço, é determinada através da equação (5.16).

$$C_a = \frac{A_a \cdot f_{yd} + T_p - C_c}{2} \quad (5.16)$$

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo, para o caso de vigas mistas protendidas de tipologia tradicional e com linha neutra plástica no perfil de aço, é obtida através da equação (5.17):

$$M_{Rd} = T_a y_{Ta} + T_p y_{Tp} + C_c y_{Cc} + C_a y_{Ca} \quad (5.17)$$

Sendo:

$$y_{Ta} = 0,5(t_c + h_f + d - Y_{LN})$$

$$y_{Tp} = d_p - Y_{LN}$$

$$y_{Cc} = Y_{LN} - 0,5t_c$$

$$y_{Ca} = 0,5(Y_{LN} - t_c - h_f)$$

Onde:

y_{Ta} : Distância entre a força resultante de tração no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista;

y_{Tp} : Distância entre a força de protensão e a linha neutra plástica da seção mista;

y_{cc} : Distância entre a força resultante de compressão no concreto e a linha neutra plástica da seção mista;

Y_{ca} : Distância entre a força resultante de compressão no perfil de aço e a linha neutra plástica da seção mista;

C_a : Força de compressão na viga de aço;

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_a : Força de tração na viga de aço;

T_p : Força de tração no cabo de protensão;

d : altura total do perfil de aço;

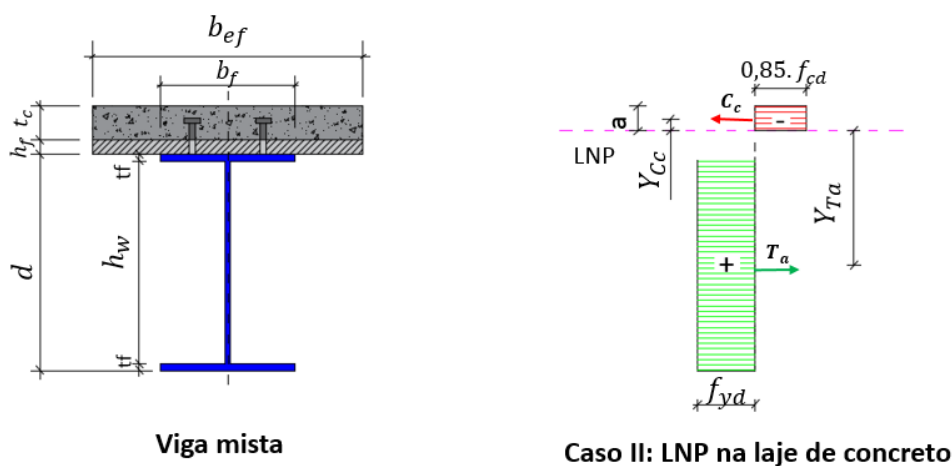
5.4.2 CASO II: LINHA NEUTRA NA LAJE DE CONCRETO

5.4.2.1 VIGA MISTA SEM PROTENSÃO

Este caso (Figura 5.7) ocorre quando a força resultante de compressão na laje de concreto é superior à força resultante de tração no perfil de aço, conforme equação (5.18).

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c > A_a \cdot f_{yd} \quad (5.18)$$

Figura 5.7: Distribuição plástica de tensões para o caso da linha neutra estar na laje



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Uma vez determinado o local onde a linha neutra estará situada, é necessário a obtenção das forças resultantes na região comprimida da laje e no perfil de aço, de acordo com as equações (5.19) e (5.20):

$$T_a = (2A_f + A_w) \cdot f_{yd} - C_a \quad (5.19)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot a \quad (5.20)$$

Onde:

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço estrutural;

b : Largura efetiva da laje de concreto;

a : Espessura da região comprimida da laje;

A_f : Área da seção transversal da mesa do perfil de aço;

A_w : Área da seção transversal da alma do perfil de aço;

C_a : Força de compressão resultante na viga de aço;

Como será desprezada a região da laje de concreto sujeita a esforços tração, é importante destacar a expressão (5.21), que fornece a espessura da região comprimida da laje.

$$a = \frac{T_a}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} \leq t_c \quad (5.21)$$

Onde:

T_a : Força de tração na viga de aço;

t_c : Espessura total da laje de concreto;

E, finalmente, de acordo com Nelsen (2012), a expressão para obtenção do momento resistente último de cálculo para vigas mistas protendidas, em relação ao eixo neutro, este que passa pela laje de concreto, é apresentada na equação (5.22):

$$M_{Rd} = T_a y_{Ta} + C_c y_{Cd} \quad (5.22)$$

Sendo:

$$y_{Ta} = 0,5d + t_c + h_f - a$$

$$y_{cd} = 0,5a$$

Onde:

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_a : Força resultante de tração no perfil de aço;

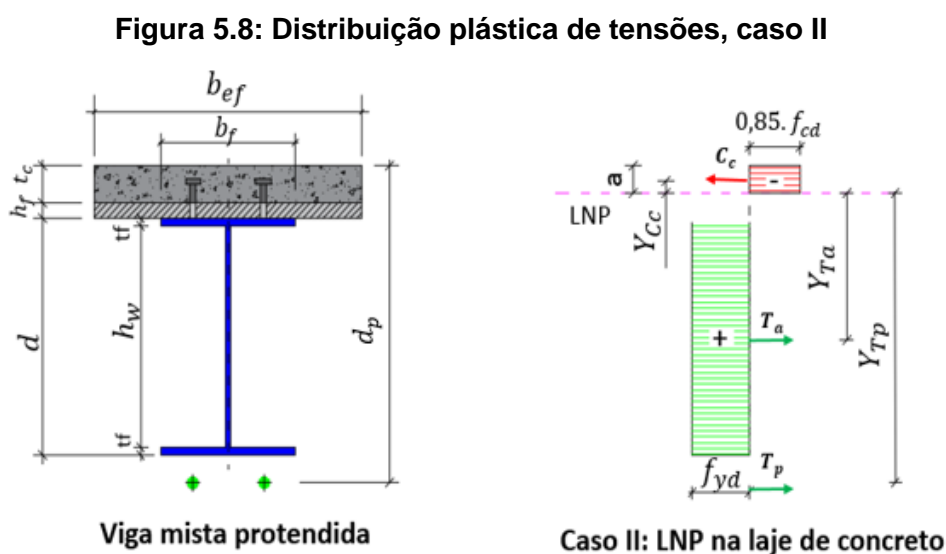
d : Altura total do perfil de aço;

5.4.2.2 VIGA MISTA PROTENDIDA

Neste item são apresentadas as expressões de dimensionamento mostradas anteriormente com o acréscimo do efeito da protensão, conforme Figura 5.8.

Os casos em que a linha neutra plástica (LNP) intercepta a laje de concreto ocorre quando a força resultante de compressão na laje de concreto é superior à força resultante de tração no perfil de aço somada a força resultante no cabo de protensão, ou seja, conforme equação (5.23).

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c > A_a \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} \quad (5.23)$$



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Para este caso, os valores da força de tração no perfil de aço (T_a) e de compressão na laje de concreto (C_c) são os mesmos apresentados nas equações (5.6) e (5.7). A força de tração no cabo de protensão (T_p) é determinada através da equação (5.24).

$$T_p = A_p \cdot f_{pd} \quad (5.24)$$

Onde:

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto;

b_{ef} : Largura efetiva da laje de concreto;

a : Espessura da região comprimida da laje;

Como será desprezada a região da laje de concreto sujeita a esforços tração, é importante destacar a equação (5.25), que fornece a espessura da região comprimida da laje.

$$a = \frac{T_a + T_p}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} \leq t_c \quad (5.25)$$

Onde:

T_a : Força de tração na viga de aço;

T_p : Força de tração no cabo de protensão;

t_c : Espessura total da laje de concreto;

E, finalmente, de acordo com Nelsen (2012), a expressão para obtenção do momento resistente último de cálculo para vigas mistas protendidas, em relação ao eixo neutro, este que passa pela laje de concreto, é apresentada pela equação (5.26):

$$M_{Rd} = T_a y_{Ta} + T_p y_{Tp} + C_c y_{Cd} \quad (5.26)$$

Sendo:

$$y_{Ta} = 0,5d + t_c + h_f - a$$

$$y_{Tp} = d_p - a$$

$$y_{Cd} = 0,5a$$

Onde:

C_c : Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_a : Força resultante de tração no perfil de aço;

T_p : Força resultante de tração no cabo de protensão;

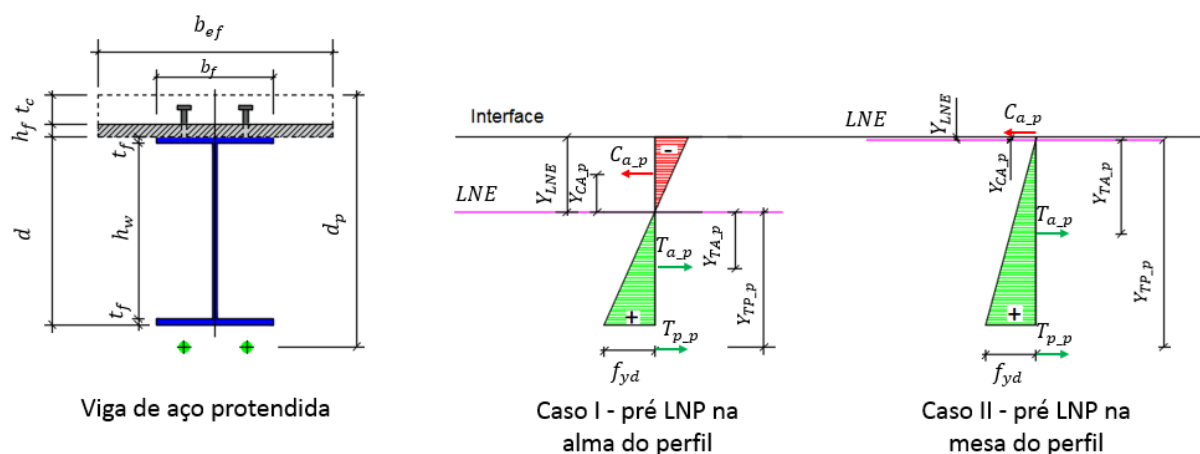
d : Altura total do perfil de aço;

5.5 CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DO PERFIL DE AÇO (PRÉ-TRAÇÃO)

A metodologia construtiva das vigas mistas protendidas podem acarretar alterações em suas etapas de dimensionamento. Nos casos onde as vigas forem pré tensionadas, sabe-se que o perfil de aço estará sujeito isoladamente aos esforços decorrentes da construção e da protensão. Com isso, se torna necessário, além do dimensionamento da seção mista já consolidada, a realização do dimensionamento do perfil de aço isolado.

A determinação da formulação para dimensionamento e verificação da viga protendida de aço isolada, é realizada através de uma analogia às expressões apresentadas anteriormente, porém com uma diferença: é considerada a distribuição elástica de tensões, de acordo com a Figura 5.9.

Figura 5.9: Distribuição elástica de tensões em vigas de aço protendidas: caso I e caso II



Fonte: Nelsen (2012)

A linha neutra elástica (LNE), que é dependente da geometria da seção e da resistência dos materiais, pode estar localizada tanto na mesa do perfil de aço (caso I-pré) quanto na alma do mesmo (caso II-pré). A posição desta, medida a partir da fibra extrema do perfil de aço, é obtida através do equilíbrio das resultantes das forças atuantes no perfil de aço, conforme as equações (5.27) e (5.28):

- Caso I – pré: $C_{a,p} \leq A_f f_{yd}$ – Linha neutra elástica situada na mesa superior:

$$Y_{LNE} = \frac{C_{a,p}}{b_f f_{yd}} \quad (5.27)$$

- Caso II – pré: $C_{a,p} > A_f f_{yd}$ – Linha neutra contida na alma do perfil de aço:

$$Y_{LNE} = t_f + \frac{C_{a,p} - A_f f_{yd}}{t_w f_{yd}} \quad (5.28)$$

Sendo:

$$C_{a,p} = \frac{A_a \cdot f_{yd} + T_p}{2}$$

Onde:

Y_{LNE} : Linha neutra elástica;

t_c : Espessura da laje de concreto;

h_f : Altura da forma de aço incorporada (casos em que a viga for composta de laje mista com forma de aço incorporada);

$C_{a,p}$: Força resultante de compressão no perfil de aço para o caso de pré-tração;

b_f : Largura da mesa do perfil de aço;

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço;

t_w : Espessura da alma do perfil de aço;

A_f : Área da seção transversal da mesa do perfil de aço;

f_{yd} : Resistência de cálculo ao escoamento do perfil de aço;

$T_{a,p}$: Força resultante de tração no perfil de aço;

$T_{p,p}$: Força resultante de tração no cabo de protensão;

Os valores das forças de tração no perfil de aço e no cabo de protensão, são determinados através das equações (5.19) e (5.24), respectivamente.

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo da viga pré-tracionada, em relação ao eixo neutro da seção, proveniente da 2ª etapa de construção é dado por:

$$M_{Rd,pré} = T_{a,p} y_{Ta,p} + T_{p,p} y_{Tp,p} + C_{a,p} y_{Ca,p} \quad (5.29)$$

Sendo:

$$y_{Ta,p} = 2/3(d - Y_{LNA})$$

$$y_{Tp,p} = d_p - t_c - h_f - Y_{LNA}$$

$$y_{Ca,p} = 2/3Y_{LNA}$$

Onde:

$y_{Ta,p}$: Distância entre a força resultante de tração no perfil de aço e a linha neutra elástica do perfil de aço;

$y_{Tp,p}$: Distância entre a força de protensão e a linha neutra elástica do perfil de aço;

$y_{Ca,p}$: Distância entre a força resultante de compressão no perfil de aço e a linha neutra elástica da seção;

$C_{a,p}$: Força de compressão na viga de aço;

$C_{c,p}$: Força resultante de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto para o caso de pré-tração;

$T_{a,p}$: Força de tração na viga de aço;

$T_{p,p}$: Força de tração no cabo de protensão;

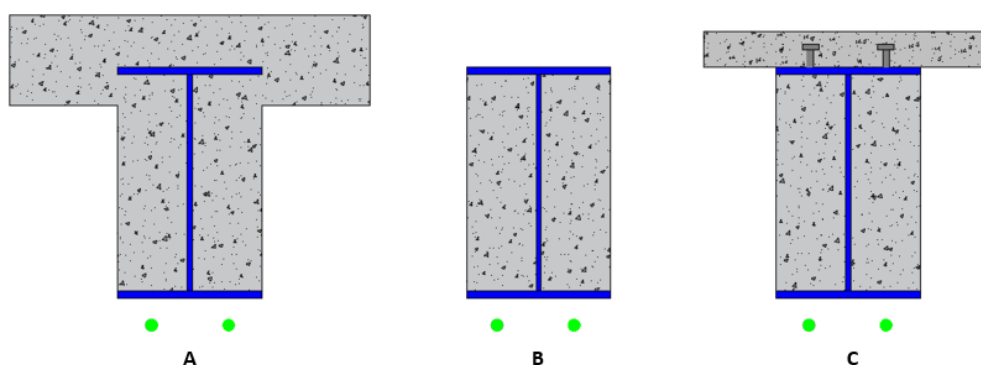
d: altura total do perfil de aço;

5.6 CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA VIGA MISTA PARCIALMENTE REVESTIDA

Além da ABNT NBR 8800:2008, foi também de grande subsídio para este capítulo a publicação de Lawson, Mullett e Rackham (1997), visto que a norma brasileira não possui um item exclusivo para dimensionamento dessa tipologia de viga mista.

Diversos tipos de vigas mistas podem se englobar como parcialmente revestidas, conforme apresenta a Figura 5.10. Estas vigas podem ser compostas ainda por armaduras passivas inseridas no concreto, conforme foi estudado em Cavalcanti (2010). As expressões apresentadas englobam o modelo da Figura 5.10 (b), no qual são destacadas nos itens da sequência.

Figura 5.10: Tipologias de vigas mistas parcialmente revestidas

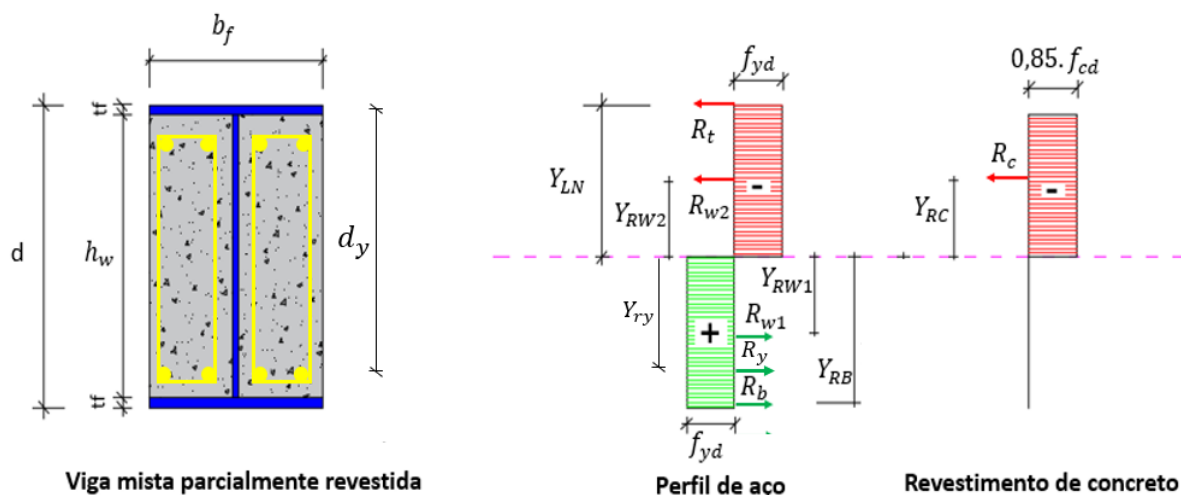


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

5.6.1 VIGA MISTA PARCIALMENTE REVESTIDA SEM PROTENSÃO

A posição da linha neutra plástica para o caso proposto é obtida através de um equilíbrio entre as forças atuantes ao longo da seção transversal da viga mista protendida, conforme apresenta a equação (5.30). Na Figura 5.11 são demonstradas as forças atuantes na seção.

Figura 5.11: Distribuição plástica de tensões na viga mista parcialmente revestida



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

$$Y_{LN} = \left[R_b + R_y + R_w - R_t + \frac{t_f}{h_w} \cdot (2 \cdot R_w + R_c) \right] \cdot \frac{h_w}{2 \cdot R_w + R_c} \quad (5.30)$$

Onde:

Y_{LN} : Posição da linha neutra medida a partir da mesa superior do perfil;

R_b : Força resultante na mesa inferior do perfil de aço;

R_y : Força resultante na armadura passiva inserida no concreto;

R_w : Força resultante na alma do perfil de aço, em toda a altura h_w ;

R_t : Força resultante na mesa superior do perfil de aço;

R_c : Força resultante do concreto em toda a altura h_w ;

t_f : Espessura da mesa do perfil de aço;

h_w : Altura da alma de aço;

O momento fletor resistente, considerando a plastificação total da seção transversal, é obtido através da equação (5.31), onde foi realizada a soma dos momentos gerados pelas

forças resistentes da seção. Lembrando que, o concreto na região tracionada foi desconsiderado.

$$M_R = R_b \cdot Y_{RB} + R_y \cdot Y_{RY} + R_{w2} \cdot Y_{RW2} + R_{w1} \cdot Y_{RW1} + R_t \cdot Y_{RT} + R_{cd} \cdot Y_{RC} \quad (5.31)$$

Onde:

d : Altura total do perfil de aço;

M_R : Momento resistente da seção mista protendida;

Y_{RB} : distância da força resultante da mesa inferior à linha neutra plástica;

Y_{RT} : distância da força resultante da mesa superior à linha neutra plástica;

Y_{RC} : Distância da força resultante do concreto a compressão à linha neutra plástica;

Y_{RY} : Distância da força resultante da armadura passiva à linha neutra plástica;

Y_{RW2} : Distância da força resultante da alma submetida a compressão à linha neutra plástica;

Y_{RW1} : Distância da força resultante da alma submetida a tração à linha neutra plástica;

R_{w1} : Alma do perfil de aço submetida à tração;

R_{w2} : Alma do perfil de aço submetida à compressão;

Sendo:

$$R_{w2} = \frac{R_w}{h_w} \cdot (Y_{LN} - t_f);$$

$$R_{w1} = \frac{R_w}{h_w} \cdot (d - Y_{LN} - t_f);$$

$$R_{cd} = \frac{R_c}{h_w} \cdot (Y_{LN} - t_f);$$

$$Y_{RB} = (d - 0,5 \cdot t_f - y_{LN});$$

$$Y_{RT} = (y_{LN} - 0,5 t_f);$$

$$Y_{RC} = (Y_{LN} - t_f)/2;$$

$$Y_{RW2} = (y_{LN} - t_f)/2;$$

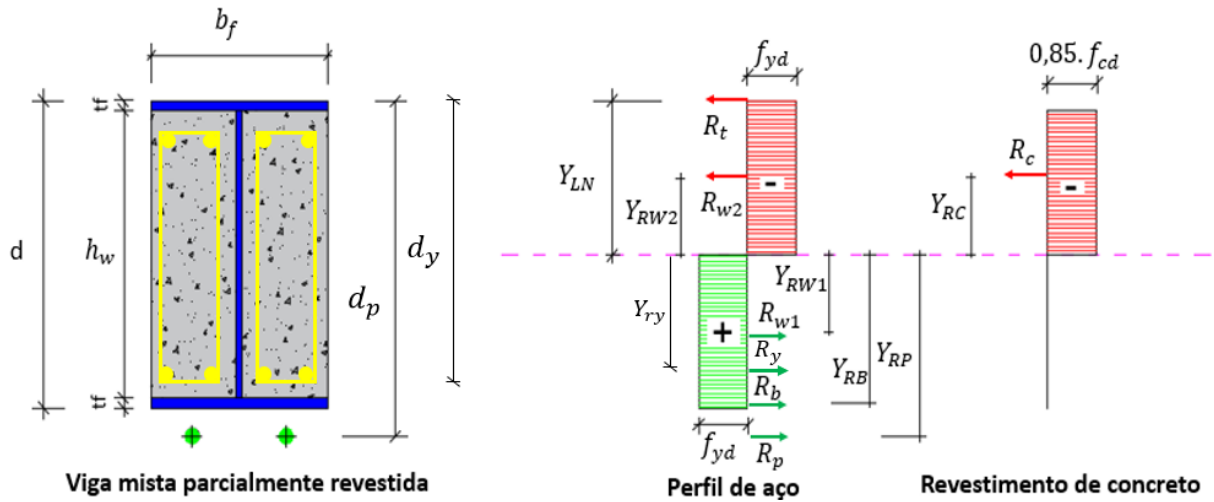
$$Y_{RW1} = (d - y_{LN} - t_f)/2;$$

$$Y_{RY} = d_y - Y_{LN};$$

5.6.2 VIGA MISTA PARCIALMENTE REVESTIDA COM APLICAÇÃO DA PROTENSÃO

Este item apresenta as equações do item anterior com a aplicação do efeito de protensão. As expressões foram determinadas de acordo com a Figura 5.12.

Figura 5.12: Distribuição plástica de tensões na viga mista parcialmente revestida



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

A posição da linha neutra plástica da seção, é obtida através da equação (5.32).

$$Y_{LN} = \left[R_b + R_y + R_w + R_p - R_t + \frac{t_f}{h_w} \cdot (2 \cdot R_w + R_c) \right] \cdot \frac{h_w}{2 \cdot R_w + R_c} \quad (5.32)$$

Onde:

R_p : Força resultante do cabo de protensão;

Com isso, é possível o cálculo do momento fletor resistente da seção mista protendida, que é obtido através da equação (5.33), onde foi realizada a soma dos momentos gerados pelas forças máximas resistentes, incluindo o efeito da protensão.

$$M_R = R_b \cdot Y_{RB} + R_y \cdot Y_{RY} + R_{w2} \cdot Y_{RW2} + R_{w1} \cdot Y_{RW1} + R_t \cdot Y_{RT} + R_{cd} \cdot Y_{RC} + R_p \cdot Y_{RP} \quad (5.33)$$

Sendo:

$$Y_{RP} = d_p - Y_{LN};$$

$$R_{cd} = \frac{R_c}{h_w} \cdot (Y_{LN} - t_f);$$

Onde:

R_p : Força resultante do cabo de protensão;

d_p : Distância do eixo do cabo de protensão ao topo da viga mista;

5.7 VERIFICAÇÃO A FLEXOCOMPRESSÃO

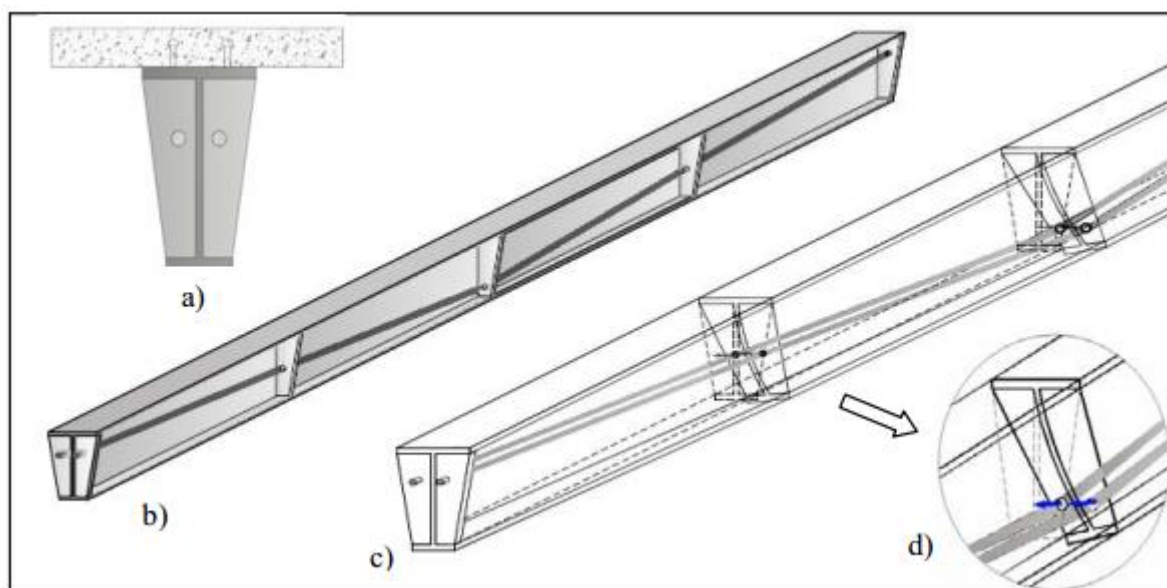
Pelo fato de estarem constantemente submetidas ao momento fletor gerado pelo peso próprio e cargas externas, além do momento fletor gerado pela força axial de compressão devido a protensão atuante, as vigas mistas protendidas precisam ser verificadas à flexocompressão. Os modos de colapso de elementos submetidos a esse tipo de esforço são: flambagem por flexão, por torção e instabilidades locais, que são a flambagem local da alma e flambagem local da mesa.

Um ponto interessante, destacado por Ferreira (2007), é que as vigas metálicas protendidas conectadas à laje de concreto em que é aplicada a técnica de pós-tração, possuem uma contenção lateral contínua. Esta contenção lateral contínua, impede a ocorrência de flambagem lateral, devido ao aumento de rigidez do conjunto viga-laje, uma vez que, para a viga se deformar, terá que levar junto uma parcela da laje de concreto. Porém, de acordo com Nelsen (2012), nas vigas mistas sujeitas a pré-tração é recomendado a verificação do efeito da flexo-compressão, para as seguintes situações de carregamento da viga de aço:

- Peso próprio do perfil de aço + força de protensão;
- Peso próprio do perfil de aço + peso próprio do concreto + sobrecarga de construção + força de protensão;

Embora acredita-se que seja necessária a verificação à flexo-compressão, Ferreira (2007) cita o efeito favorável que os cabos de protensão podem proporcionar às instabilidades geradas, na qual, como a viga tende a se deslocar lateralmente, o cabo é solicitado e conseqüentemente ocorre um acréscimo em seu comprimento. O cabo estando altamente tensionado, será criada uma resistência ao deslocamento, fazendo com que venha surgir uma força restauradora no cabo, que é transmitida à viga através dos desviadores, que tende a restaurar a viga à sua posição inicial. A Figura 5.13 ilustra a situação.

Figura 5.13: a) Seção mista protendida; b) Vista longitudinal do perfil protendido; c) Distorção lateral e tendência da viga se retornar a posição de equilíbrio; d) Detalhe da tendência da viga se retornar a posição de equilíbrio



Fonte: Ferreira (2007)

5.8 FLAMBAGEM LATERAL POR DISTORÇÃO

Os elementos mistos sujeitos a momentos fletores negativos estão usualmente sujeitos a flambagem lateral com distorção. Esse tipo de instabilidade é ocorrente, pelo fato de um elemento misto ter uma das mesas presa à laje, o que faz com que essa mesa seja impedida de se movimentar, enquanto a mesa inferior é enrijecida somente pela alma do perfil de aço, fazendo com que ocorra a flambagem com distorção da alma do perfil.

Essa instabilidade por flambagem lateral por distorção pode também ocorrer em vigas mistas protendidas sujeitas a pós-tração, entre os pontos de travamentos laterais, na etapa de protensão dos cabos, uma vez que essa protensão gera a atuação de um momento negativo considerável.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, deve ser assegurado que não ocorra esse tipo de instabilidade em vigas mistas, e para isso, deve ser satisfeita a condição apresentada pela equação (5.34):

$$M_{Sd} \leq M_{dist,Rd} \quad (5.34)$$

Onde:

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo na região de momento negativo;

$M_{dist,Rd}$: Momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal;

O momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com distorção da seção transversal é dado pela equação (5.35):

$$M_{dist,Rd} = \chi_{dist} \cdot M_{Rd} \quad (5.35)$$

Onde:

M_{Rd} : Momento fletor resistente de cálculo da seção transversal;

χ_{dist} : Fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão fornecida em norma, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} ;

O procedimento para determinação do fator de redução para flambagem lateral com distorção, além de todas as verificações e recomendações necessárias para este tipo de instabilidade, são totalmente descritos na ABNT NBR 8800:2008.

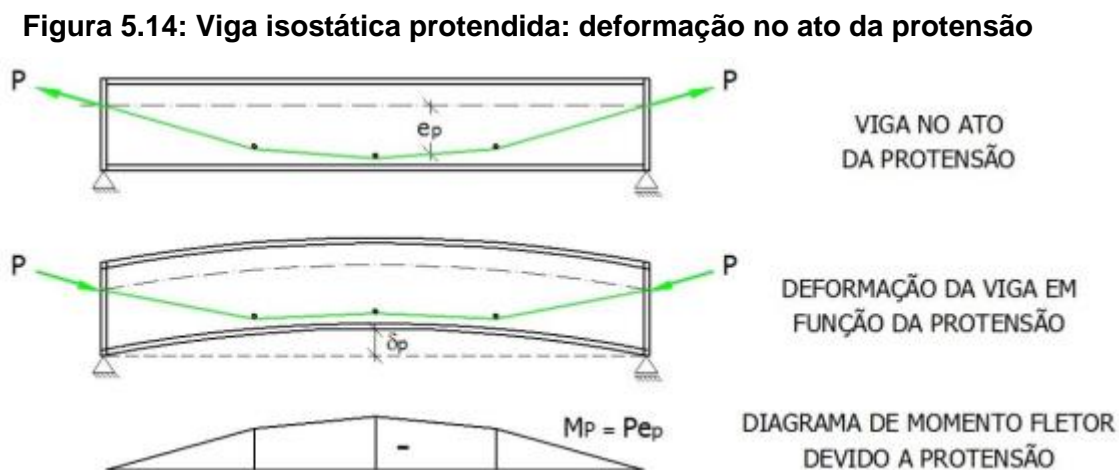
5.9 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Os estados limites de serviço são relacionados com o desempenho da estrutura, sob condições normais de serviço. Uma estrutura ter somente segurança à ruptura não é o suficiente, é necessário que haja bom trabalho e durabilidade compatível com o que foi projetado. Se um estado limite de serviço de uma estrutura qualquer é excedido, a funcionalidade da construção pode ser comprometida. As principais verificações que correspondem aos estados limites de serviço estão ligadas a deformação excessiva, fissuração do concreto e vibrações, porém neste trabalho será contemplada somente a primeira citada, já que este não engloba o caso em que o cabo de protensão é aderente ao concreto.

5.9.1 DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

As estruturas isostáticas, quando submetidas a um carregamento, seja este concentrado no meio do vão ou distribuído, sofrem deslocamentos que não podem exceder os limites máximos, sendo estes contidos na ABNT NBR 8800:2008. Os elementos

protendidos, por exemplo, são inicialmente submetidos a uma força de protensão, esta que gera momentos negativos na viga, na qual conseqüentemente faz com que a viga sofra deslocamentos para cima, no meio do vão, ou seja, estará ocorrendo uma contra flecha (Figura 5.14).



Fonte: Nelsen (2012)

O deslocamento no meio do vão devido a força de protensão de uma viga isostática biapoiada, é determinado através da equação (5.36).

$$\delta_p = \frac{Pe_p L^2}{8EI} \quad (5.36)$$

Onde:

P : Força de protensão;

e_p : Excentricidade do cabo em relação ao centro de gravidade da seção transversal;

E : Módulo de elasticidade da viga de aço ou mista;

L_{viga} : Comprimento da viga;

I : Momento de inércia da seção de aço ou transformada;

O deslocamento total do elemento misto protendido será a soma dos deslocamentos devido ao peso próprio do elemento e devido às cargas de utilização, sendo estas subtraídas da força de protensão, conforme apresenta a equação (5.37):

$$\delta_T = \delta_g + \delta_q - \delta_p \quad (5.37)$$

Onde:

δ_T : Flecha total ocorrente no elemento;

δ_g : Flecha causada pelo peso próprio do elemento;

δ_q : Flecha causada pelas cargas de utilização atuantes;

δ_p : Flecha de sentido oposto (contra flecha) causada pela atuação da força de protensão no elemento;

De acordo com Rezende (2007), para se determinar os deslocamentos máximos sofridos na estrutura, devem ser analisadas as seguintes situações:

- Somente atuando a força de protensão;
- Com a atuação das cargas externas e a protensão;

5.10 SÍNTESE

Uma vez determinados os itens apresentados no capítulo anterior, este capítulo abordou de maneira propriamente dita o dimensionamento das vigas mistas protendidas, onde foram considerados os modos de colapso principais que o tipo de estrutura em estudo está sujeito. Todas as expressões apresentadas foram fundamentadas na ABNT NBR 8800:2008 e na publicação realizada por Nelsen (2012), que desenvolveu expressões analíticas com base nas formulações referentes as vigas mistas sem protensão contidas na citada norma.

Em sua pesquisa, Nelsen (2012) ressalta que além do que foi apresentado é necessária a realização de algumas verificações complementares, que são:

- Avaliar os efeitos de concentração de tensões nos desviadores e nas regiões de ancoragens dos cabos;
- O correto dimensionamento dos enrijecedores transversais, evitando instabilidades locais da alma;
- Dimensionamento da laje de concreto, onde deve ser verificada a taxa de armadura necessária, os efeitos de esmagamento e os efeitos de fissuração;

Em seu estudo, Nelsen (2012) elaborou ainda um quadro resumo com as verificações necessárias para as vigas mistas protendidas de tipologia convencional, o que facilita o processo de dimensionamento.

6. MODELAGEM NUMÉRICA – VIGAS DE TIPOLOGIA CONVENCIONAL

Neste capítulo é apresentada uma proposta de metodologia de modelagem numérica para os casos das vigas mistas de tipologia convencional, com ênfase no comportamento global desse sistema construtivo. O software *ABAQUS®*, que foi utilizado para modelagem da estrutura em estudo, é elaborado com base no método dos elementos finitos, que dispõe ao pesquisador recursos necessários para diversas modelagens, inclusive para simulação do tema proposto na presente pesquisa.

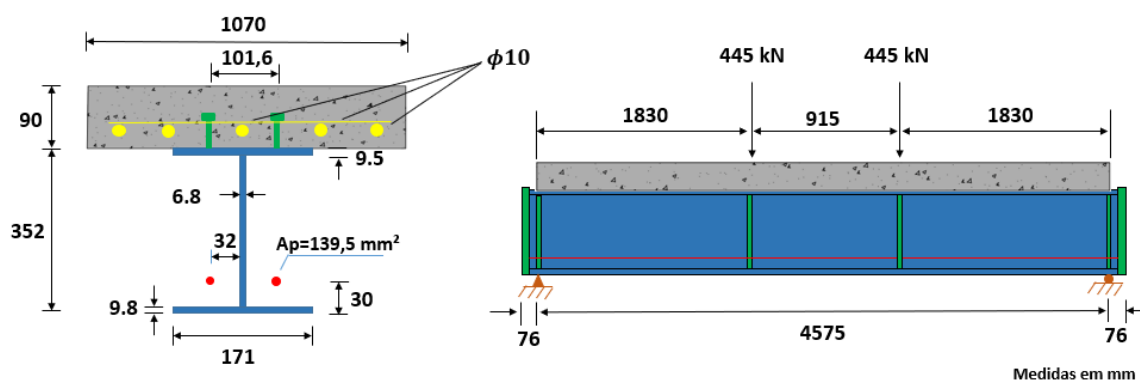
Nos itens subsequentes, serão inicialmente apresentadas as principais características dos estudos experimentais que foram utilizados para calibragem dos modelos numéricos, sendo posteriormente explanadas as definições das variáveis que foram adotadas para a modelagem, que englobam: elementos finitos, relações constitutivas dos materiais, condições de contorno, condições de acoplamento e vinculações e condições de carregamento.

6.1 MODELOS EXPERIMENTAIS

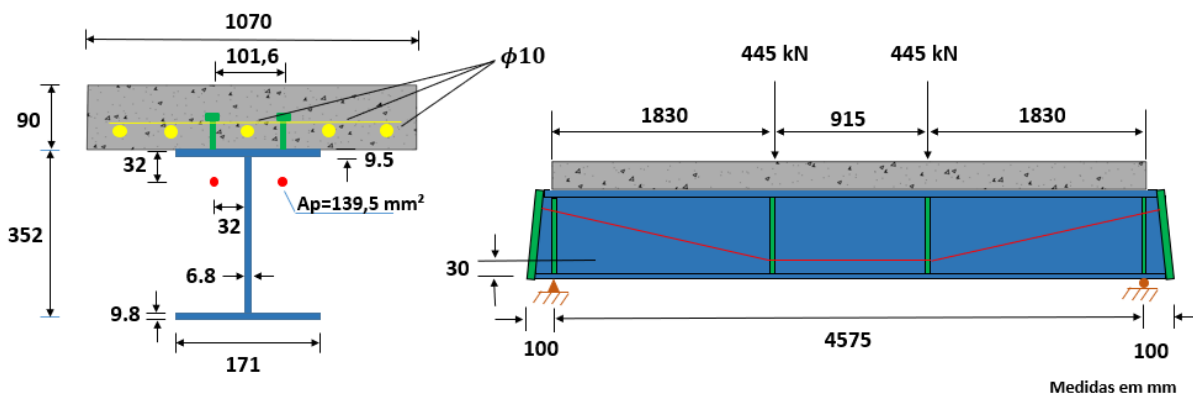
Foram simuladas um total de três vigas mistas protendidas, sendo estas possuintes da tipologia convencional.

A principal diferença entre estas vigas mistas simuladas, está no traçado e posição dos cabos de protensão, conforme é possível perceber com a Figura 6.1, onde são apresentadas respectivamente as vigas VMP1, VMP2 e VMP3.

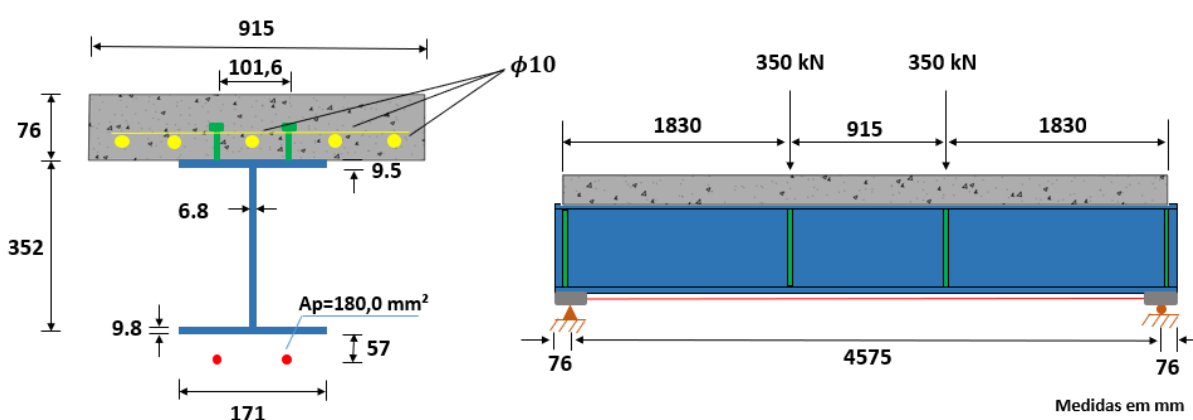
Figura 6.1: Detalhes e dimensões da viga VMP1, VMP2 e VMP3.



(A) VMP1



(B) VMP2



(C) VMP3

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

A primeira viga modelada, designada como VMP1, foi ensaiada por Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990), sendo esta apresentada na Figura 6.1(A). Esta viga é composta por dois cabos de protensão com traçado retilíneo e área da seção transversal igual a 139,5 mm², sendo estes posicionados acima de mesa inferior do perfil de aço. A viga é biapoiada, sujeita a duas cargas concentradas de valor igual a 445 kN. O trabalho conjunto entre os diferentes materiais que compõem a seção transversal é garantido por conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 16 mm, espaçados a cada 93 mm no sentido longitudinal e 101,6 mm no sentido transversal.

A segunda viga modelada, designada como VMP2, foi também ensaiada experimentalmente por Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990), sendo esta ilustrada na Figura 6.1(B). A viga VMP2 é composta por dois cabos de protensão que possuem traçado poligonal e área da seção transversal igual a 139,5 mm². Nas extremidades da viga, ele é posicionado no centro de gravidade da seção mista, e entre as cargas, ele é posicionado logo acima de mesa inferior do perfil metálico. Conforme é possível perceber, a viga é biapoiada e está

sujeita a duas cargas concentradas de valor igual a 445 kN. O trabalho conjunto entre o perfil de aço e o concreto é garantido por conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 16 mm, espaçados a cada 93 mm no sentido longitudinal e 101,6 mm no sentido transversal.

A última viga de tipologia convencional modelada, que nesse trabalho foi nomeada de VMP3, foi ensaiada experimentalmente por Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989). Esta viga é também bi apoiada e está sujeita a duas cargas concentradas, conforme é indicado na Figura 6.1(C). A principal diferença desta viga em relação às apresentadas anteriormente, está na espessura da laje de concreto e na posição do cabo de protensão, que é localizado abaixo da mesa inferior do perfil de aço e possui uma área de seção transversal igual a 180 mm². A vinculação entre o aço e o concreto neste ensaio, foi também garantido por conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 13 mm, espaçados a cada 120 mm no sentido longitudinal e 101,6 mm no sentido transversal. As armaduras passivas presentes na laje de concreto armado possuem diâmetro de 10 mm.

Em todas as vigas apresentadas neste capítulo, os cabos de protensão são ancorados nos enrijecedores de borda do perfil, sem qualquer aderência com o concreto e, além disso, são desviados por desviadores que também possuem a função de enrijecedores intermediários. Estes desviadores permitem que os cabos acompanhem a deformação da viga mista protendida, conforme é explanado no item 3.4.4 deste trabalho.

Os principais dados dos ensaios das vigas VMP1, VMP2 e VMP3, que englobam as propriedades mecânicas dos materiais, são indicados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Propriedades mecânicas dos materiais componentes das vigas mistas protendidas de tipologia convencional modeladas

Viga		VMP1	VMP2	VMP3
Perfil de aço	E (MPa)	215000	215000	215000
	f_y (MPa)	411.6	411.6	367
	f_u (MPa)	565.4	565.4	520
Laje de Concreto	E_{cs} (MPa)	32000	32000	28593
	f_{cm} (MPa)	40	40	33.4
	f_{ct} (MPa)	4	4	3.34
Armadura passiva	E (MPa)	200000	200000	200000
	f_{yk} (MPa)	500	500	500
Cabo de protensão	E (MPa)	200000	200000	200000
	f_y (MPa)	1620	1620	910
	f_u (MPa)	2017	2017	1090
	Força aplicada (kN)	173,50	173,50	98,00
Conector de cisalhamento	E (MPa)	206000	206000	206000
	f_y (MPa)	345	345	345
	f_u (MPa)	415	415	415

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

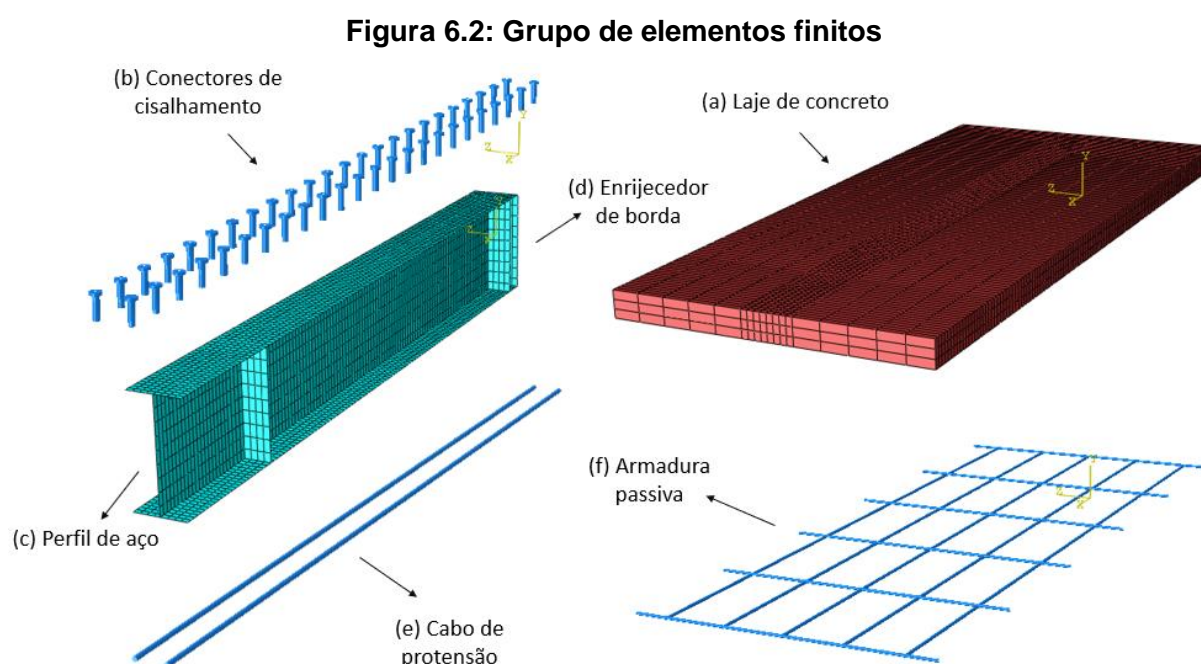
6.2 METODOLOGIA PARA ANÁLISE NUMÉRICA DAS VIGAS MISTAS DE TIPOLOGIA CONVENCIONAL

A seguir são apresentados os aspectos gerais da modelagem numérica desenvolvida. Descreve-se a construção da geometria, discretização, tipos de elementos finitos utilizados, condições de contorno, aplicação do carregamento e critérios para análise não linear. Para escolha dessas características, os estudos contidos na revisão bibliográfica serviram de grande subsídio.

6.2.1 GEOMETRIA DA MALHA EM ELEMENTOS FINITOS

Para reproduzir a geometria e os componentes da estrutura investigada experimentalmente, foram modelados a laje de concreto, armadura passiva, perfil de aço, armadura ativa e conectores de cisalhamento. A Figura 6.2 apresenta a geometria do modelo. Conforme é possível notar, neste trabalho foi feito o uso de simetria, onde somente a metade da viga foi modelada.

A laje de concreto foi modelada com o elemento tipo sólido C3D8R; o perfil de aço e os enrijecedores com elementos de casca tipo SHELL S4R. A armadura passiva da laje e a armadura ativa de protensão foram modeladas com o elemento de barra TRUSS T3D2. E, finalmente, os conectores de cisalhamento foram modelados com o elemento de viga BEAM B31. Os principais detalhes desses elementos são apresentados no item seguinte.



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

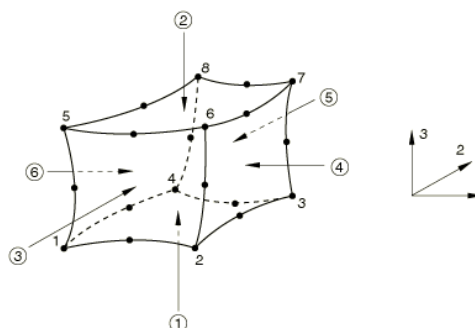
6.2.2 DISCRETIZAÇÃO

A seleção dos elementos finitos pré-definidos contidos na biblioteca do software ABAQUS® para representação dos materiais desta pesquisa, foi realizada com base em alguns aspectos, que englobam o comportamento do elemento, esforço computacional, número de graus de liberdade e em estudos presentes na revisão da literatura.

O elemento sólido *C3D8R* é grandemente utilizado na modelagem tridimensional de estruturas sólidas, conforme o próprio nome já diz, sendo o mesmo definido por oito nós. Cada um dos oito nós possuem três graus de liberdade, sendo translações nas direções x, y e z. Este foi selecionado para modelar o concreto por possuir características que representam bem este material, por suportar análises plásticas com grandes deformações, deslocamentos e também a fissuração quando o tipo de esforço atuante em uma determinada região for a tração. Este elemento é também capaz de representar o esmagamento, quando o tipo de esforço atuante em uma determinada região for a compressão.

Além de todas essas características citadas, o elemento *C3D8R* permite ainda que sejam inseridas barras de armadura em seu interior, na forma discreta ou em forma de taxas, para representação do concreto armado. A Figura 6.3 ilustra tal elemento.

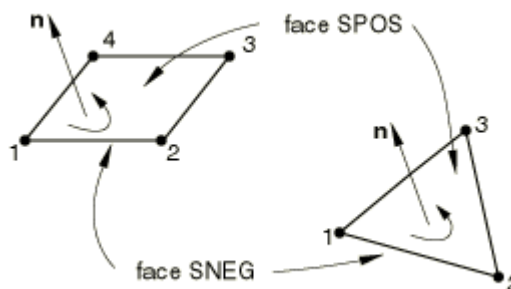
Figura 6.3: Elemento SÓLID C3D8R



Fonte: Documentação do ABAQUS® (2014)

O elemento *SHELL S4R* é um elemento de casca apropriado para representar estruturas que tenham espessuras moderadas, podendo estas serem curvas ou lineares. Este é possuinte de quatro nós e seis graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções dos eixos x, y e z e rotações em torno dos eixos x, y e z. O elemento *S4R* foi selecionado para discretizar o perfil metálico por apresentar fluência, plasticidade, grande deflexão e grande capacidade de deformação. A Figura 6.4 ilustra o elemento.

Figura 6.4: Elemento SHELL (S4R)



Fonte: Documentação do ABAQUS® (2014)

O elemento *TRUSS* (*T3D2*) é um elemento de barra apropriado para representar barras, treliças ou cabos sujeitos a esforços uniaxiais de tração ou compressão, pelo fato de não possuir rigidez para resistir a esforços perpendiculares ao seu eixo. Este, é um elemento definido por dois nós, área da seção transversal, uma deformação inicial, caso seja o objetivo do estudo, e pelas propriedades isotrópicas dos materiais. Cada nó do elemento é composto por três graus de liberdade, sendo translações nas direções dos eixos x , y e z . A Figura 6.5 apresenta o elemento citado.

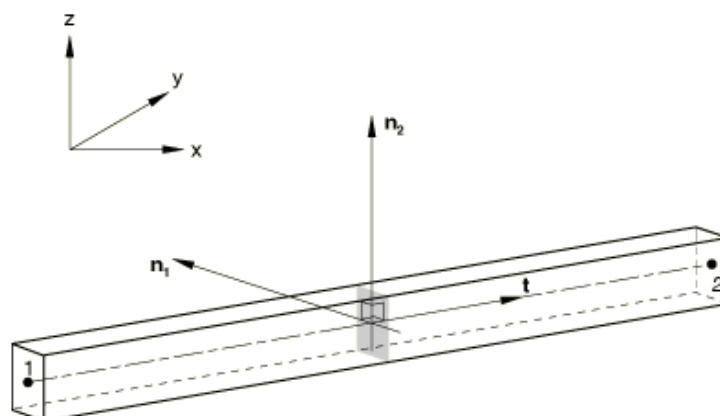
Figura 6.5: Elemento TRUSS T3D2



Fonte: Documentação do ABAQUS® (2014)

O elemento de viga *BEAM* (*B31*), que foi utilizado para modelagem dos conectores de cisalhamento, possui dois nós e seis graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções x , y e z e rotações em torno de x , y e z . Este elemento foi adotado pela simplicidade existente em sua utilização, além de permitir que sua forma seja configurada, que no caso deste trabalho é circular. O elemento responde de forma efetiva a esforços de flexão e permite ainda a consideração da não linearidade do material. A Figura 6.6 mostra a imagem do elemento.

Figura 6.6: Elemento BEAM (B31)

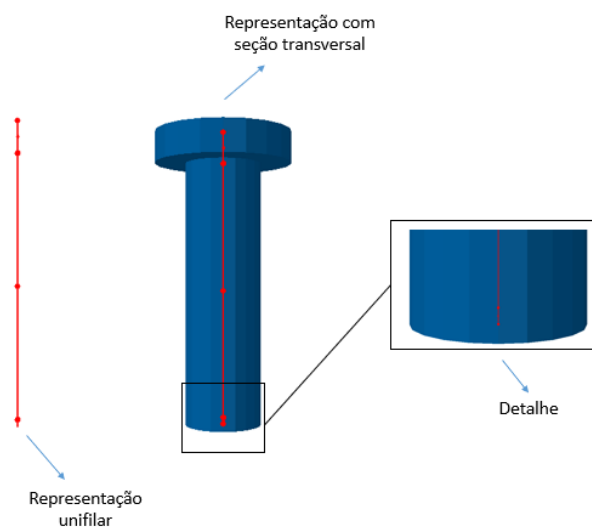


Fonte: Documentação do ABAQUS® (2014)

Quanto as dimensões das malhas, inicialmente foi utilizada uma malha com dimensões de aproximadamente 43x36x30 mm nos elementos sólido *C3D8R*, que representam a laje de concreto, e nos elementos shell *S4R*, que representam o perfil de aço foi adotada uma malha de 43x36. Posteriormente, reduziu-se as dimensões dessa malha para aproximadamente 22x18 mm no perfil de aço e na região da laje que possui contato com este perfil foi adotada uma malha de 22x18x15 mm. No que se refere a alma do perfil, foi adotada uma malha com dimensões de 40,25x18 mm. Essa redução realizada nas dimensões da malha gerou uma melhora significativa na convergência numérica e conseqüentemente nos resultados finais, sem afetar de maneira considerável o tempo de processamento do modelo. A ideia de se refinar esta região central da viga mista, surgiu por conta dos estudos desenvolvidos por Xing et al. (2016), Kotinda (2006) e El Shaer e Mukhtar (2016).

Os conectores de cisalhamento foram discretizados em quatro elementos, onde um destes elementos foi destinado a cabeça do conector, e os outros três ao corpo do mesmo, como é ilustrado na Figura 6.7. Conforme Gil, Goñi e Bayo (2012) realizaram em sua pesquisa, a base do conector de cisalhamento foi particionada, pelo fato do conector estar simultaneamente em contato com o concreto e com o perfil de aço. Essa ação foi necessária para evitar erros relacionados a vinculações do conector, de modo que a base fosse acoplada ao perfil metálico e o restante do conector acoplado à laje de concreto. A necessidade de discretizar o restante do corpo em dois elementos é baseado ao que foi afirmado por Kotinda (2006), que alegou que a transferência de esforços cisalhantes ocorre principalmente na metade inferior do corpo do conector sobre a laje de concreto.

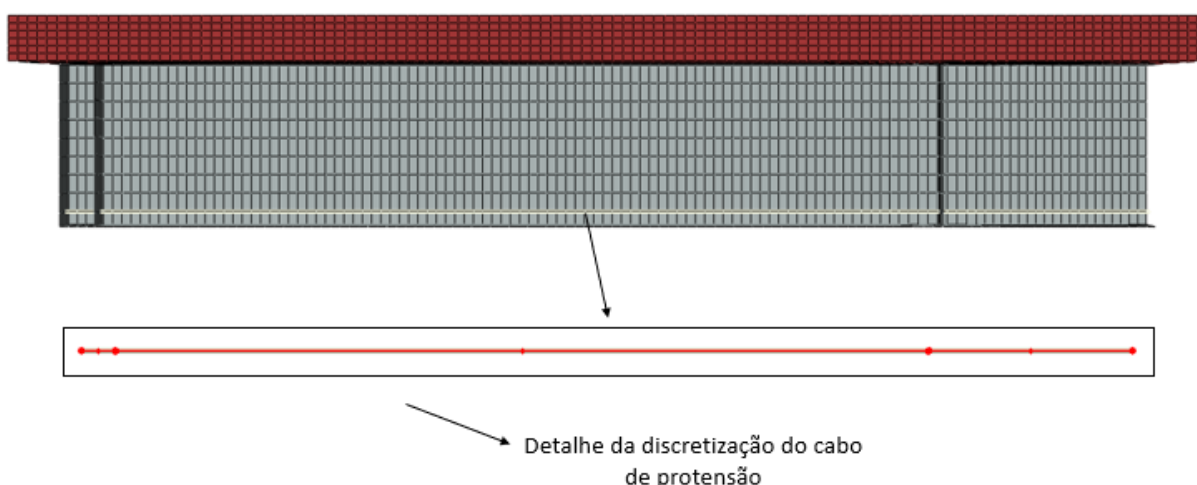
Figura 6.7: Conector de cisalhamento discretizado



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

A armadura passiva foi discretizada seguindo aproximadamente a divisão de elementos da laje de concreto, sendo adotada uma dimensão de 22 mm. Os cabos de protensão foram discretizados em elementos cuja dimensão foi dada pela distância entre desviadores, conforme é possível visualizar na Figura 6.8. Isso garantiu com que o cabo acompanhasse a deformação da viga através dos pontos de inflexão, conforme ocorrência no ensaio real.

Figura 6.8: Detalhe da discretização do cabo de protensão



Fonte: Adaptado do ABAQUS (2014)

Em função da geometria do elemento, diferenciados tipos de malhas podem ser gerados pelo software ABAQUS®. Quanto ao tipo de malha utilizada para discretização dos

elementos do presente trabalho, foi selecionada a malha estruturada, que segundo Da Silva (2013), é a melhor malha que o software *ABAQUS®* é capaz de gerar, pois os elementos possuem maior uniformidade formal e dimensional. Se caso a estrutura em estudo não possuísse forma regular, seria necessário a utilização de outro algoritmo de geração de malha ou seria necessário a divisão do elemento em partes regulares, para que a malha pudesse ser estruturada.

6.2.3 DEFINIÇÃO DAS RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

As relações constitutivas dos diferentes materiais que foram usadas no presente trabalho são dados essenciais para a análise não linear do modelo numérico. Com isso, é fundamental a utilização de relações constitutivas que possuem capacidade de representar de forma adequada o comportamento plástico dos materiais.

A resposta elástica das relações tensão x deformação dos materiais é considerada linear e isotrópica, dependendo somente do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos materiais. No que se refere a parte plástica, o software *ABAQUS®* requer que para informar os valores das deformações, é necessário se subtrair da deformação total a parcela referente a deformação elástica, conforme é apresentado na equação (6.1).

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma_v}{E} \quad (6.1)$$

Onde:

ε^{pl} : Deformação plástica;

ε : Deformação total;

σ_v : Tensão atuante em determinado ponto;

E : Módulo de elasticidade do material considerado;

- **Concreto**

A representação do comportamento do concreto foi realizada através do modelo de dano plástico (concrete damaged plasticity), disponível na biblioteca de materiais do software *ABAQUS®*, que é um modelo apropriado para realização de análise estrutural de estruturas de concreto submetidas a cargas estáticas, cíclicas ou dinâmicas. Este modelo de dano plástico pode ser também utilizado para prever o comportamento de outros materiais considerados frágeis, como argamassas e cerâmicas por exemplo.

Para utilização do modelo de dano plástico disponível no *ABAQUS®*, é necessário que o usuário informe ao software os valores de alguns parâmetros, sendo estes os responsáveis

por expandir o comportamento do material em estado uniaxial para multiaxial. Os valores adotados para representar estes parâmetros são apresentados na Tabela 6.2. A maioria dos valores foram adotados conforme indica o software em uso. A definição do ângulo de dilatância foi baseada no estudo de Silva (2013).

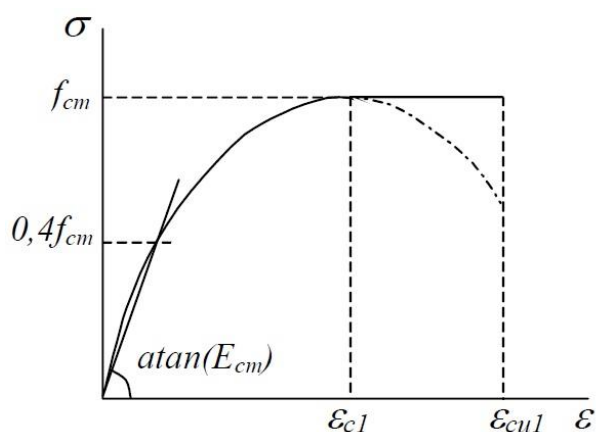
Tabela 6.2: Parâmetros fornecidos ao software Abaqus® para uso do modelo CDP

Ângulo de dilatância (Ψ)	36°
Excentricidade	0.1 (valor padrão do Abaqus®)
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16 (valor padrão do Abaqus®)
Kc	0.6667 (valor padrão do Abaqus®)
Viscosidade (ν)	0 (valor padrão do Abaqus®)

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Neste modelo de dano plástico, é necessário ainda informar o comportamento não linear do concreto submetido à compressão e o comportamento não linear do concreto submetido à tração. A relação tensão x deformação adotada para representar o concreto sujeito a compressão, foi fundamentada e extraída da norma Eurocode 2 (2004 draft of prEN 1992-1-1), conforme é indicado na Figura 6.9.

Figura 6.9: Modelo constitutivo adotado para o concreto sujeito a compressão



Fonte: Eurocode 2 (2004 draft of prEN 1992-1-1)

O comportamento do concreto é assumido como elástico linear até cerca de 40% da sua resistência média à compressão, ou seja, até uma tensão igual a $0,4.f_{cm}$. O seu comportamento, segundo a norma Europeia citada no parágrafo anterior, é representado pela equação (6.2):

$$\sigma = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \text{ para } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c1} \quad (6.2)$$

Sendo:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}};$$

$$k = \frac{1,1 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

$$\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,80;$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Onde:

f_{cm} : Valor médio da resistência à compressão do concreto para o corpo de prova cilíndrico;

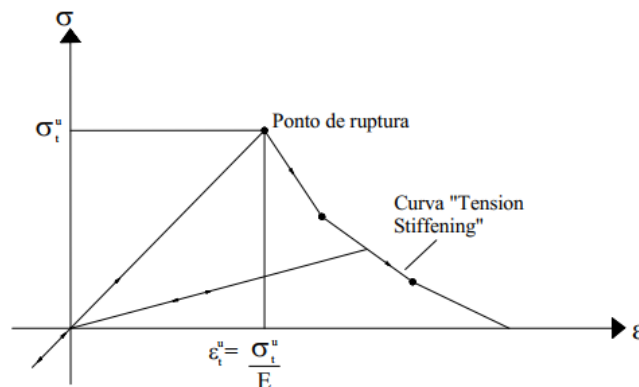
ε_{c1} : Deformação que corresponde a tensão máxima de compressão;

ε_{cu1} : Deformação última à compressão;

E_{cm} : Módulo secante de elasticidade do concreto;

O concreto submetido à tração teve seu comportamento representado através da curva uniaxial apresentada na Figura 6.10. O primeiro trecho da relação constitutiva, que vai até o limite de resistência à tração do concreto, possui um comportamento elástico linear. Já o segundo trecho, é composto por uma curva não linear que é denominada curva "tension stiffening". Esse trecho é influenciado pela taxa de armadura, onde é considerada a contribuição do concreto entre a abertura de fissuras.

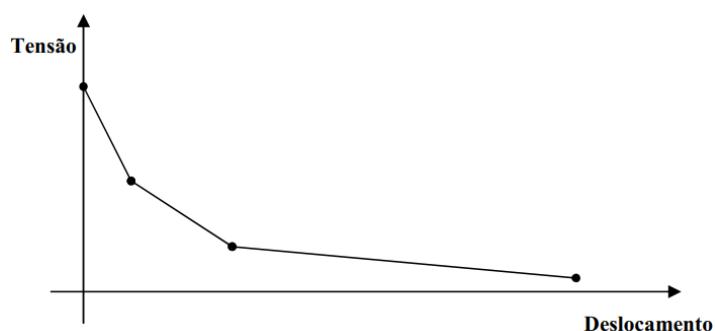
Figura 6.10: Modelo constitutivo adotado para o concreto sujeito à tração



Fonte: Documentação do ABAQUS® (2014)

Para definição desta curva referente ao comportamento do concreto submetido à tração, foi utilizada uma relação tensão x deslocamento na fase pós pico, ao invés da relação tensão x deformação, de acordo com o que foi também realizado no estudo de Silva (2013), conforme pode ser visto na Figura 6.11. Segundo o autor e de acordo com alguns testes que foram realizados no presente trabalho, a representação do concreto tracionado através da curva tensão x deformação pode provocar resultados sensíveis a malha, o que prejudica a convergência do modelo numérico.

Figura 6.11: Curva tensão x deslocamento na fase pós pico (Tension Stiffening) utilizada para o concreto tracionado no modelo numérico



Fonte: Silva (2013)

Após vários testes e baseando-se em diversos autores, Silva (2013) chegou aos pontos apresentados na Tabela 6.3 como ideais para representação do trecho descendente da relação constitutiva do concreto tracionado, considerando a relação tensão x deslocamento. De acordo com Silva (2013) esse deslocamento é determinado por abertura de fissuras, não dependendo assim do comprimento do elemento e nem do tamanho da malha.

Tabela 6.3: Pontos da curva descendente do concreto submetido à tração

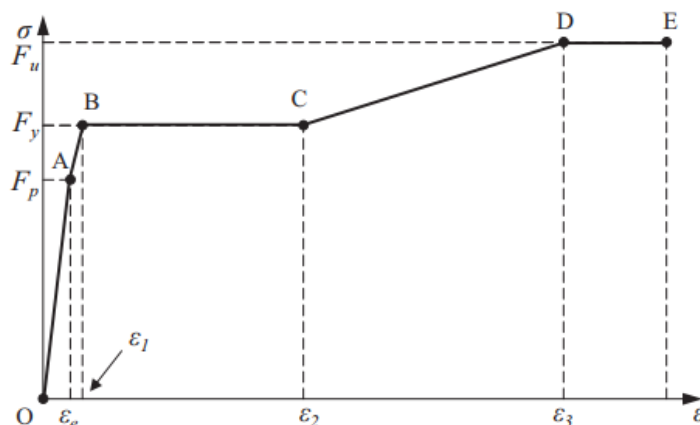
σ_t (MPa)	u (mm)
f_{ctm}	0,00
$0,60 f_{ctm}$	0,05
$0,30 f_{ctm}$	0,15
$0,50 f_{ctm}$	0,50

Fonte: Silva (2013)

- **Perfil de aço**

Para representar a não linearidade física do aço do perfil, foi utilizado um diagrama multilinear da relação tensão x deformação englobado no estudo de Han (2001). Neste caso, é admitido que o aço desenvolva deformações plásticas a partir do momento em que é atingida a sua tensão de proporcionalidade. Admite-se ainda, que ocorre um acréscimo de tensões após o escoamento do aço, conforme é apresentado na Figura 6.12. Essa relação constitutiva permite simular as etapas de plastificação do aço, que incluem: o regime linear, a tensão de proporcionalidade, os patamares de escoamento, o encruamento e os limites de tensão e deformação que caracterizam o colapso.

Figura 6.12: Modelo constitutivo adotado para o perfil de aço



Fonte: Han (2001)

Cada um dos trechos desta relação constitutiva é representado pelas equações apresentadas na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Equações representantes dos trechos do modelo constitutivo adotado para o aço do perfil

Trecho O – A ($0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e$)	$\sigma = E_s \cdot \varepsilon$
Trecho A – B ($\varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1$)	$\sigma = F_p + \frac{\varepsilon - \varepsilon_e}{\varepsilon_1 - \varepsilon_e} \cdot (F_y - F_p)$
Trecho B – C ($\varepsilon_1 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_2$)	$\sigma = F_y$
Trecho C – D ($\varepsilon_2 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_3$)	$\sigma = F_y + \frac{\varepsilon - \varepsilon_2}{\varepsilon_3 - \varepsilon_2} \cdot (F_u - F_y)$
Trecho D – E ($\varepsilon \geq \varepsilon_3$)	$\sigma = F_u$

Fonte: Han (2001)

Os valores das deformações contidas na Figura 6.12 são apresentados na Tabela 6.5

Tabela 6.5: Valores das deformações adotadas na relação constitutiva representativa do aço do perfil

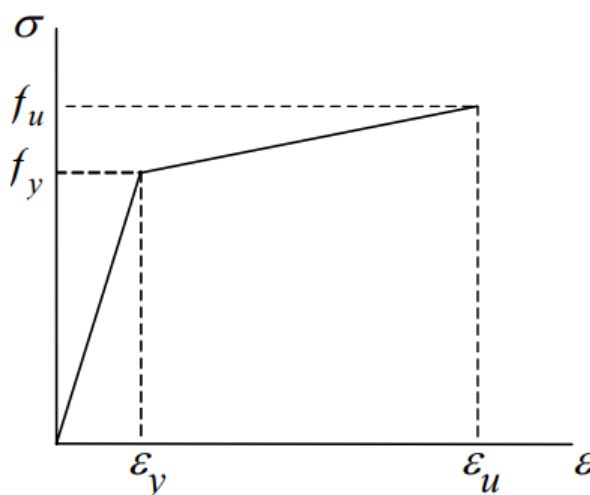
ε_e	σ/E_s
ε_1	$1,5. \varepsilon_e$
ε_2	$10. \varepsilon_e$
ε_3	$100. \varepsilon_e$

Fonte: Han (2001)

- **Conectores de cisalhamento**

A representação da não linearidade dos conectores foi realizada através do diagrama bi-linear com encruamento isotrópico, conforme foi utilizado por Kotinda (2006), apresentado na Figura 6.13.

Figura 6.13: Modelo constitutivo adotado para o aço dos conectores

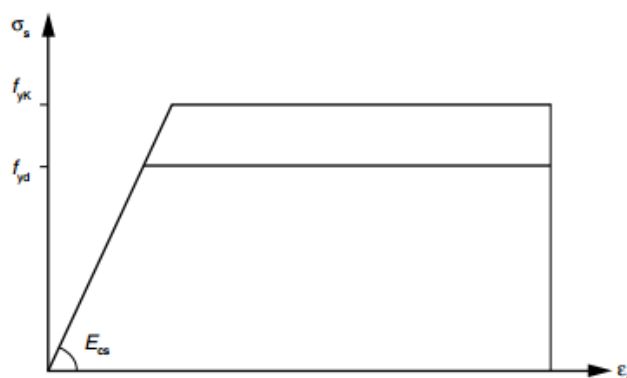


Fonte: Kotinda (2006)

- **Armadura passiva**

Para a armadura passiva que compõe a laje de concreto foi adotado o diagrama tensão x deformação com base no modelo elasto-plástico perfeito, conforme indica a ABNT NBR 6118:2014 e a Figura 6.14. O valor da deformação última adotada foi de 0,01.

Figura 6.14: Relação constitutiva utilizada para o aço da armadura passiva

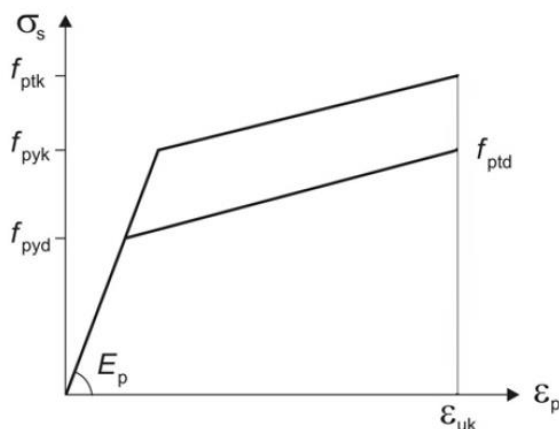


Fonte: ABNT NBR 6118:2014

- **Armadura ativa**

O aço de protensão foi representado pelo diagrama tensão x deformação bilinear contido na ABNT NBR 6118:2014, conforme indica a Figura 6.15. Segundo a norma citada, a relação constitutiva do aço de protensão pode ainda ser fornecida pelos fabricantes.

Figura 6.15: Modelo constitutivo adotado para representar o aço de protensão



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

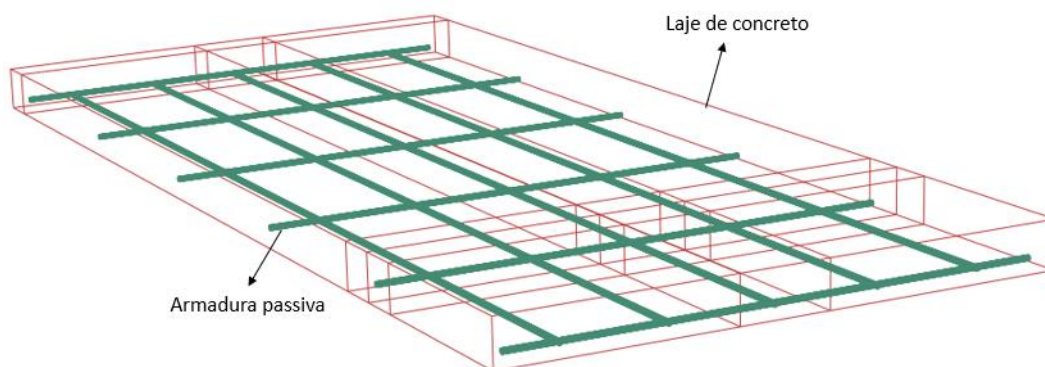
6.2.4 CONDIÇÕES DE ACOPLAMENTO E VINCULAÇÕES

Todos os conjuntos modelados foram acoplados entre si seguindo os procedimentos abaixo:

- Armadura passiva / laje: A vinculação existente entre a armadura passiva e a laje de concreto, conforme apresenta a Figura 6.16, foi estabelecida através do item *embedded constrain* contido no software *ABAQUS®*. Com a utilização desta ferramenta, segundo Silva (2013), os graus de liberdade dos nós nos elementos

que representam a armadura são restringidos à translação para valores interpolados dos correspondentes graus de liberdade dos elementos que representam a laje de concreto. Para o uso desta ferramenta foi necessário a definição de duas regiões, sendo a região *embedded* que corresponde a armadura passiva e a região *host*, que corresponde a laje de concreto.

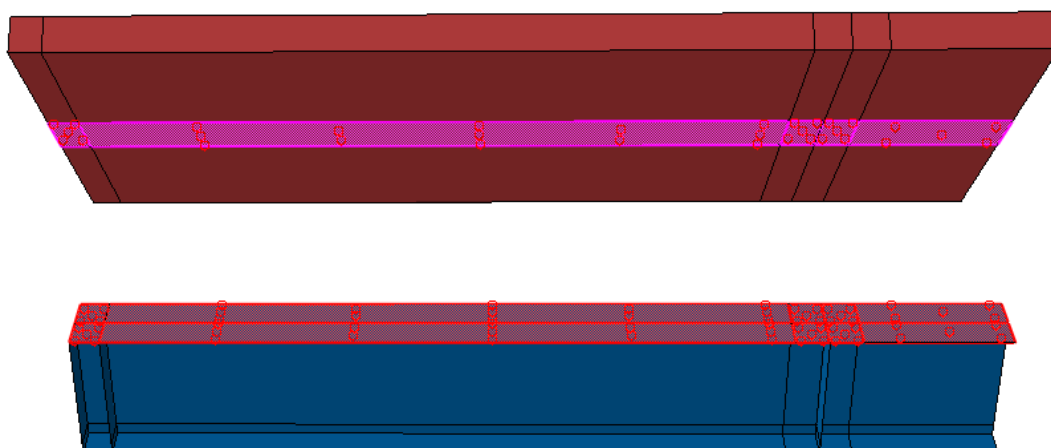
Figura 6.16: Vinculação entre armadura passiva e laje de concreto



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Perfil de aço / laje (Tie constraint): Para este caso específico, não foram modelados os conectores de cisalhamento, conforme também foi feito no estudo de Kirchhof (2004). As duas superfícies em contato foram vinculadas através da restrição do tipo *Tie constraint* contido no software explorado. Este comando permite com que duas superfícies que estão em contato tenham os nós comuns acoplados com restrição de todos os graus de liberdade, de modo que haja uma ligação rígida entre estas. A utilização dessa ferramenta requer a escolha de duas superfícies: *master* e *slave*, no qual foram selecionadas a mesa superior do perfil e a fibra inferior da laje de concreto armado, respectivamente, conforme é destacado na Figura 6.17.

Figura 6.17: Interface com aplicação da vinculação tipo TIE

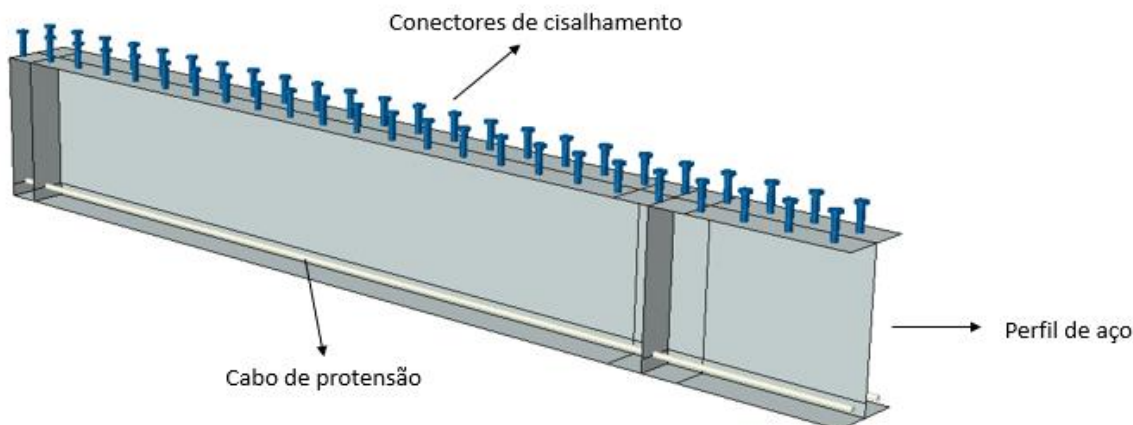


Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Perfil de aço / laje (Interações de contato): Outra estratégia para se modelar a interface aço/concreto utilizada neste trabalho, foi através da utilização de interações de contato. Todas as faces que estarão em contato, que no caso deste trabalho é a mesa superior de aço e a fibra inferior da laje, formam sua superfície de contato. As propriedades de contato utilizadas na interface se destinam ao comportamento normal (*normal behavior*) e comportamento tangencial (*tangential behavior*). O comportamento normal foi definido como sendo “*hard contact*”, o que faz com que a penetração da superfície *slave* na superfície *master* seja imperceptível. Já para o comportamento tangencial, foi adotado um coeficiente de atrito igual a 0.4, de acordo com o que foi utilizado por Pathirana et al. (2016). Para essa interação, foi necessária também a definição de uma superfície chamada *master* e outra denominada *slave*, sendo adotados para estas a superfície da mesa superior do perfil de aço e a borda inferior da laje de concreto, respectivamente. Nesta estratégia de modelagem da interface, diferentemente da utilização da restrição tipo TIE, para garantir a vinculação perfil-laje foi necessária a modelagem de conectores de cisalhamento, onde foram aplicados os seguintes acoplamentos:
 - Perfil de aço / conector: Os nós que constituem a base dos conectores foram acoplados, através do comando *TIE CONSTRAINT*, aos nós correspondentes da mesa superior do perfil de aço, conforme indica a Figura 6.18. Esta técnica se mostrou eficiente nos estudos de Xing et al. (2016) e Gil, Goñi e Bayo (2012). Este comando permitiu uma vinculação entre os nós da base dos conectores e a mesa superior do perfil, que estão em contato, de modo que todos os graus de liberdade fossem restringidos. Para aplicação desta ferramenta foi necessário informar ao software duas

superfícies: *master surface* e *slave surface*. Para este caso em questão, a mesa superior do perfil foi adotada como superfície *master* e a base dos conectores como superfície *slave*.

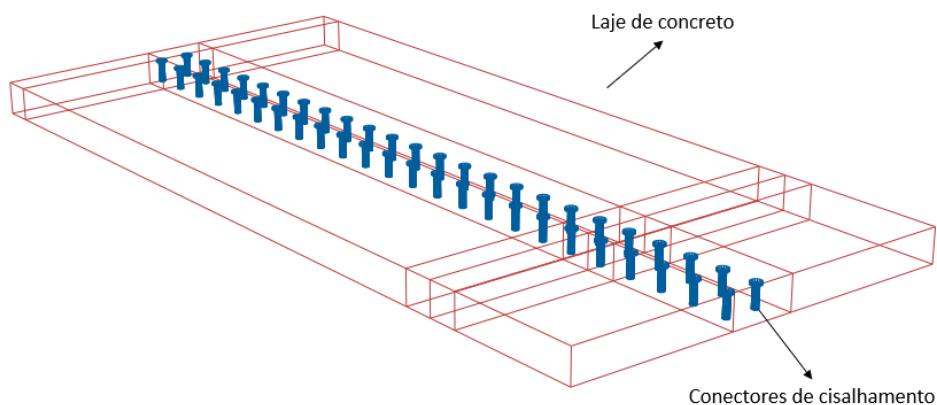
Figura 6.18: Vinculação entre o perfil de aço e conectores de cisalhamento



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Laje / conector: O contato entre estes dois materiais, de acordo com o que apresenta a Figura 6.19, foi realizado através do comando *embedded constrain*. Esta ferramenta simula de maneira satisfatória a ação do conector no interior do concreto, conforme ocorreu no estudo de Gil, Goñi e Bayo (2012). Este comando exige a definição de duas regiões, sendo, *embedded region* que corresponde ao conector de cisalhamento e *host region*, que corresponde a laje de concreto.

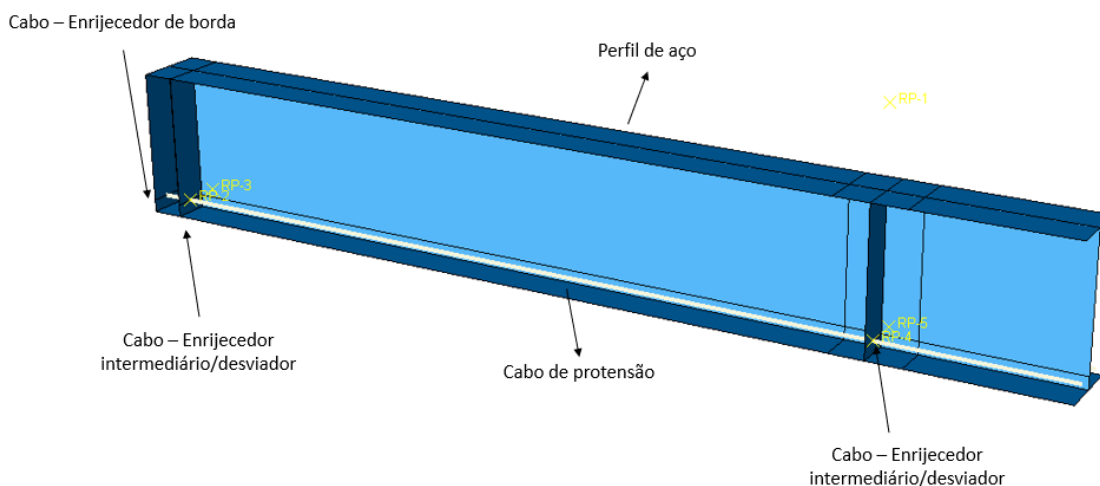
Figura 6.19: Vinculação entre conectores de cisalhamento e laje de concreto



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

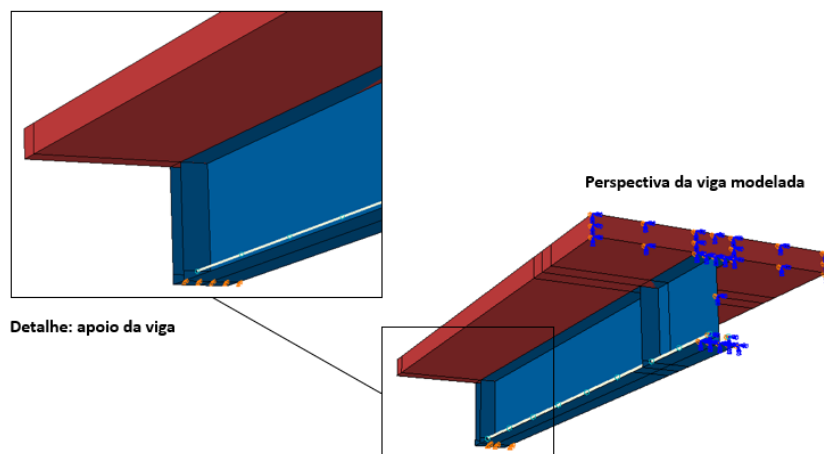
- Cabo de protensão / enrijecedor de borda: A vinculação existente entre o cabo de protensão e os enrijecedores de borda, conforme apresenta a Figura 6.20, foi realizada através da restrição tipo *TIE*. O uso dessa ferramenta permitiu que houvesse uma junção entre o cabo e os enrijecedores, de modo que todos os graus de liberdade fossem restringidos, permitindo que os esforços de protensão fossem transmitidos à viga mista. Para estabelecer esta vinculação, foi necessário vincular o cabo em toda a superfície do enrijecedor, pois a escolha somente de um nó resultou em problemas de convergência. Conforme já citado, a utilização dessa restrição requer a escolha de duas superfícies, sendo o enrijecedor adotado como superfície *master* e as extremidades do cabo como superfície *slave*.
- Cabo de protensão / desviadores: O acoplamento existente entre o cabo de protensão e os desviadores, que são também enrijecedores intermediários, de acordo com o que indica a Figura 6.20, foi estabelecido através do item *coupling* contido no módulo *interaction* do software. Esta ferramenta fornece a opção para o usuário determinar quais os graus de liberdade serão restringidos nos nós em contato e, no caso do presente trabalho, foram restringidos todos os graus de liberdade, exceto a translação na direção $U1(x)$, visto que, os desviadores permitem livre movimentação do cabo no seu sentido longitudinal. Para estabelecer esta vinculação, foi necessário a criação de um ponto de referência (*reference point*) acoplado ao enrijecedor com restrição de todos os graus de liberdade. Após isso, foi estabelecida a vinculação entre o ponto de referência e o nó correspondente do cabo.

Figura 6.20: Vinculação entre cabo de protensão e os enrijecedores do perfil de aço



Os vínculos externos foram simulados conforme Figura 6.21, onde foram restringidos todos os graus de liberdade, exceto a translação na direção do eixo x e a rotação em torno do eixo z.

Figura 6.21: Vinculação no apoio da viga no modelo numérico



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Com o intuito de reduzir o número de elementos e consequentemente o tempo de processamento do modelo e custo computacional do mesmo, assim como foi realizado em diversos trabalhos, neste trabalho fez-se o uso da simetria, onde somente a metade da estrutura é modelada. Na Figura 6.21 é apresentado o plano de simetria na seção transversal central da viga mista, onde os nós da superfície em destaque foram restringidos na direção do eixo x às translações.

6.2.5 PROCEDIMENTO PARA APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

A aplicação do carregamento e das condições de contorno deve ser dividida em algumas etapas, por pedido do software. No presente trabalho, essa atribuição foi realizada conforme é apresentado a seguir:

- Etapa inicial (*initial step*): Condições de contorno; contato e vinculações entre as partes constituintes; e tensão aplicada ao cabo de protensão:

Na etapa inicial foram estabelecidas no modelo as condições de contorno, o contato entre as partes que constituem a seção mista protendida e foi aplicada a tensão de protensão ao cabo. Para atribuição da tensão de protensão, optou-se em utilizar o recurso disponível no software *ABAQUS®* designado *created predefined field* contido no módulo *load* do programa. Ao utilizar este recurso do software, a tensão é aplicada no cabo, de modo que não seja transferido

ainda esforços a viga. A aplicação de tensão em uma estrutura através da utilização desse recurso é somente permitida pelo software desde que seja aplicada na etapa inicial de carregamento (initial step), motivo pelo qual esta foi feita.

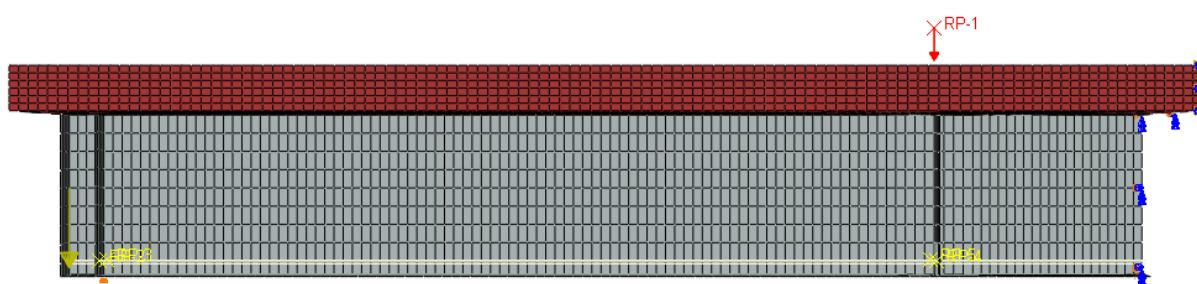
- 1ª etapa (*step 1*): peso próprio da estrutura e transferência dos esforços de protensão a viga:

Esta, além de ser a etapa em que a força de protensão será transferida de forma incremental à viga, é referente também a aplicação do peso próprio da estrutura. Para cada uma das partes que constituem a seção mista foram atribuídas as suas respectivas densidades, dentro do módulo das propriedades (property) do software. Com a densidade dos materiais já informadas ao software, foi somente necessário a imposição da ação gravitacional, através do módulo de força do programa (*load*). Ao final desta etapa estarão atuando na viga mista a força de protensão inicial e o peso próprio da estrutura.

- 2ª etapa (*step 2*): carregamentos de utilização

Nesta etapa foram aplicadas as cargas externas à estrutura, na face superior da laje de concreto. As cargas dos ensaios experimentais foram pontuais e no software foram representadas da mesma maneira. Inicialmente estas cargas foram aplicadas em linhas, porém, houveram problemas de convergência numérica devido a grande concentração de tensões na região de aplicação destas. Para evitar tais problemas, foi necessário aplicar estas cargas distribuídas em uma pequena área da face superior da laje de concreto. Para isto foi criado um ponto de referência (*reference point*) para aplicação da carga, sendo este acoplado a esta pequena área citada, de forma a transferir os esforços, conforme é possível perceber na Figura 6.22.

Figura 6.22: Vista lateral da viga mista com a carga externa atuante



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Diferentemente de uma análise linear, a análise não linear não pode ser resolvida por um único sistema de equações lineares. Para a resolução de sistemas não lineares o software *ABAQUS®* faz a utilização de um processo incremental e iterativo, denominado método de *Newton Raphson*.

Em função da não linearidade considerada para os materiais constituintes da viga mista de aço e concreto protendidas, os carregamentos tanto do peso próprio, quanto os de utilização, foram aplicados de forma incremental.

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Uma das questões sobre a simulação numérica se refere a modelagem da interface entre aço e concreto, incluindo ou não os conectores de cisalhamento. Portanto, os protótipos apresentados no item anterior foram simulados com duas hipóteses de modelagem desta interface. Na primeira considerando laje e viga acopladas em todos os nós comuns sem conectores de cisalhamento; e a segunda hipótese modelando a interface com os conectores de cisalhamento, considerando a interação entre estes, sendo o contato existente entre a viga de aço e a laje de concreto simuladas por meio de interações de contato. Foram modeladas ainda as vigas sem a aplicação da protensão, de forma que fique claro o efeito desta técnica nas vigas em estudo. A Tabela 6.6 apresenta a nomenclatura dos modelos desenvolvidos para posterior análise dos resultados.

Tabela 6.6: Nomenclatura dos modelos numéricos desenvolvidos

Viga	Tipo	Traçado do cabo	Vinculação laje/perfil
VMP1_CP-TIE	Viga protendida	Retilíneo	Vinculação TIE
VMP1_CP-CON	Viga protendida	Retilíneo	Conector
VMP1_SP-TIE	Viga simples	-	Vinculação TIE
VMP1_SP-CON	Viga simples	-	Conector
VMP2_CP-TIE	Viga protendida	Poligonal	Vinculação TIE
VMP2_CP-CON	Viga protendida	Poligonal	Conector
VMP2_SP-TIE	Viga simples	-	Vinculação TIE
VMP2_SP-CON	Viga simples	-	Conector
VMP3_CP-TIE	Viga protendida	Retilíneo	Vinculação TIE
VMP3_CP-CON	Viga protendida	Retilíneo	Conector
VMP3_SP-TIE	Viga simples	-	Vinculação TIE
VMP3_SP-CON	Viga simples	-	Conector

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

6.3.1 CAPACIDADE RESISTENTE

Os valores dos momentos máximos resistentes das vigas, são apresentados na Tabela 6.7. Nesta tabela estão os valores obtidos analiticamente, experimentalmente e

numericamente. Para o primeiro caso citado, são apresentados os momentos resistentes para duas situações: viga mista simples e viga mista protendida. O momento de plastificação (m_{pl}) analítico para os casos da viga mista protendida, foi obtido de acordo com o item 5.4 do presente trabalho e conforme a publicação realizada por Nelsen (2012). A última coluna da tabela citada, apresenta ainda a diferença em porcentagem do momento resistente dos modelos numéricos com e sem a utilização da técnica de protensão.

Tabela 6.7: Síntese dos resultados numéricos e experimentais

Viga	Resultados analíticos		Experimentais	Numéricos		Diferença da resistência entre os momentos (%)
	Momento máx. viga mista (kN.m)	Momento máx. viga mista protendida (kN.m)	Momento máx. experimental (kN.m)	Viga	Momento máx. numérico (kN.m)	
VMP1	548,76	626,69	713,70	VMP1_CP-TIE	698,21	22,94
				VMP1_SP-TIE	538,03	
				VMP1_CP-CON	666,65	21,86
				VMP1_SP-CON	520,92	
VMP2	548,76	626,69	713,70	VMP2_CP-TIE	719,87	25,26
				VMP2_SP-TIE	538,03	
				VMP2_CP-CON	673,56	22,66
				VMP2_SP-CON	520,92	
VMP3	439,31	468,88	586,51	VMP3_CP-TIE	591,80	26,03
				VMP3_SP-TIE	437,73	
				VMP3_CP-CON	582,77	28,38
				VMP3_SP-CON	417,37	

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise desses valores máximos, percebe-se o aumento do momento de plastificação com a aplicação da protensão nas vigas mistas. Analiticamente, esse acréscimo de resistência chegou a aproximadamente 12%, enquanto numericamente o acréscimo atingiu um nível maior, atingindo valores que variam de 21 a 28%. Além disso, é possível perceber a boa representatividade entre os momentos máximos obtidos analiticamente, experimentalmente e numericamente.

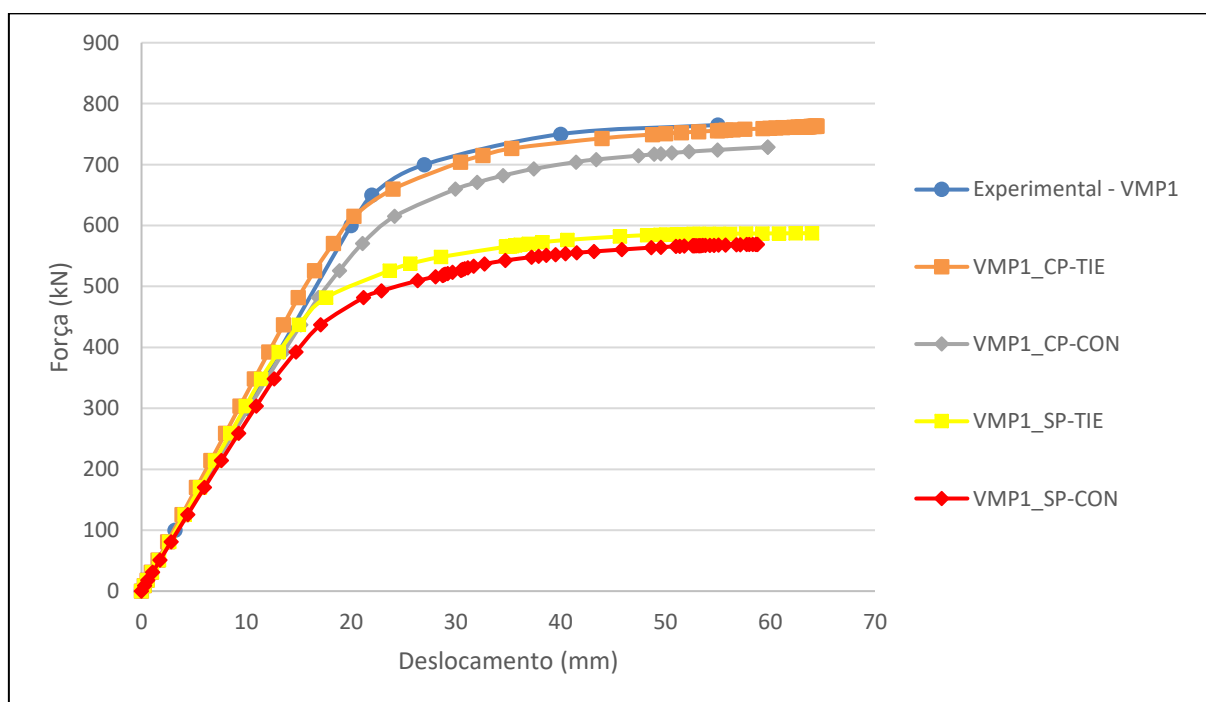
Os momentos de plastificação obtidos analiticamente através das formulações desenvolvidas por Nelsen (2012), se mostraram mais conservadores em relação aos resultados experimentais, atingindo uma resistência de 12% a 20% menores. Já os resultados numéricos, ficaram bem próximos dos experimentais, onde a maior diferença ocorreu com a viga VMP1_CP-CON, chegando a 6,59%. A viga com o momento último mais próximo do experimental foi a VMP3_CP-CON, com uma diferença de 0,64%.

Com relação a influência da modelagem dos conectores nos resultados de momento máximo das vigas, as maiores diferenças ocorreram nas vigas VMP1 e VMP2, chegando a uma porcentagem de 4,52% e 6,43%, respectivamente. Acredita-se que essas diferenças ocorreram devido a deformação gerada nos conectores de cisalhamento e consequentemente ao pequeno deslizamento na interface entre os materiais aço e concreto.

6.3.2 DESLOCAMENTO E CONFIGURAÇÃO DEFORMADA

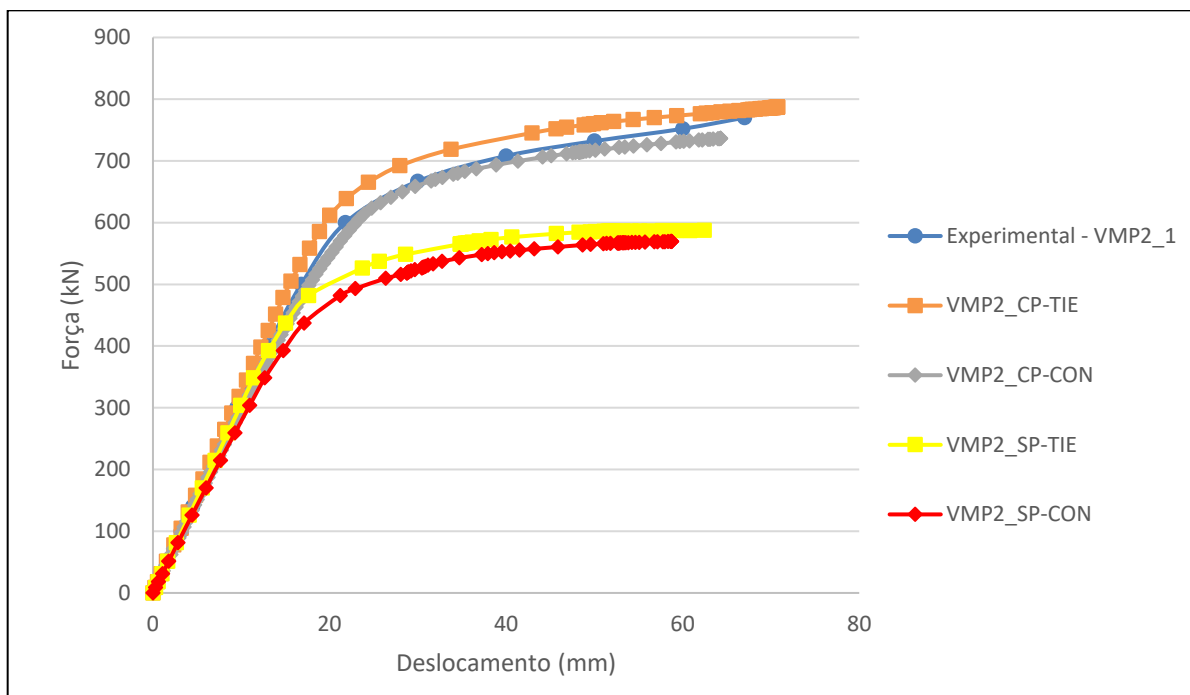
A validação do modelo numérico foi realizada através de comparações com os resultados obtidos experimentalmente por Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989) e Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990). Os Gráficos apresentados na Figura 6.23, Figura 6.24 e Figura 6.25 relacionam força x deslocamento das vigas apresentadas na Tabela 6.6.

Figura 6.23: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP1 – traçado retilíneo



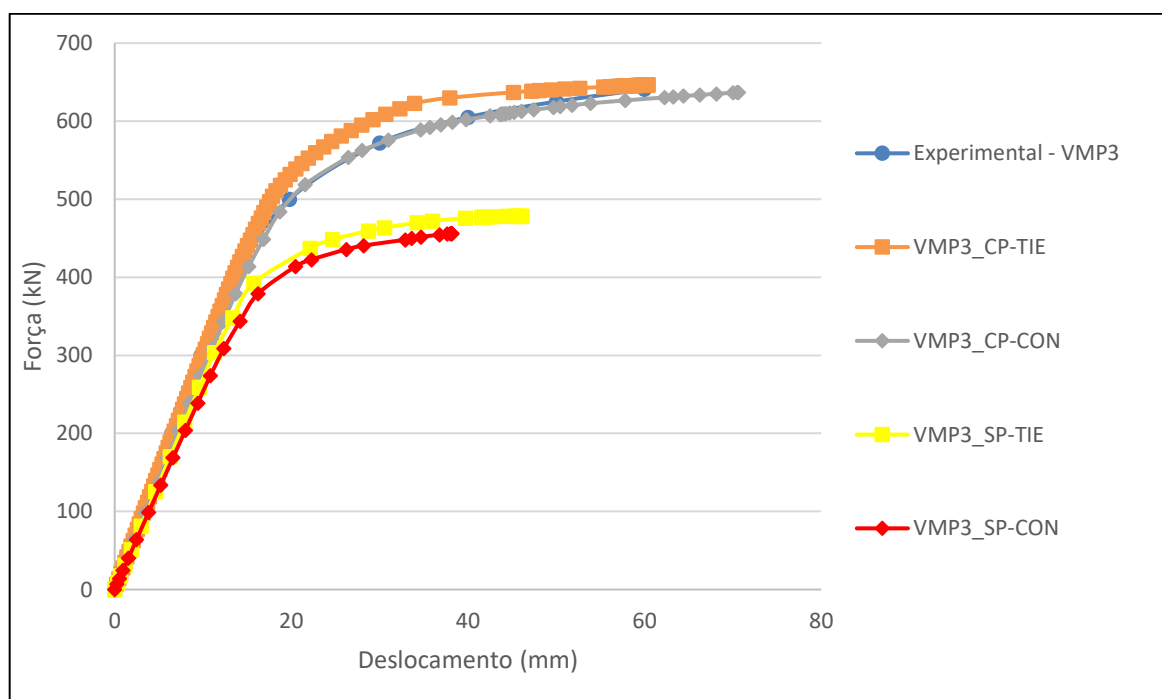
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 6.24: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP2 – traçado poligonal



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 6.25: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP3 – traçado retilíneo



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Pela análise dos resultados, é possível perceber que existe uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais. Os modelos sem conectores apresentaram

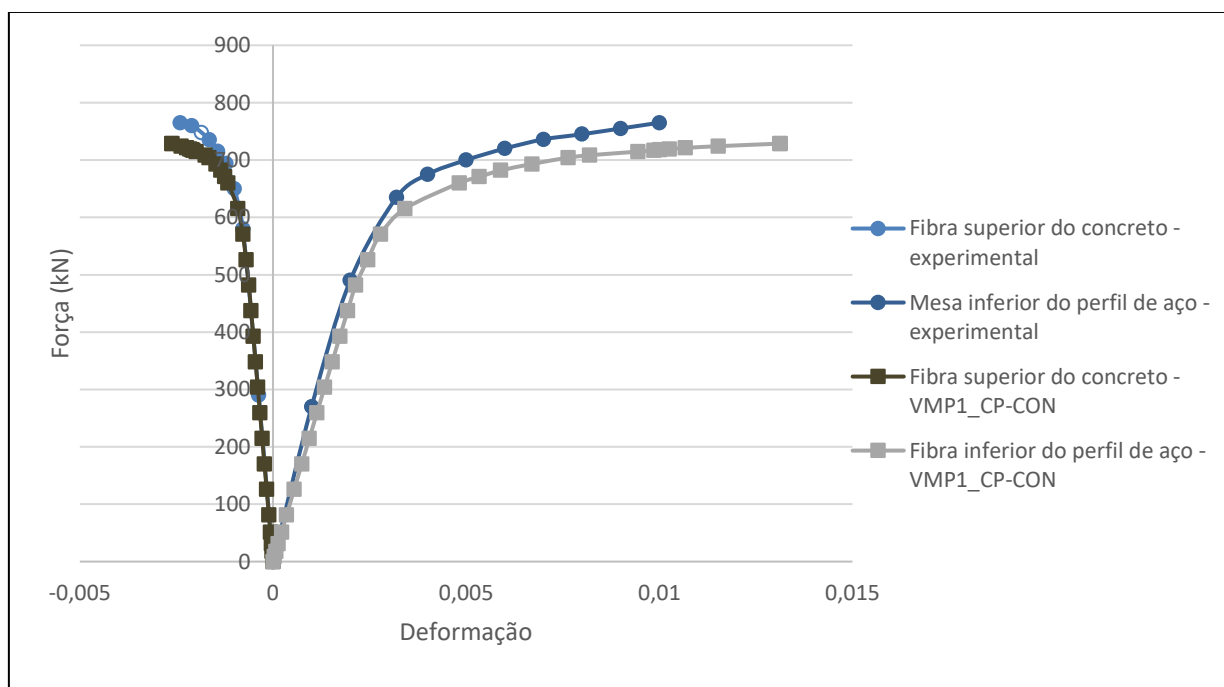
comportamento mais rígido, pois foram impedidos os deslocamentos ou deslizamentos na interface entre os materiais e conduziram a resultados numéricos mais distantes dos experimentais. Portanto, serão admitidos como modelo representativo do comportamento das vigas mistas com protensão, aqueles que incluem os conectores na simulação da vinculação aço-concreto.

É possível avaliar também, através dos gráficos, a influência da utilização da técnica de protensão nas vigas mistas, principalmente no que se refere a redução dos deslocamentos, deformações e acréscimo na capacidade de suporte das vigas.

6.3.3 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

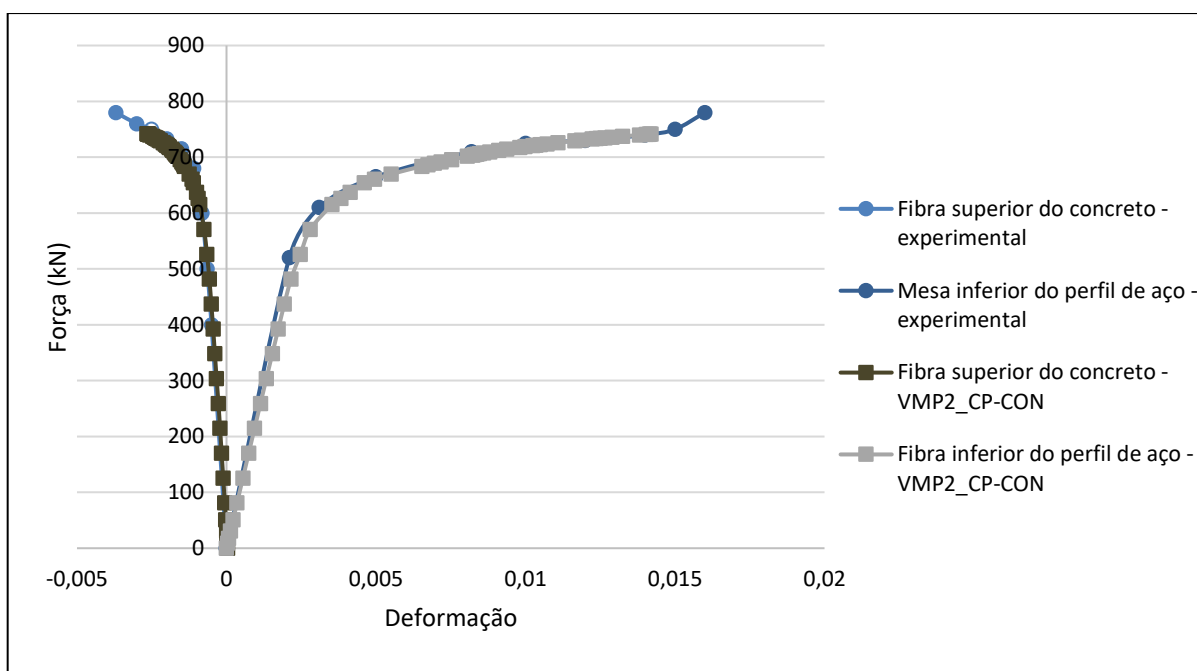
Os gráficos apresentados na Figura 6.26, Figura 6.27 e Figura 6.28 relacionam as grandezas força aplicada x deformação das fibras extremas das vigas mistas, ou seja, da fibra superior do concreto (lado esquerdo do gráfico) e da mesa inferior do perfil de aço (lado direito do gráfico).

Figura 6.26: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP1 – traçado retilíneo



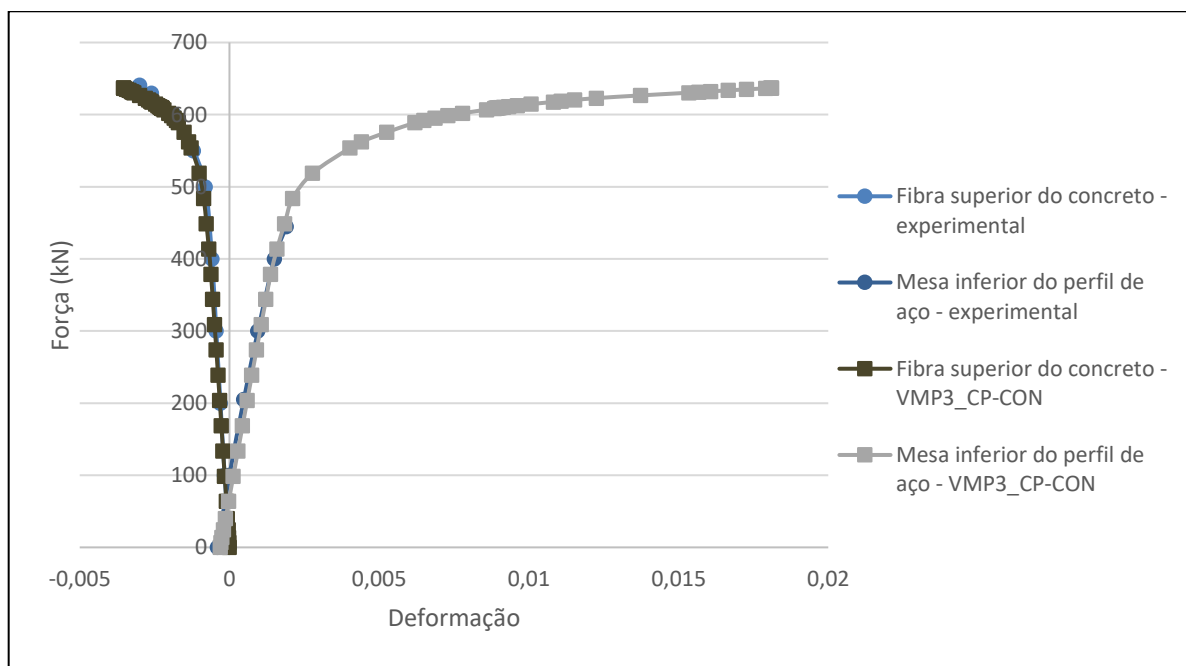
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 6.27: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP2 – traçado poligonal



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 6.28: Comportamento força aplicada x deformação da fibra superior do concreto (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMP3 – traçado retilíneo



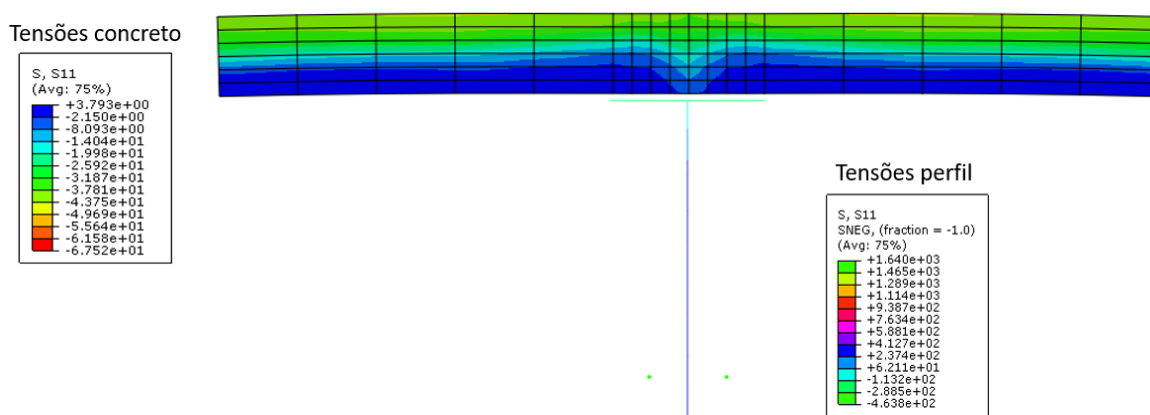
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise dos gráficos, percebe-se a boa correlação existente entre os resultados, o que mostra mais uma vez que o modelo reproduziu o comportamento experimental de forma

satisfatória. Além disso, é visível o quanto a ductilidade do aço é maior em relação ao concreto, pois enquanto a deformação máxima do aço para ambas as vigas foi em torno de 0,015, a da fibra superior do concreto esteve em torno de 0,003.

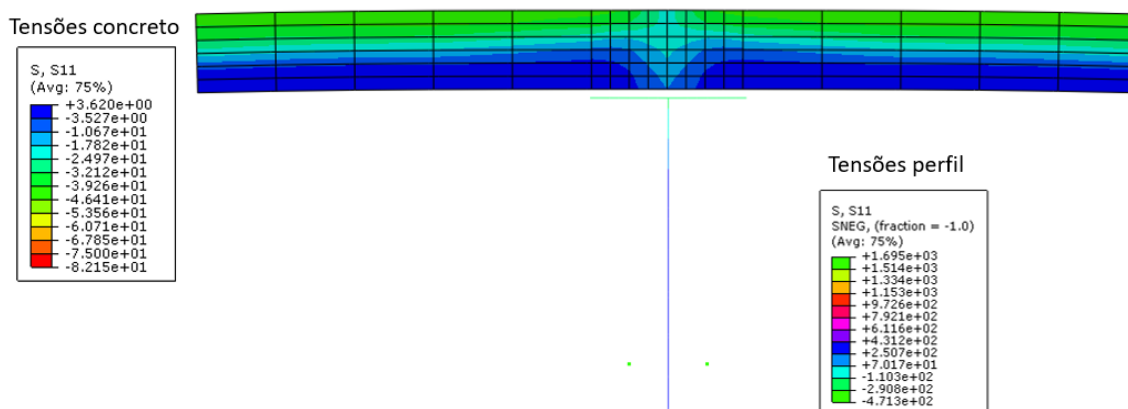
A Figura 6.29, Figura 6.30 e Figura 6.31 apresentam a distribuição de tensões no estágio final de carregamento, no meio do vão das vigas VMP1_CP-CON, VMP2_CP-CON e VMP3_CP-CON, respectivamente, o que torna possível perceber as tensões elevadas na mesa inferior do perfil e na fibra superior do concreto.

Figura 6.29: Distribuição de tensões da viga VMP1_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.



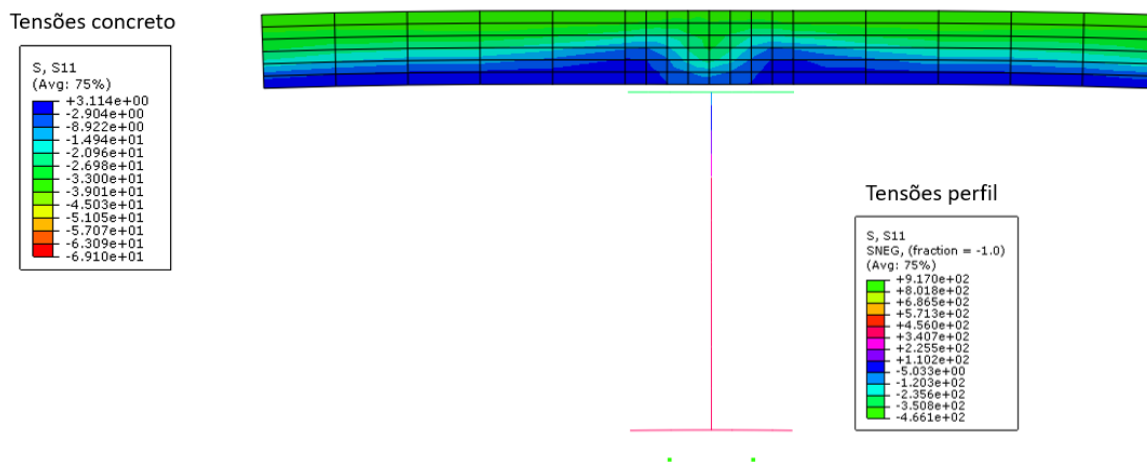
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 6.30: Distribuição de tensões da viga VMP2_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 6.31: Distribuição de tensões da viga VMP3_CP-CON no estágio final – Unidade das tensões em MPa.

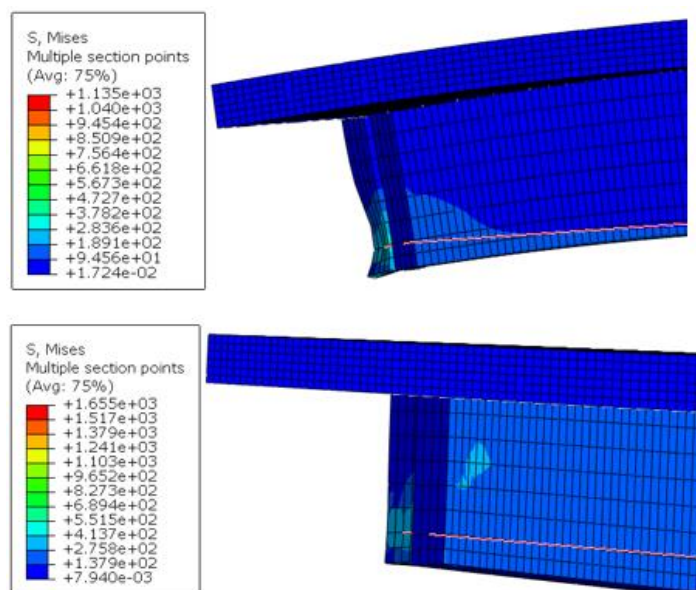


Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Ao analisar a distribuição das tensões na seção mista, é possível identificar, que para todas as vigas VMP1_CP-CON, VMP2_CP-CON e VMP3_CP-CON, existem duas linhas neutras plásticas na seção transversal, sendo na porção superior do perfil de aço e na parte inferior da laje de concreto. Houve esta ocorrência somente nos casos onde a vinculação laje-conector foi proporcionada através da modelagem dos conectores de cisalhamento. Este tipo de vinculação no modelo, fez com que houvesse um pequeno deslizamento na interface perfil-laje, o que originou a ocorrência de tensões de tração na parte inferior da laje e a existência das duas linhas neutras plásticas na seção transversal, o que ocorreu de maneira semelhante nos ensaios experimentais. Já a vinculação perfil-laje estabelecida através da restrição tipo TIE, simula uma interação total ideal, evitando escorregamentos e deslocamentos verticais na interface, com a existência somente de uma linha neutra na seção mista.

Além da análise das tensões no meio do vão da viga, a modelagem numérica permite a verificação de tensões na região das ancoragens (enrijecedores de borda), sendo esta análise um dos aspectos mais importantes na fase de projetos, devido a grande concentração de esforços atuantes no local. A Figura 6.32 apresenta esta distribuição de tensões para duas situações: (1) ato da protensão e (2) após a aplicação dos carregamentos externos.

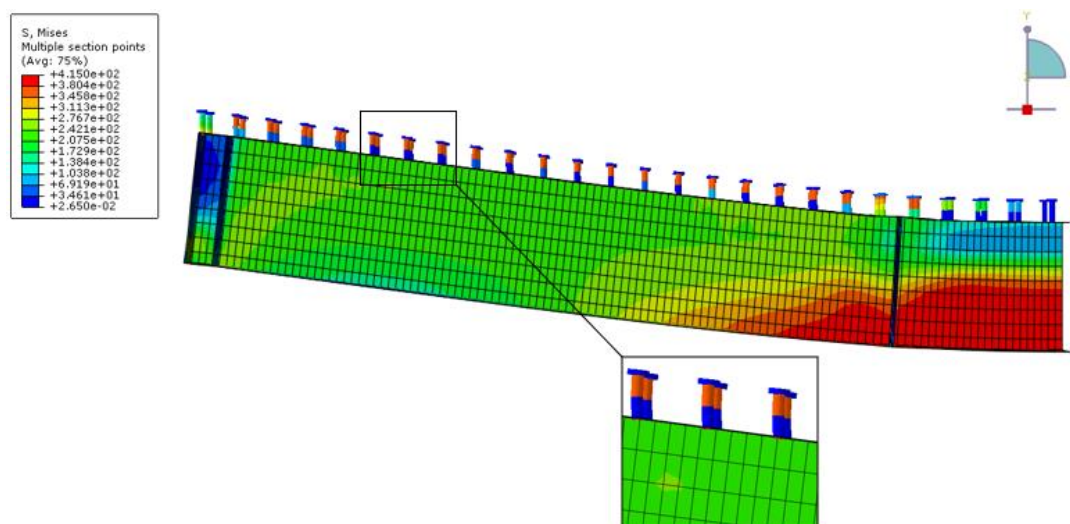
Figura 6.32: Demonstração da concentração de tensões nas placas de ancoragem no ato da protensão e configuração final



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Ao longo da aplicação do carregamento, os conectores de cisalhamento sofreram deformações, fato que permitiu um pequeno deslizamento na interface aço/concreto. A Figura 6.33 permite a visualização dos conectores deformados.

Figura 6.33: Vista lateral do perfil de aço e conectores deformados

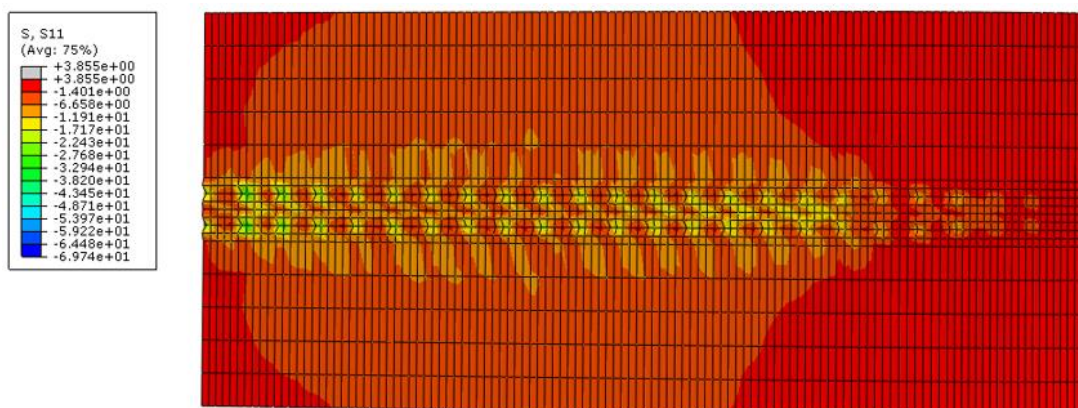


Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Além disso é possível notar, através da Figura 6.34, que apresenta uma vista da parte inferior da laje, a ação dos conectores atuando no concreto, onde é evidente a concentração de tensões existente. Adjacente aos conectores é visível o surgimento de uma zona de

concreto comprimido, de acordo com o que é apresentado no estudo de Kotinda (2006). Devido a falta de resultados experimentais que envolvam especificamente as tensões e deformações dos conectores, não houveram aprofundamentos neste assunto.

Figura 6.34: Vista inferior da distribuição de tensões normais da laje de concreto

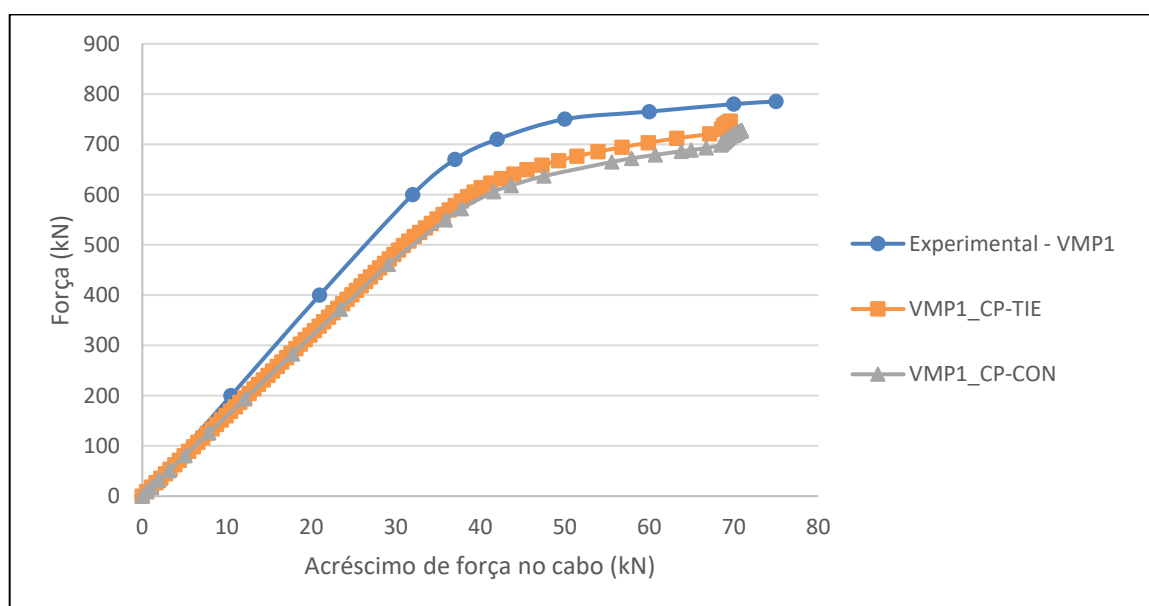


Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

6.3.4 ACRÉSCIMO DE FORÇAS NO CABO DE PROTENSÃO

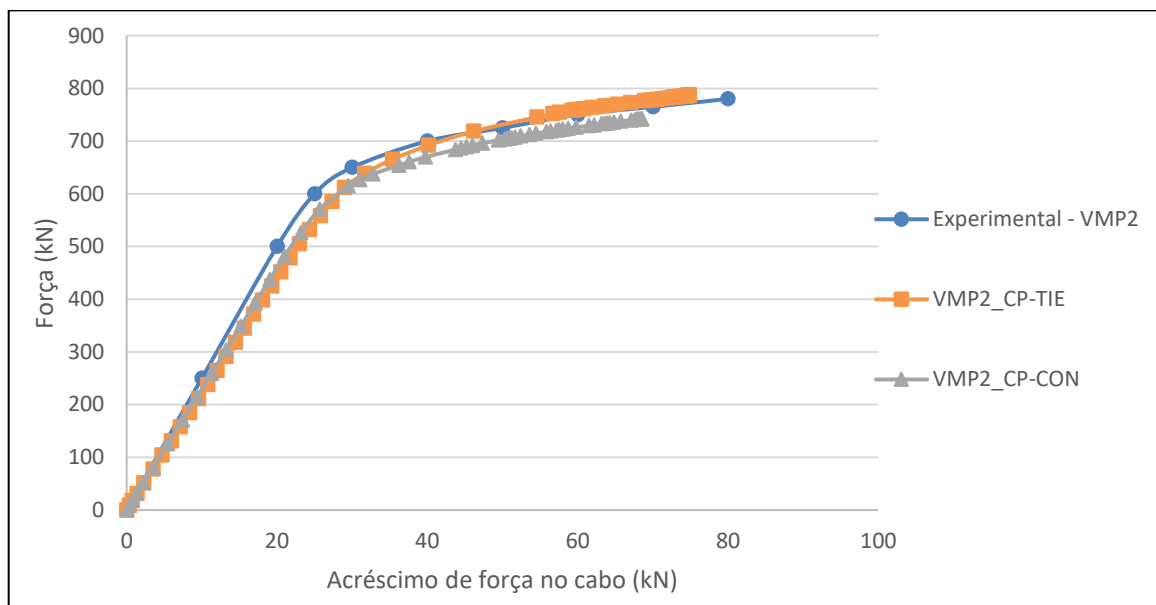
Após a aplicação das forças de protensão iniciais, os cabos sofrem um acréscimo de tensões devido a aplicação das cargas externas nas vigas. Os gráficos apresentados na Figura 6.35 e Figura 6.36, mostram o acréscimo de força nos cabos de protensão em função da carga externa aplicada nas vigas.

Figura 6.35: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMP1



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 6.36: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMP2.



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Percebe-se que o modelo numérico representa bem o comportamento dos cabos de protensão. Para as vigas VMP1 e VMP2 o acréscimo na força de protensão inicial foi de 43,23% e 46,11% respectivamente. O acréscimo na força de protensão nos cabos são significativos, o que requer atenção na verificação destes elementos no projeto de vigas mistas protendidas.

6.4 SÍNTESE

Este capítulo engloba a modelagem numérica das vigas mistas de tipologia convencional. Inicialmente foram apresentados os modelos experimentais utilizados para a calibragem, que foram ensaiados por Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990) e Saadatmanesh, Albrecht e Ayyub (1989). Posteriormente apresentou-se a metodologia de modelagem e por fim a apresentação dos resultados.

A metodologia para análise numérica abordou a construção da geometria da malha, discretização, tipos de elementos finitos utilizados, condições de contorno e por fim a aplicação os carregamentos.

Para reproduzir a geometria e os componentes da estrutura investigada experimentalmente, a laje de concreto foi modelada com o elemento SÓLID C3D8R, o perfil de aço e os enrijecedores com o elemento SHELL S4R, a armadura passiva da laje e a armadura ativa de protensão foram modeladas com o elemento TRUSS T3D2 e finalmente os conectores foram modelados com o elemento BEAM B31.

A modelagem da interface entre o perfil de aço e o concreto foi realizada de duas maneiras, sendo ora representada pela restrição tipo TIE, que possui a função de unir duas superfícies e não permitir nenhuma separação ou deslocamento entre as partes, e ora através da modelagem dos conectores de cisalhamento, sendo esta última estratégia necessária a utilização de interações de contato, onde foi realizada a atribuição de propriedades na superfície dos materiais.

Uma vez realizadas as modelagens, foram apresentadas a análise dos resultados, que englobou: a capacidade resistente das vigas, deslocamentos e configurações deformadas, distribuição de tensões e deformações e o acréscimo de forças no cabo de protensão. Com esta análise, verificou-se que as vigas modeladas representaram de forma satisfatória o comportamento das vigas mistas protendidas ensaiadas experimentalmente, sobretudo o caso onde a vinculação perfil-laje foi estabelecida através dos conectores de cisalhamento.

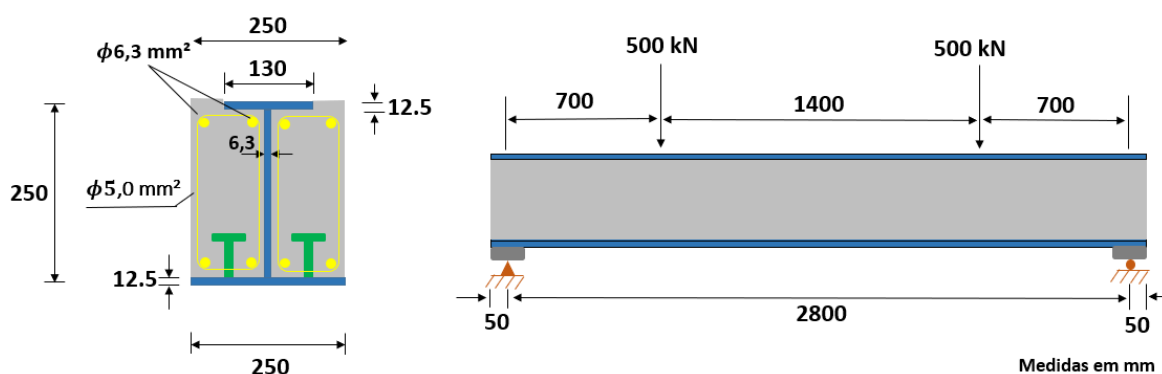
7. MODELAGEM NUMÉRICA–VIGAS MISTAS PARCIALMENTE REVESTIDAS

No presente capítulo é apresentada uma proposta de metodologia de modelagem numérica para vigas mistas parcialmente revestidas protendidas, com ênfase no comportamento global desse sistema construtivo. Para isso foi feito uso do software *ABAQUS®*, que é elaborado com base no método dos elementos finitos. Nos itens subsequentes, serão primeiramente apresentadas as principais características do estudo experimental que foi utilizado para calibragem dos modelos numéricos, sendo posteriormente explanadas as definições das variáveis que foram adotadas para a modelagem, conforme foi também realizado para o caso das vigas mistas de tipologia convencional, que englobam: elementos finitos, relações constitutivas dos materiais, condições de contorno, condições de acoplamento e vinculações e condições de carregamento.

7.1 MODELOS EXPERIMENTAIS

A viga mista parcialmente revestida protendida modelada, que é designada VMPPR, foi inicialmente modelada sem a aplicação da protensão e foi ensaiada experimentalmente por Cavalcanti (2010). O autor verificou a contribuição da armadura passiva na capacidade resistente da estrutura. A Figura 7.1 apresenta a geometria com todas as dimensões da viga.

Figura 7.1: Geometria das vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010)



Fonte: Modificado de Cavalcanti (2010)

O comprimento total das vigas é de 2900 mm, sendo a distância entre apoios igual a 2800 mm. Os dois materiais são conectados entre si através de conectores de cisalhamento. Estes conectores possuem um diâmetro de 19 mm, espaçados a cada 480 mm no sentido longitudinal e 125 mm no sentido transversal.

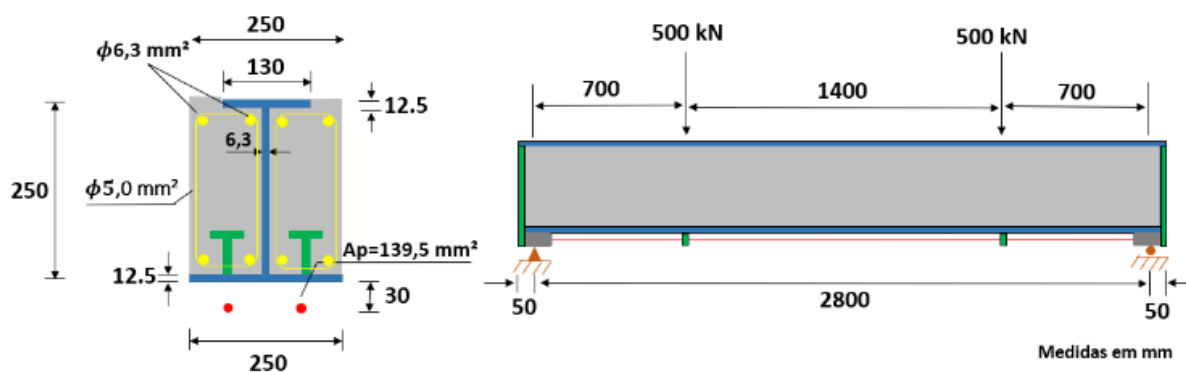
. Posteriormente à essa modelagem, foram adicionados na viga, os cabos de protensão, conforme apresenta a Figura 7.2. Estes cabos foram posicionados fora da área física da seção transversal, não possuindo contato com o concreto, sendo os esforços de protensão transferidos à viga através dos enrijecedores de borda e desviadores. A espessura dos enrijecedores e a área da seção do cabo de protensão foram adotadas segundo o estudo de Ayyub, Sohn e Saadatmanesh (1990), ou seja, com uma espessura de 30 mm e um cabo de área igual a 139,5 mm². As propriedades mecânicas da viga são apontadas na Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Propriedades mecânicas das vigas ensaiadas por Cavalcanti (2010)

	Viga	VMPRP
Perfil de aço	E (MPa)	200000
	f_y (MPa)	345,1
	f_u (MPa)	514,9
Laje de Concreto	E_{cs} (MPa)	32000
	f_{cm} (MPa)	36,2
	f_{ct} (MPa)	2,4
Armadura passiva	E (MPa)	200000
	f_{yk} (MPa)	500
Cabo de protensão	E (MPa)	200000
	f_y (MPa)	1620
	f_u (MPa)	2017
	Força aplicada (kN)	69,75
Conector de cisalhamento	E (MPa)	205000
	f_y (MPa)	345
	f_u (MPa)	415

Fonte: Cavalcanti (2010)

Figura 7.2: Detalhes e dimensões da viga VMPRP



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

7.2 METODOLOGIA PARA ANÁLISE NUMÉRICA DAS VIGAS MISTAS PARCIALMENTE REVESTIDAS

Neste item são apresentados os aspectos gerais da modelagem numérica referente as vigas mistas parcialmente revestidas. Descreve-se a construção da geometria, discretização, tipos de elementos finitos utilizados, condições de contorno, aplicação do carregamento e critérios para análise não linear, conforme também foi descrito para a modelagem das vigas mistas de tipologia convencional.

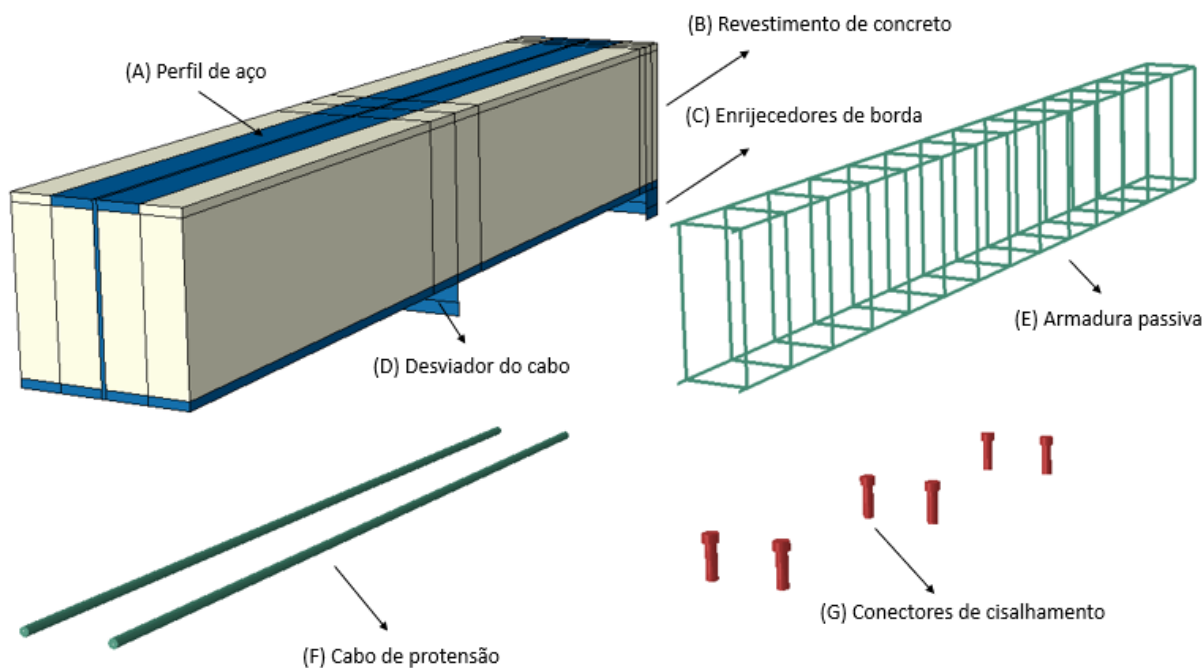
Para este caso, inicialmente foram modeladas as vigas sem a aplicação da protensão, devido a falta de estudos experimentais para fins de comparação de resultados. Somente após a calibragem destas vigas simples, foram modelados e inseridos no modelo os cabos de protensão e os enrijecedores.

7.2.1 GEOMETRIA DA MALHA EM ELEMENTOS FINITOS

Para reproduzir a geometria e os componentes da viga mista parcialmente revestida investigada experimentalmente, foram modelados o perfil de aço, armadura passiva, armadura ativa, revestimento de concreto entre as mesas do perfil, conectores de cisalhamento, os enrijecedores de borda e os desviadores. A Figura 7.3 apresenta a geometria do modelo.

O perfil de aço e o revestimento de concreto foram modelados com o mesmo elemento, o elemento tipo sólido C3D8R. Optou-se em utilizar o mesmo elemento pelo fato das chapas do perfil serem bem espessas e foi seguida também a mesma ideia da pesquisa realizada por Cavalcanti (2010) e Pathirana et al. (2016). A armadura passiva envolvida no concreto e a armadura ativa de protensão foram modeladas com o elemento de barra TRUSS T3D2. Os enrijecedores de borda e os desviadores foram simulados através do elemento SHELL S4R, seguindo a mesma estratégia das vigas mistas de tipologia convencional. E, finalmente, os conectores de cisalhamento foram modelados com o elemento de viga BEAM B31. Conforme é possível notar com a Figura 7.3, nesta modelagem fez-se também o uso de simetria, onde somente a metade da viga foi modelada.

Figura 7.3: Componentes da viga mista parcialmente revestida modelados



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

7.2.2 DISCRETIZAÇÃO

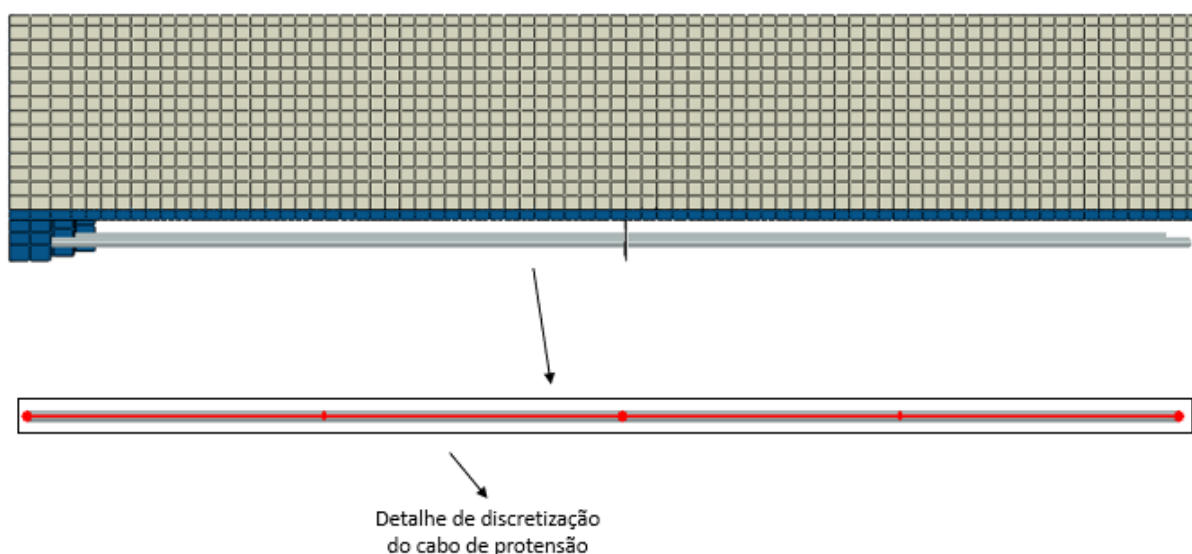
A seleção dos elementos finitos pré-definidos contidos na biblioteca do software ABAQUS® para representação dos materiais que compõem as vigas mistas parcialmente revestidas, foi realizada com base em alguns aspectos, que englobam o comportamento do elemento, esforço computacional, número de graus de liberdade e em estudos presentes na revisão da literatura. Como os elementos finitos utilizados para modelagem destas vigas foram semelhantes aos utilizados para modelagem das vigas de tipologia convencional, os principais detalhes desses elementos são apresentados no item 6.2.2 do presente trabalho.

Para as dimensões das malhas, inicialmente foi utilizada uma malha quadrada com dimensões de aproximadamente 25 mm nos elementos sólido *C3D8R*, que representam o perfil de aço e o revestimento de concreto. Posteriormente, reduziu-se as dimensões dessa malha para aproximadamente 18 mm. Com essa redução realizada, houve uma melhora significativa na convergência numérica e consequentemente nos resultados finais, sem afetar de maneira considerável o tempo de processamento do modelo. Testou-se ainda dimensões de malhas inferiores, porém além de ocorrer um significativo aumento no tempo de processamento, não houveram melhoras na convergência numérica.

Os conectores de cisalhamento foram discretizados de maneira semelhante à discretização realizada para as vigas mistas de tipologia convencional, conforme foi apresentado no item 6.2.2.

A armadura passiva foi discretizada seguindo aproximadamente a divisão de elementos do revestimento de concreto e perfil de aço, sendo adotada uma dimensão de 18 mm. Os cabos de protensão foram discretizados em elementos cuja dimensão foi dada pela distância entre desviadores, conforme é possível visualizar na Figura 7.4. Isso garantiu com que o cabo acompanhasse a deformação da viga através dos pontos de inflexão.

Figura 7.4: Vista lateral da viga mista parcialmente revestida protendida e detalhe de discretização do cabo de protensão



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

O tipo de malha utilizada para discretização dos elementos do presente trabalho foi a malha estruturada, que segundo Da Silva (2013), é a melhor malha que o software *ABAQUS*® é capaz de gerar, sendo a mesma que foi utilizada na modelagem das vigas mistas de tipologia convencional.

7.2.3 DEFINIÇÃO DAS RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

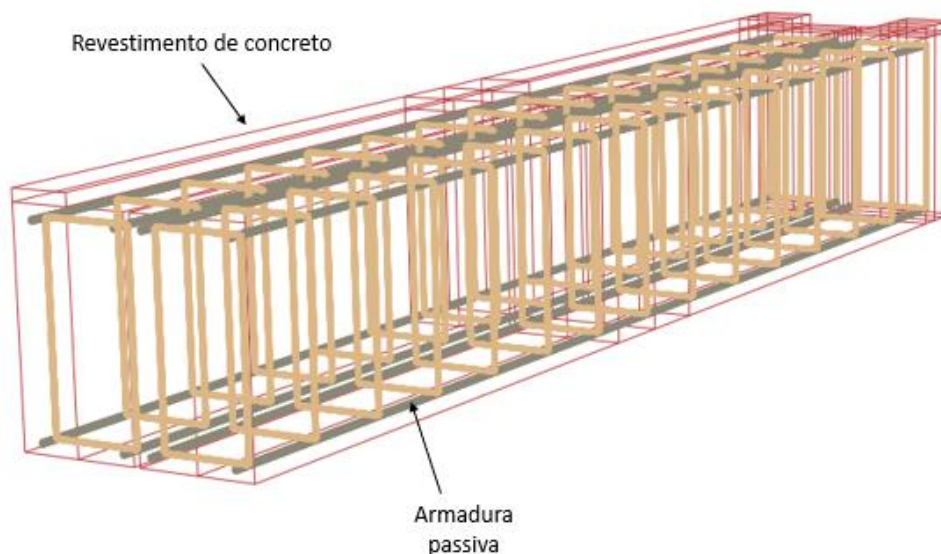
As relações constitutivas adotadas para a análise não linear das vigas mistas parcialmente revestidas foram as mesmas utilizadas para representação das vigas mistas de tipologia convencional, que são apresentadas no item 6.2.3 da presente pesquisa.

7.2.4 CONDIÇÕES DE ACOPLAMENTO E VINCULAÇÕES

Todos os conjuntos modelados foram acoplados entre si seguindo os procedimentos abaixo:

- Armadura passiva / concreto: A vinculação existente entre a armadura passiva e a laje de concreto, conforme apresenta a Figura 7.5, foi estabelecida através do item *embedded constrain* contido no software *ABAQUS®*. O uso desta ferramenta requereu a definição de duas regiões, sendo a região *embedded* que corresponde a armadura passiva e a região *host*, que corresponde ao revestimento de concreto.

Figura 7.5: Vinculação existente entre a armadura passiva e o concreto



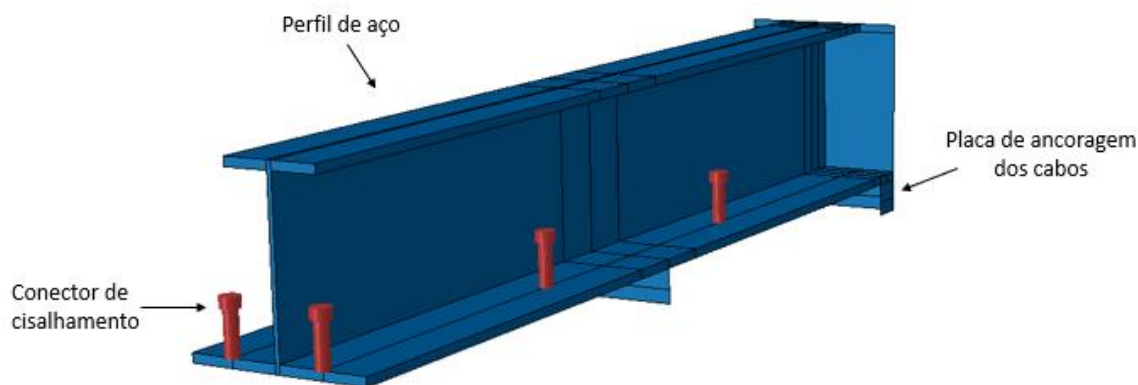
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Perfil de aço / revestimento de concreto: A estratégia adotada para se modelar a interface aço/concreto foi através da utilização de superfícies de contato. As propriedades de contato utilizadas na interface se destinam ao comportamento normal (*normal behavior*) e comportamento tangencial (*tangencial behavior*). O comportamento normal foi definido como sendo "*hard contact*", o que faz com que a penetração da superfície *slave* na superfície *master* seja imperceptível. Já o comportamento tangencial foi uma propriedade que influenciou de maneira significativa nos resultados finais do modelo. Inicialmente foi testado um valor de coeficiente de atrito igual a 0,3, o que forneceu resultados com uma rigidez elevada. Posteriormente foram testados valores de atrito igual a 0,17 e por fim foi utilizado o comando *frictionless*, que desconsidera o atrito existente entre o aço e o concreto, deixando que todos os esforços de cisalhamento sejam transferidos através dos conectores de cisalhamento. No item 7.3 são apresentadas as diferenças ocorrentes devido a alteração do valor desse coeficiente. Foi necessária também a definição de uma superfície chamada *master* e outra denominada *slave*, sendo adotados para estas as superfícies do perfil de aço e do revestimento de

concreto, respectivamente. Nesta estratégia de modelagem da interface, para garantir a vinculação perfil-revestimento foi necessária a modelagem de conectores de cisalhamento, onde foram aplicados os seguintes acoplamentos:

- Perfil de aço / conector: Os nós que constituem a base dos conectores foram acoplados, através do comando *TIE CONSTRAINT*, aos nós correspondentes da mesa inferior do perfil de aço, conforme indica a Figura 7.6. Este comando permitiu uma vinculação entre os nós da base dos conectores e a mesa inferior do perfil, que estão em contato, de modo que todos os graus de liberdade fossem restringidos, conforme também foi realizado na modelagem das vigas mistas de tipologia convencional. Para aplicação desta ferramenta foi necessário informar ao software duas superfícies: *master surface* e *slave surface*. Para este caso em questão, a mesa inferior do perfil foi adotada como superfície *master* e a base dos conectores como superfície *slave*.

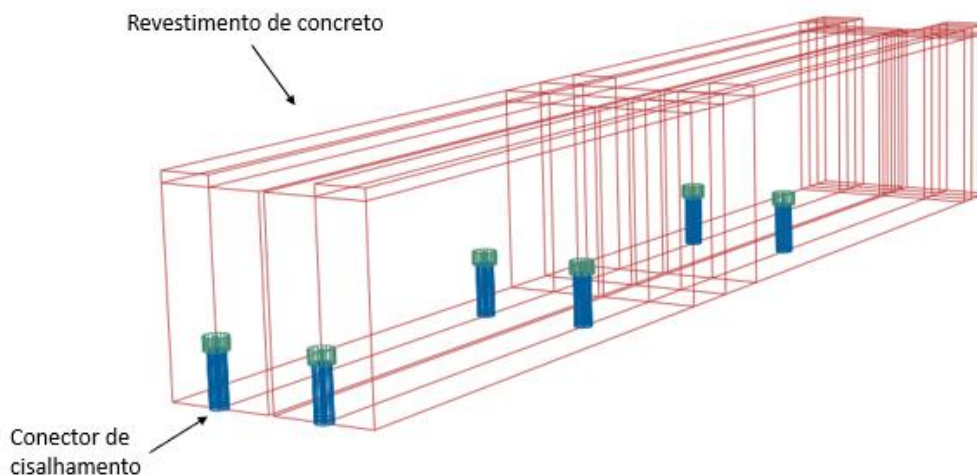
Figura 7.6: Perfil de aço e conectores de cisalhamento



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Concreto / conector: O contato entre estes dois materiais, de acordo com o que apresenta a Figura 7.7, foi realizado através do comando *embedded constrain*. Esta ferramenta simula de maneira satisfatória a ação do conector no interior do concreto, conforme ocorreu no estudo de Gil, Goñi e Bayo (2012) e conforme foi realizado na modelagem das vigas mistas de tipologia convencional no presente trabalho. Este comando exige a definição de duas regiões, sendo, *embedded region* que corresponde a armadura passiva e *host region*, que corresponde ao revestimento de concreto.

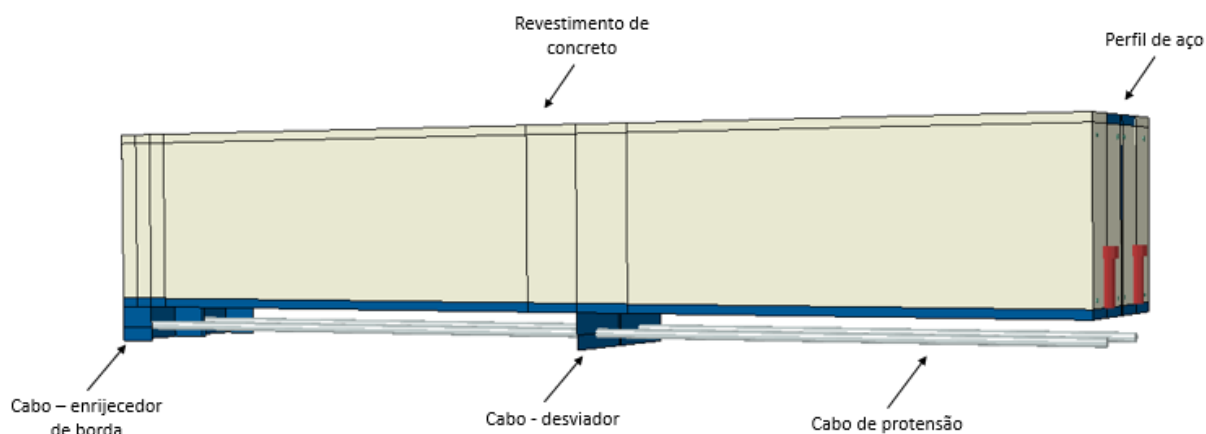
Figura 7.7: Revestimento de concreto e conectores de cisalhamento



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

- Cabo de protensão / enrijecedor de borda: A vinculação existente entre o cabo de protensão e os enrijecedores de borda, conforme apresenta a Figura 7.8, foi realizada da mesma maneira em que foi utilizada nas vigas mistas de tipologia convencional, através da restrição tipo *TIE*. O uso dessa ferramenta permitiu que houvesse uma junção entre o cabo e os enrijecedores, de modo que todos os graus de liberdade dos nós coincidentes fossem restringidos, permitindo que os esforços de protensão fossem transmitidos à viga mista. A utilização dessa restrição requer a escolha de duas superfícies, sendo o enrijecedor adotado como superfície *master* e as extremidades do cabo como superfície *slave*.
- Cabo de protensão / desviadores: O vínculo existente entre o cabo de protensão e os desviadores foi estabelecido através do item *coupling* contido no módulo *interaction* do software. Foram restringidos todos os graus de liberdade, exceto a translação na direção $U1(x)$, visto que, os desviadores permitem livre movimentação do cabo no seu sentido longitudinal.

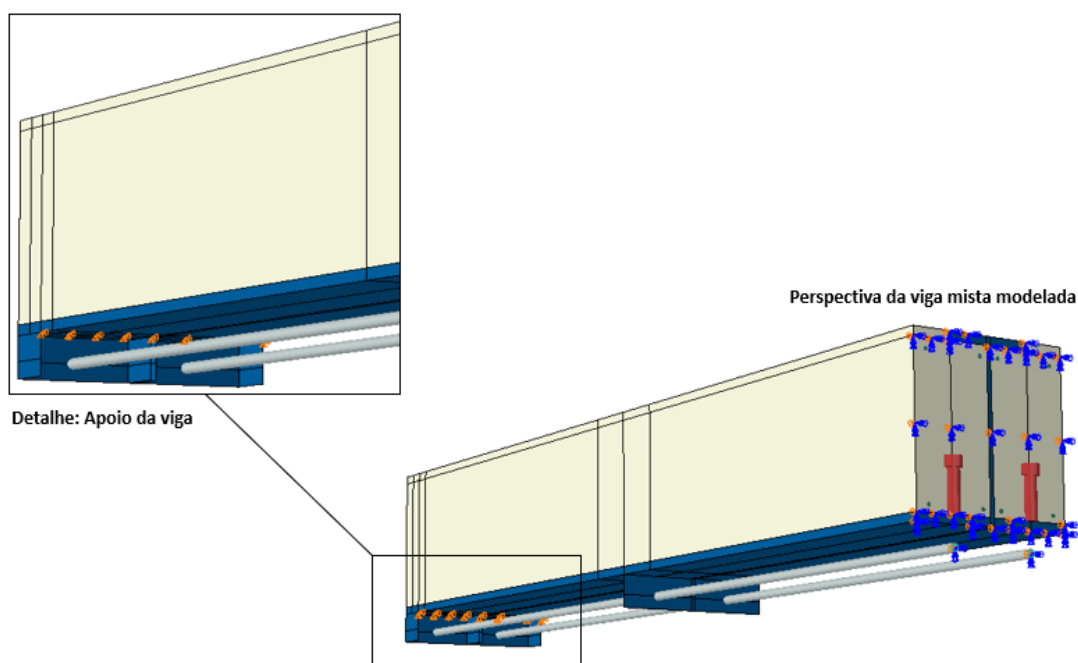
Figura 7.8: Vinculação entre cabo de protensão e os enrijecedores do perfil de aço



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Os vínculos externos, que se referem ao apoio, foram simulados conforme Figura 7.9, onde foram restringidos todos os graus de liberdade, exceto a translação na direção do eixo x e a rotação em torno do eixo z.

Figura 7.9: Perspectiva da viga mista parcialmente revestida protendida modelada com ênfase no apoio



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Com o intuito de reduzir o número de elementos e consequentemente o tempo de processamento do modelo, assim como foi realizado para as vigas mistas de tipologia convencional, foi modelada somente a metade da estrutura, fazendo-se o uso da simetria. Na Figura 7.9 é apresentado o plano de simetria, na seção transversal central da viga mista.

7.2.5 PROCEDIMENTO PARA APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

A aplicação do carregamento e das condições de contorno deve ser dividida em algumas etapas, por pedido do software. No presente trabalho, essa atribuição foi realizada conforme é apresentado a seguir:

- Etapa inicial (*initial step*): Condições de contorno; contato entre as partes constituintes e tensão aplicada ao cabo de protensão:

Na etapa inicial foram estabelecidas no modelo as condições de contorno, o contato entre as partes que constituem a seção mista pretendida e foi aplicada a tensão de protensão ao cabo. Para atribuição da tensão de protensão, optou-se em utilizar o recurso disponível no software *ABAQUS®* designado *created predefined field* contido no módulo *load* do programa. Ao utilizar este recurso do software, a tensão é aplicada no cabo, de modo que não seja transferido ainda esforços a viga. A aplicação de tensão em uma estrutura através da utilização desse recurso é somente permitida pelo software desde que seja aplicada na etapa inicial de carregamento (*initial step*), motivo pelo qual esta foi feita, conforme é apresentado no item 6.2.5.

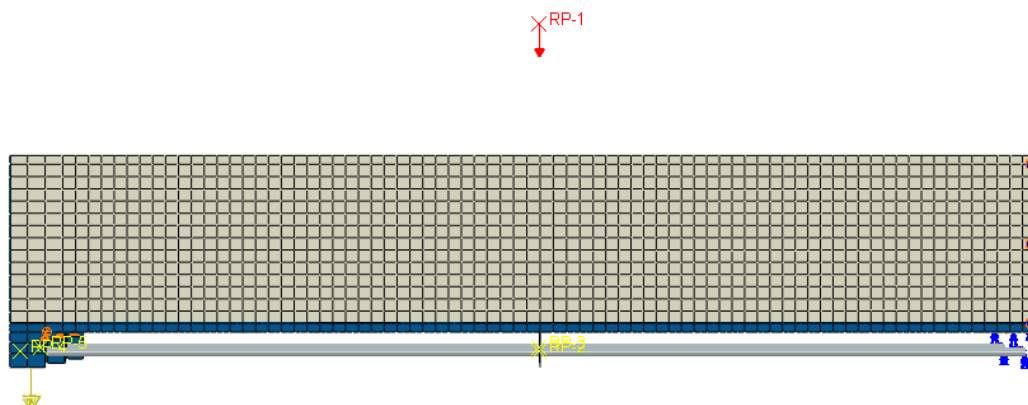
- 1ª etapa (*step 1*): peso próprio da estrutura e transferência dos esforços de protensão a viga:

Simultaneamente a transferência dos esforços de protensão à viga, é aplicada a carga referente ao peso próprio da estrutura, de forma incremental, onde foram informadas as respectivas densidades de cada material e foi realizada a imposição da ação gravitacional na estrutura, da mesma maneira que é indicado no item 6.2.5.

- 2ª etapa (*step 2*): carregamentos de utilização

Nesta etapa foram aplicadas as cargas externas à estrutura, na mesa superior do perfil de aço. As cargas dos ensaios experimentais foram pontuais e no software foram representadas da mesma maneira. Afim de evitar problemas de convergência numérica, foi necessário aplicar estas cargas distribuídas em uma pequena área da mesa superior do perfil de aço. Para isto foi criado um ponto de referência (*reference point*) para aplicação da carga, sendo este acoplado a esta pequena área citada, de forma a transferir os esforços, conforme é possível perceber na Figura 7.10.

Figura 7.10: Vista lateral da viga mista parcialmente revestida protendida com demonstração do carregamento concentrado aplicado



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Em função da não linearidade considerada para os materiais constituintes da viga mista de aço e concreto protendidas, os carregamentos tanto do peso próprio, quanto os de utilização, foram aplicados de forma incremental.

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Conforme já citado, inicialmente foram modeladas as vigas mistas parcialmente revestidas sem a aplicação da protensão, devido a escassez de estudos experimentais que englobe tal estrutura.

O contato existente entre o perfil de aço e o revestimento de concreto, conforme é apresentado no item 6.3.4, foi estabelecido através de interações de contato, onde na direção normal foi definido o contato tipo hard e na direção tangencial o contato entre as superfícies foi estabelecido por coeficientes de atrito.

Com a modelagem numérica, percebeu-se que o atrito influenciou de forma significativa nos resultados finais. Sendo assim, foram utilizados diferentes valores para este, afim de mostrar as diferenças nos resultados que este valor proporciona. Os valores de coeficiente de atrito utilizados foram de 0,3; 0,17 e 0, sendo neste último caso utilizado o comando *frictionless* (desconsidera o atrito) contido no software em uso. Estes valores foram coletados de Santos (2017) e Xing et al. (2016).

Somente após a modelagem e calibragem das vigas mistas parcialmente revestidas é que foi realizada a aplicação da protensão, onde foram comparados os resultados entre as vigas. A Tabela 7.2 apresenta a nomenclatura das vigas modeladas, que se alteram de acordo com o coeficiente de atrito e segundo a consideração ou não da aplicação da protensão.

Tabela 7.2: Nomenclatura dos modelos numéricos das vigas mistas parcialmente revestidas desenvolvidos

Viga	Tipo	Coefficiente de atrito
VMPR_30	Viga simples	0,30
VMPR_17	Viga simples	0,17
VMPR_FRIC	Viga simples	Frictionless
VMPRP	Viga protendida	Frictionless

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

7.3.1 CAPACIDADE RESISTENTE

Os valores dos momentos máximos resistentes das vigas obtidos analiticamente, experimentalmente, exceto para as vigas protendidas, e numericamente são apresentados na Tabela 7.3. O momento de plastificação analítico foram obtidos de acordo com o item 5.5 da presente pesquisa.

Tabela 7.3: Síntese dos resultados numéricos e experimentais das vigas mistas parcialmente revestidas com (VMPRP) e sem (VMPR) aplicação da protensão

Viga	Analíticos	Experimental	Numéricos	
	Momento máx. (kN.m)	Momento máx. (kN.m)	Viga	Momento máx. numérico (kN.m)
VMPR	269,51	251,32	VMPR_30	328,28
			VMPR_17	262,21
			VMPR_FRIC	247,86
VMPRP	329,08	-	VMPRP	333,07

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Através da análise da Tabela 7.3, é possível verificar a boa representatividade entre os resultados experimentais/analíticos e experimentais/numéricos das vigas mistas sem a aplicação da protensão, sobretudo para o modelo VMPR_FRIC, que desconsidera o atrito na interface entre o aço e concreto, fazendo com que o fluxo de cisalhamento seja estabelecido somente com a ação dos conectores de cisalhamento. O momento máximo resistente da viga VMPR_30 é 23,44% maior em relação ao resultado obtido experimentalmente. Já o resultado numérico da viga VMPR_17 é 4,15% maior em relação ao experimental. O resultado que mais se aproxima do experimental é o VMPR_FRIC, chegando a 1,38 %. Através da análise desses resultados, percebe-se que quanto menor o atrito considerado na interface entre os materiais, melhor foi o resultado obtido.

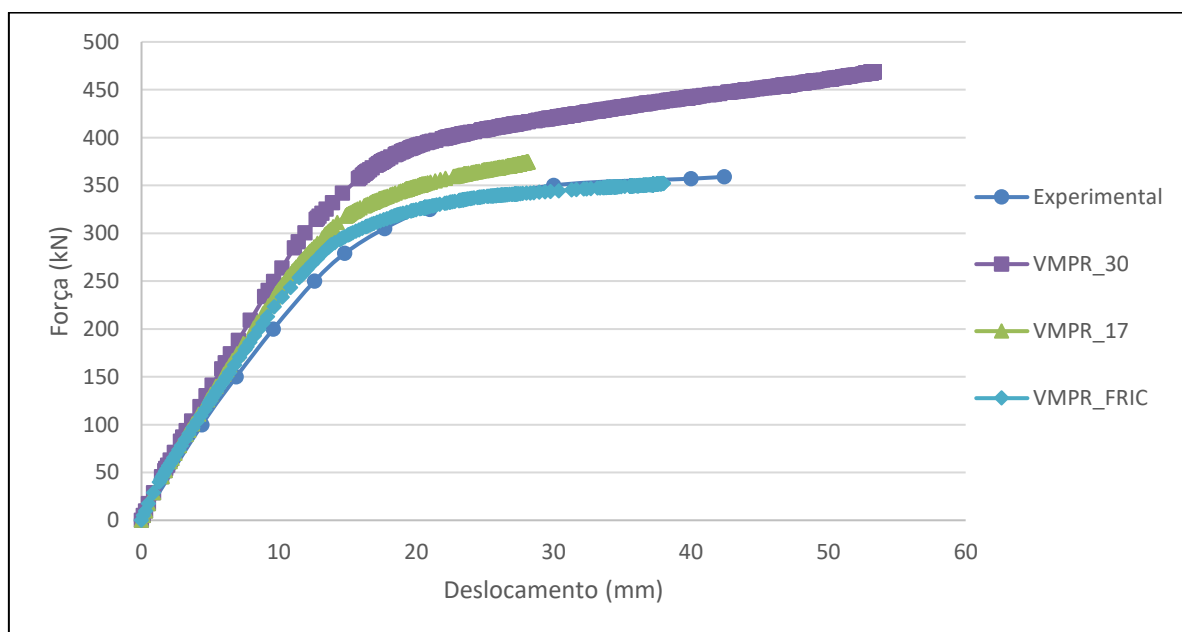
A Tabela 7.3 permite ainda que seja notado o acréscimo da resistência das vigas mistas com a aplicação da técnica de protensão, que chegou a aproximadamente 25,00 %.

O momento de plastificação da viga mista parcialmente revestida sem protensão, VMPR, obtido analiticamente através das formulações apresentadas no item 5.6, foi bem semelhante em relação ao resultado experimental, chegando a uma diferença de 6,75%. O momento de plastificação da viga mista protendida obtido analiticamente foi também muito próximo dos resultados numéricos, com uma diferença de 1,20%.

7.3.2 DESLOCAMENTO E CONFIGURAÇÃO DEFORMADA

A validação do modelo numérico sem protensão foi realizada através da comparação com os resultados obtidos experimentalmente por Cavalcanti (2010). O gráfico apresentado na Figura 7.11 relaciona Força x deslocamento das vigas sem protensão apresentadas na Tabela 7.2.

Figura 7.11: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMPR_17, VMPR_30 e VMPR_FRIC

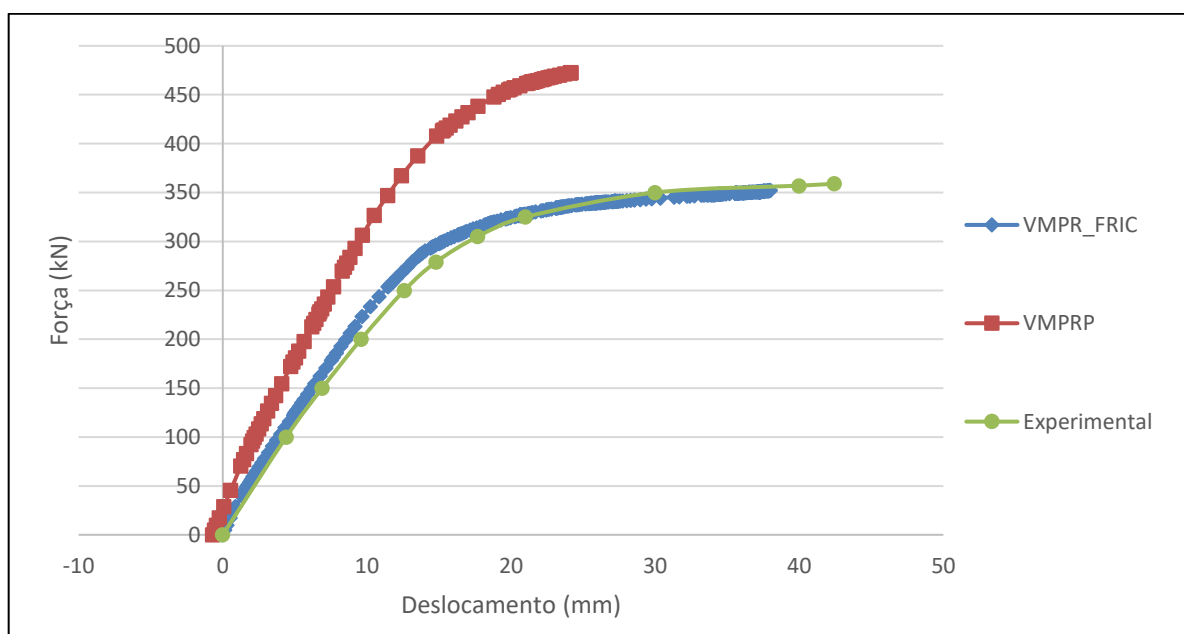


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Através da análise dos resultados apresentados na Figura 7.11, percebe-se o quanto o coeficiente de atrito gerou influência nos resultados, onde o melhor resultado obtido foi através do modelo VMPR_FRIC, no qual é desconsiderado o atrito entre o perfil e o concreto, sendo os esforços de cisalhamento transferidos somente através dos conectores. Portanto será admitido como modelo representativo do comportamento das vigas mistas aquele em que o comportamento tangencial perfil-concreto é representado pelo item frictionless, ou seja, sem atrito na interface.

No gráfico apresentado na Figura 7.12 são relacionados o comportamento da viga mista parcialmente revestida com e sem a aplicação da protensão, o que torna possível avaliar a influência da aplicação desta técnica no modelo de viga mista estudada, no que se refere a redução de deslocamentos, deformações e acréscimo da capacidade de suporte das vigas. Enquanto a viga mista sem a aplicação da protensão atinge um limite de resistência igual a 354,09 kN com um deslocamento igual a 32,49 mm, a viga mista protendida submetida a esta mesma carga possui um deslocamento igual a 11,44 mm, ou seja, 64,79% menor, fato que deixa claro o grande subsídio gerado pela protensão. Além disso, a capacidade de suporte da viga mista protendida atingiu um valor igual a 472,66 kN, ou seja, aproximadamente 25 % maior, com um deslocamento de 24,13 mm.

Figura 7.12: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMPR_FRIC (sem protensão) e VMPRP (com protensão)

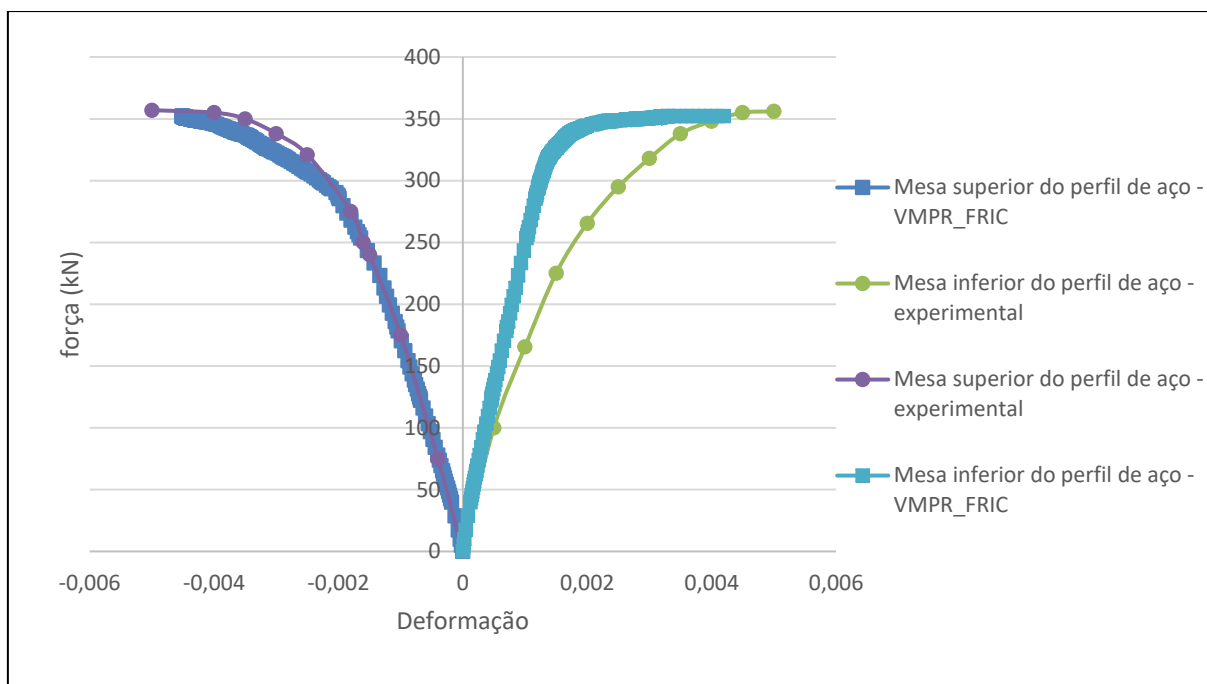


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

7.3.3 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

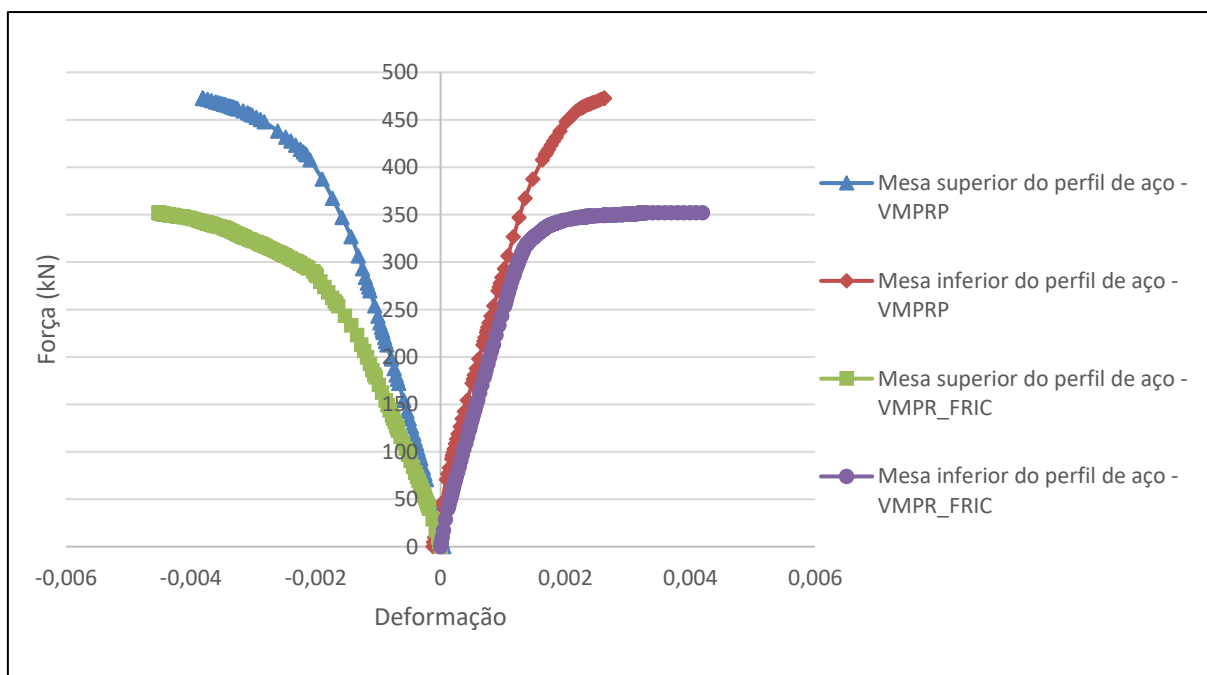
Os gráficos apresentados nas Figura 7.13 e Figura 7.14 relacionam as grandezas força aplicada x deformação das fibras extremas da viga mista parcialmente revestida, sendo mesa inferior (lado direito) e mesa superior (lado esquerdo). Na Figura 7.13 são explanados os resultados numéricos e experimentais sem aplicação da protensão e na Figura 7.14 os resultados numéricos com e sem a aplicação da mesma.

Figura 7.13: Comportamento força aplicada x deformação na mesa superior do perfil (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMPR (experimental) e VMPR_FRIC



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 7.14: Comportamento força aplicada x deformação na mesa superior do perfil (lado esquerdo) e força aplicada x deformação na mesa inferior do perfil de aço (lado direito) no meio do vão das vigas VMPR_FRIC e VMPRP



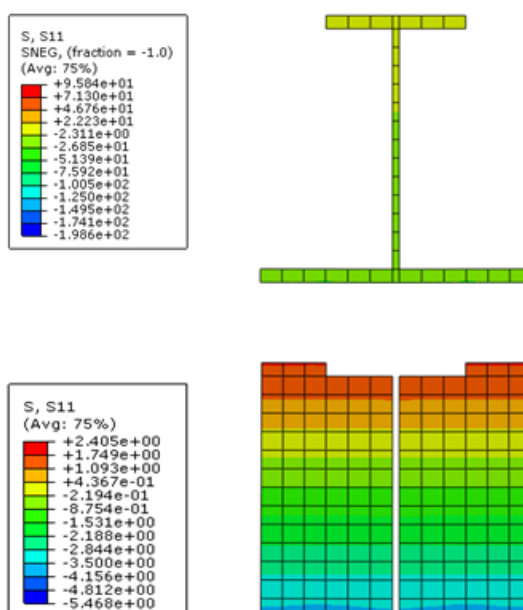
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise do gráfico apresentado na Figura 7.13, percebe-se uma boa correlação entre os resultados experimentais e os numéricos referentes a deformação da mesa superior. Em contrapartida, o comportamento das deformações longitudinais na mesa inferior do perfil de aço se apresentou com maior rigidez para os modelos numéricos em relação aos experimentais. No que diz respeito a deformação última da mesa superior, o resultado numérico apresentou uma diferença de aproximadamente 8% em relação ao experimental. Já na deformação última da mesa inferior, houve uma diferença de aproximadamente 16% entre os resultados numéricos e experimentais.

O gráfico apresentado na Figura 7.14 permite a visualização do efeito da protensão nas vigas parcialmente revestidas. Para uma carga aplicada de aproximadamente 350 kN tem-se uma deformação igual a 0,0045 na mesa superior, enquanto para o caso da viga protendida tem-se uma deformação de aproximadamente 0,0015 para a mesma carga aplicada, ou seja, uma diferença de aproximadamente 67%. O mesmo ocorre para a mesa inferior do perfil, onde a deformação para o caso da viga sem protensão e com protensão são respectivamente iguais a 0,003 e 0,001 para a mesma carga de aproximadamente igual a 350 kN, ou seja, uma diferença de aproximadamente 67%.

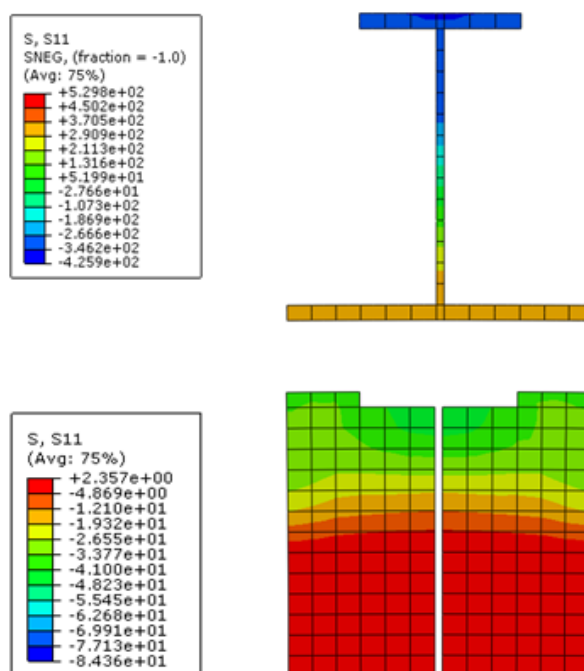
A Figura 7.15 e Figura 7.16 apresentam a distribuição de tensões na seção transversal da viga mista VMGRP, de forma separada, no perfil de aço e revestimento de concreto, para as situações de estágio inicial (com atuação da força de protensão e peso próprio da viga) e estágio final de carregamento.

Figura 7.15: Distribuição de tensões da viga VMGRP no estágio inicial – Unidade das tensões em MPa.



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 7.16: Distribuição de tensões da viga VMPPR no estágio final – Unidade das tensões em MPa.

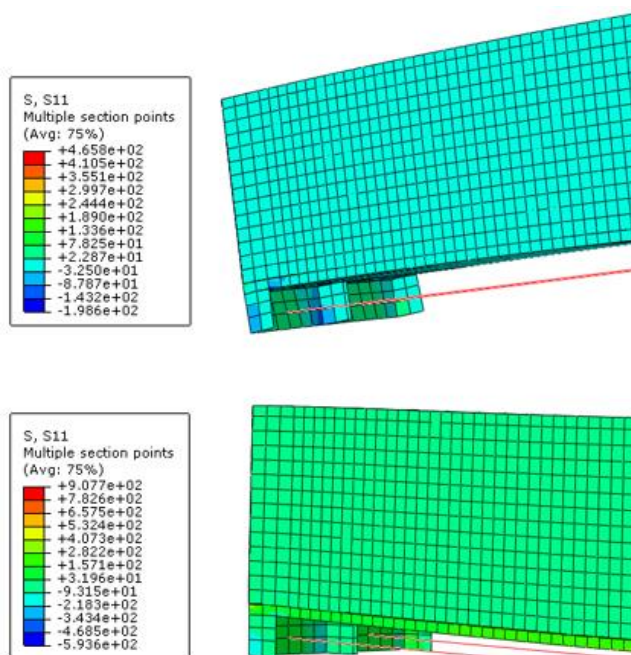


Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Na situação inicial, percebe-se a parte inferior do perfil e concreto comprimidos e a parte superior tracionadas, e na situação final percebe-se que ocorre uma inversão, onde a parte inferior está tracionada e a parte superior comprimida. Através da análise das seções, é possível ainda a identificação da posição da linha neutra para ambas as situações. Na situação inicial a linha neutra se encontra mais próxima da mesa superior da viga e conforme é aplicado o carregamento, a linha neutra se desloca para baixo, de modo que no final do carregamento ela está localizada aproximadamente na metade da viga mista.

Além de analisar as tensões no meio do vão da viga, a modelagem permite a verificação das tensões na região de ancoragem, como também foi realizado no estudo das vigas mistas convencionais protendidas. Analisando-se a Figura 7.17 é possível perceber uma grande concentração de esforços atuantes no local para duas situações ocorrentes: após a aplicação da força de protensão e peso próprio da viga e após a aplicação dos carregamentos externos.

Figura 7.17: Demonstração da concentração de tensões nas placas de ancoragem no ato da protensão e configuração final

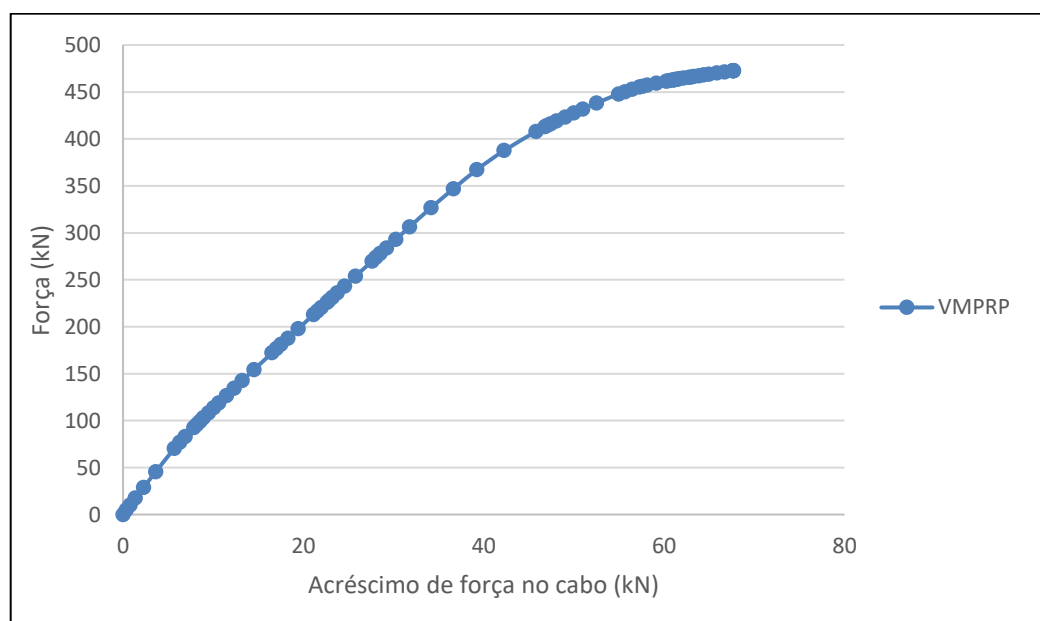


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

7.3.4 ACRÉSCIMO DE FORÇAS NO CABO

Como também ocorreu no caso das vigas mistas protendidas de tipologia convencional, os cabos que constituem as vigas mistas parcialmente revestidas sofreram um acréscimo de tensões devido a aplicação das cargas externas nas vigas. O gráfico apresentado na Figura 7.18 mostra esse acréscimo ocorrente na modelagem numérica.

Figura 7.18: Comportamento força aplicada x acréscimo da força de protensão na viga VMGRP



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

A força de protensão inicial aplicada em cada cabo foi igual a 69,75 kN. O acréscimo dessa força em relação à aplicada inicialmente foi de 67,70 kN, que representa um valor em porcentagem de 97,06%. Este valor é considerado significativo, o que requer uma certa atenção na verificação destes elementos em projetos. O gráfico não possui caráter comparativo devido a inexistência de estudos experimentais em vigas mistas parcialmente revestidas protendidas.

7.4 SÍNTESE

A modelagem numérica das vigas mistas parcialmente revestidas protendidas foi apresentada no presente capítulo. Esta tipologia de viga foi inicialmente modelada e calibrada sem a aplicação de protensão, devido a falta de estudos experimentais que abordam a protensão aplicada nessa modelagem de viga.

Este capítulo abordou primeiramente o modelo experimental utilizado para calibragem, que foi ensaiado por Cavalcanti (2010), apresentou a construção da geometria da malha, a discretização, os tipos de elementos finitos utilizados, as condições de contorno e a sequência de aplicação dos carregamentos.

Para reproduzir a geometria e os componentes investigados experimentalmente, o revestimento de concreto e o perfil de aço foram modelados com o elemento SÓLID C3D8R, os enrijecedores de borda e os desviadores com o elemento SHELL S4R, as armaduras passivas e ativas com o elemento TRUSS T3D2 e por fim os conectores de cisalhamento com o elemento BEAM B31.

O contato existente entre o perfil de aço e o revestimento de concreto foi estabelecido através de interações de contato, onde na direção normal foi definido o contato tipo hard e na direção tangencial foi definido por coeficientes de atrito, que foi um item que influenciou de maneira significativa nos resultados finais. Após a realização de testes com diversos valores de coeficientes de atrito, observou-se que o uso do comando frictionless, que desconsidera o atrito na interface, foi o que melhor representou as vigas mistas parcialmente revestidas aqui modeladas.

Após a aplicação da protensão no modelo, de forma clara foi perceptível a sua influência no comportamento estrutural da viga estudada, onde houveram redução nos deslocamentos, deformações e um aumento na capacidade resistente das vigas.

8. ESTUDO PARAMÉTRICO

Uma vez calibrados os modelos numéricos, o presente item discorre um estudo paramétrico das vigas mistas protendidas de tipologia convencional.

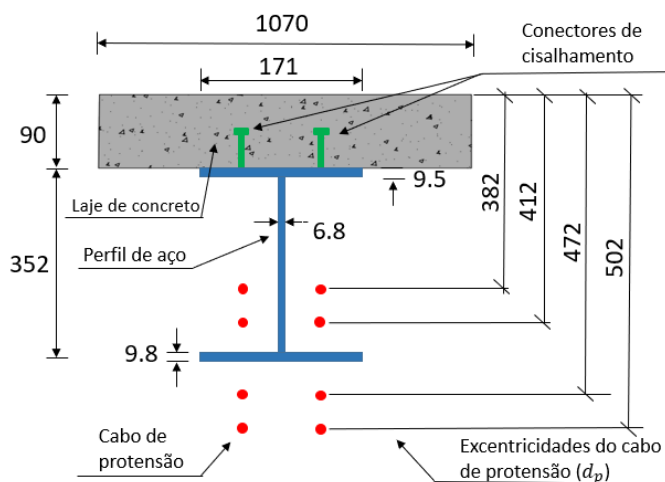
O principal objetivo deste estudo é a avaliação do comportamento estrutural das vigas formadas por uma seção mista de aço e concreto protendidas com aplicação da metodologia construtiva de pós-tração, com a variação dos seguintes parâmetros:

- Excentricidade dos cabos de protensão;
- Níveis de protensão;
- Traçado dos cabos;

As vigas modeladas para o estudo dos parâmetros são biapoiadas, de tipologia convencional (laje sob perfil de aço), onde o trabalho conjunto entre os diferentes materiais é garantido por conectores de cisalhamento. As vigas estudadas são submetidas a carregamentos distribuídos que correspondem ao peso próprio dos materiais que compõem a seção, submetidas a cargas externas concentradas e além disso ao esforço de protensão atuantes nas extremidades do perfil de aço.

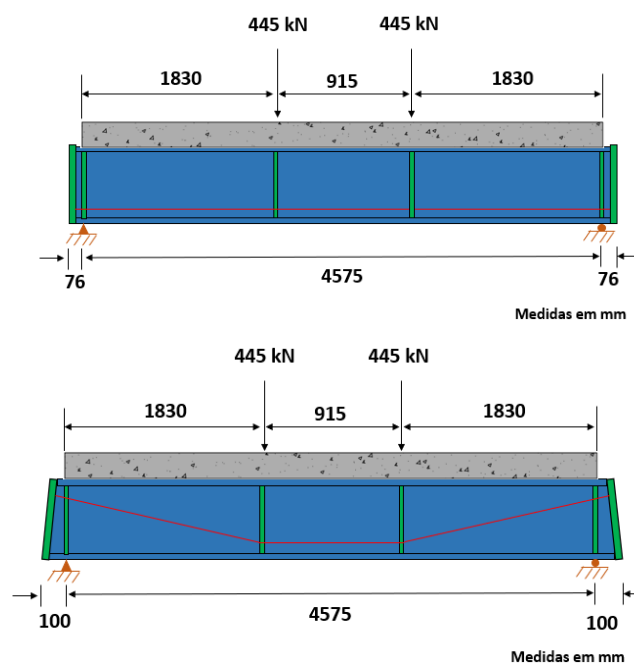
A viga adotada para realização do estudo paramétrico, suas dimensões e os diferentes traçados e excentricidades atribuídos para o cabo de protensão, são apresentadas na Figura 8.1 e Figura 8.2.

Figura 8.1: Seção transversal central com todas as excentricidades das vigas estudadas



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.2: Vista longitudinal das vigas modeladas



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

A Tabela 8.1 indica todas as vigas modeladas. Como é possível perceber, em cada uma das vigas foi alterada uma determinada variável, sendo no total 4 excentricidades, 3 níveis de força de protensão e 2 diferentes traçados de cabo, sendo retilíneo e poligonal.

Tabela 8.1: Detalhes dos modelos utilizados para estudo paramétrico

Amostra	Distância topo da laje ao cabo de protensão, d_p (mm)	Nível da força de protensão inicial, T_{pi} (kN)	Traçado do cabo de protensão
VMP-382_173	382	173,5	Retilíneo
VMP-382_86	382	86,75	Retilíneo
VMP-382_43	382	43,37	Retilíneo
VMP-412_173	412	173,5	Retilíneo
VMP-412_86	412	86,75	Retilíneo
VMP-412_43	412	43,37	Retilíneo
VMP-472_173	472	173,5	Retilíneo
VMP-472_86	472	86,75	Retilíneo
VMP-472_43	472	43,37	Retilíneo
VMP-502_173	502	173,5	Retilíneo
VMP-502_86	502	86,75	Retilíneo
VMP-502_43	502	43,37	Retilíneo
VMP_173_POL	412	173,5	Poligonal
VMP_86_POL	412	86,75	Poligonal
VMP_43_POL	412	43,37	Poligonal

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

As propriedades dos materiais adotadas são apresentadas na Tabela 8.2.

Tabela 8.2: Propriedades mecânicas dos materiais componentes das vigas mistas protendidas de tipologia convencional modeladas

	Viga	VMP
Perfil de aço	E (MPa)	215000
	f_y (MPa)	411.6
	f_u (MPa)	565.4
Laje de Concreto	E_{cs} (MPa)	32000
	f_{cm} (MPa)	40
	f_{ct} (MPa)	4
Armadura passiva	E (MPa)	200000
	f_{yk} (MPa)	500
Cabo de protensão	E (MPa)	200000
	f_y (MPa)	1620
	f_u (MPa)	2017
Conector de cisalhamento	E (MPa)	206000
	f_y (MPa)	345
	f_u (MPa)	415

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

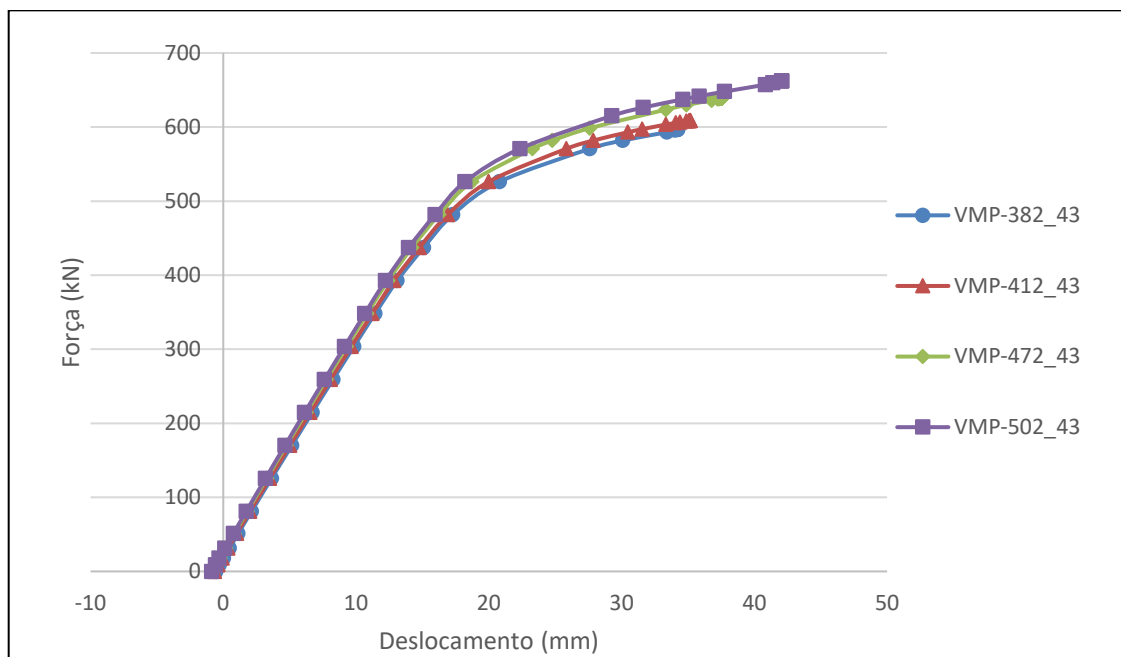
Todos os modelos foram submetidos aos mesmos carregamentos, que conforme já citado, são referentes ao peso próprio dos materiais e aos carregamentos externos. Para o caso do peso próprio dos materiais, o software requer do usuário somente a densidade dos materiais. Os valores das cargas externas adotados e das densidades dos materiais são apresentados a seguir:

- Densidade do aço: 7850 kg/m³
- Densidade do concreto armado: 2500 kg/m³
- Carga vertical externa máxima aplicada de forma incremental: 890 kN

8.1 EFEITO DA EXCENTRICIDADE DO CABO

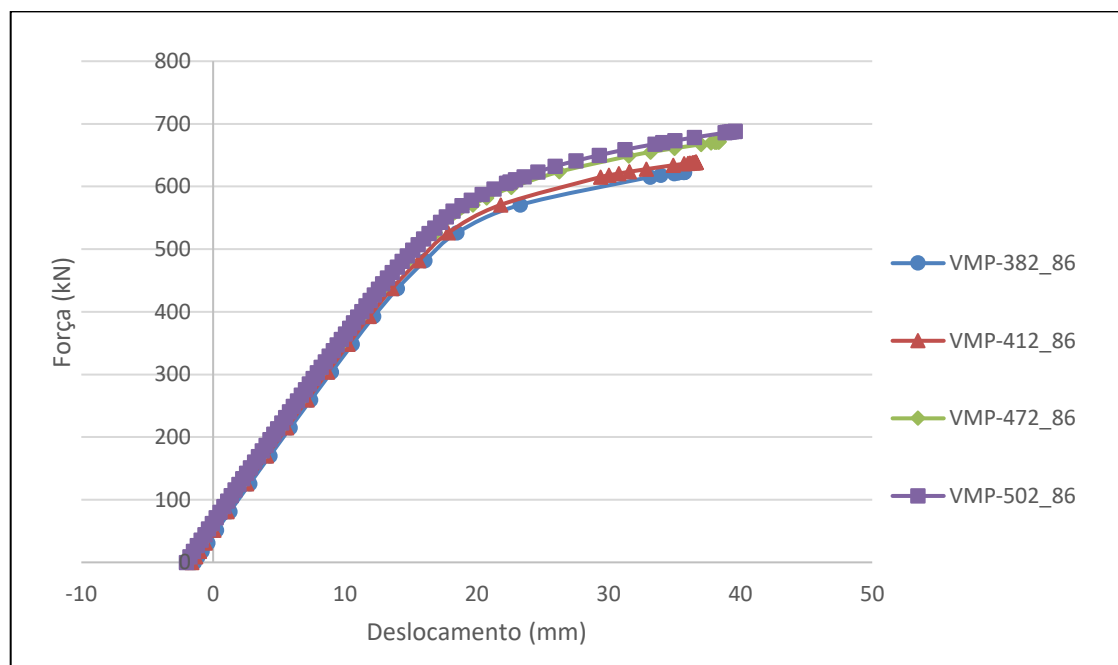
Neste item são apresentados os gráficos que representam o efeito da excentricidade do cabo de protensão no comportamento estrutural da viga mista protendida. Os gráficos apresentados na Figura 8.3, Figura 8.4 e Figura 8.5 relacionam a força aplicada na viga e o deslocamento no meio do vão, para todos os níveis de força aplicadas nos cabos, considerando somente as situações de cabos com traçado retilíneo. Cada um dos gráficos engloba vigas com a mesma força de protensão e mesmo traçado de cabo, sendo a excentricidade a única variação entre as vigas.

Figura 8.3: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 43 kN



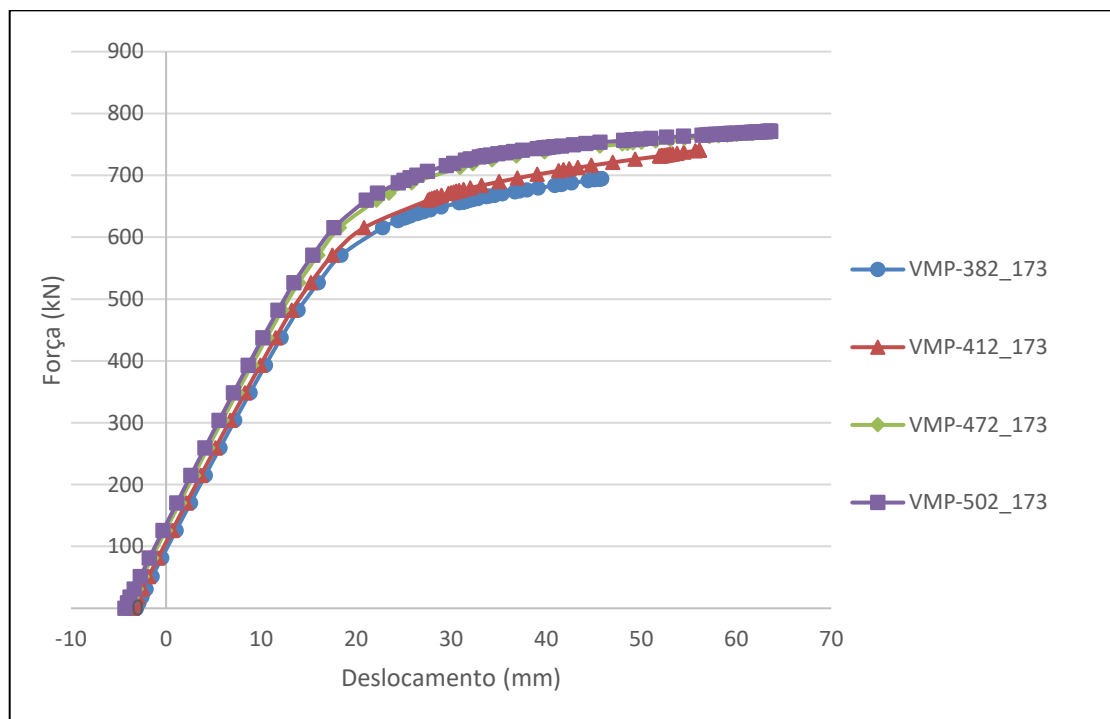
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.4: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 86,75 kN



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.5: Comportamento força x deslocamento para as vigas com nível de força de protensão igual a 173,50 kN



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Através da análise dos gráficos da Figura 8.3 a Figura 8.5, percebe-se de forma clara o efeito da excentricidade do cabo no comportamento da estrutura, de modo que, quanto maior a excentricidade do cabo de protensão, maior foi a capacidade de suporte e ductilidade das vigas mistas.

A Tabela 8.3 explana os valores de força última, momento último e deslocamento último, obtidos para cada situação estudada, em função da alteração da excentricidade do cabo.

Tabela 8.3: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas, no estudo do efeito da excentricidade

VIGA	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força última aplicada (kN)	Momento último resistente (kN.m)	Deslocamento final (mm)
VMP-382_43	43 kN	382	598.00	545.87	34.23
VMP-412_43		412	608.70	556.96	35.18
VMP-472_43		472	638.80	584.50	37.55
VMP-502_43		502	662.20	605.91	42.08
VMP-382_86	86 kN	382	622.82	569.88	35.76
VMP-412_86		412	638.82	584.52	36.65
VMP-472_86		472	671.51	614.43	38.38
VMP-502_86		502	688.36	629.85	39.59
VMP-382_173	173,5 kN	382	694.20	635.19	45.82
VMP-412_173		412	740.32	677.39	56.13
VMP-472_173		472	767.50	702.26	61.68
VMP-502_173		502	771.08	705.54	63.63

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Para efeitos comparativos, a Tabela 8.4 apresenta a força última aplicada e o momento último resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas.

Tabela 8.4: Força última e momento resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas, no estudo do efeito da excentricidade

VIGA	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força última aplicada (kN)	Momento último resistente (kN.m)	Deslocamento final (mm)
VMP-382_43	43 kN	382	581.84	532.38	30.00
VMP-412_43		412	592.96	542.56	30.00
VMP-472_43		472	598.53	547.65	30.00
VMP-502_43		502	615.21	562.92	30.00
VMP-382_86	86 kN	382	615.21	562.92	30.00
VMP-412_86		412	620.78	568.01	30.00
VMP-472_86		472	648.59	593.46	30.00
VMP-502_86		502	658.88	602.88	30.00
VMP-382_173	173,5 kN	382	655.35	599.65	30.00
VMP-412_173		412	675.18	617.79	30.00
VMP-472_173		472	712.56	651.99	30.00
VMP-502_173		502	719.21	658.08	30.00

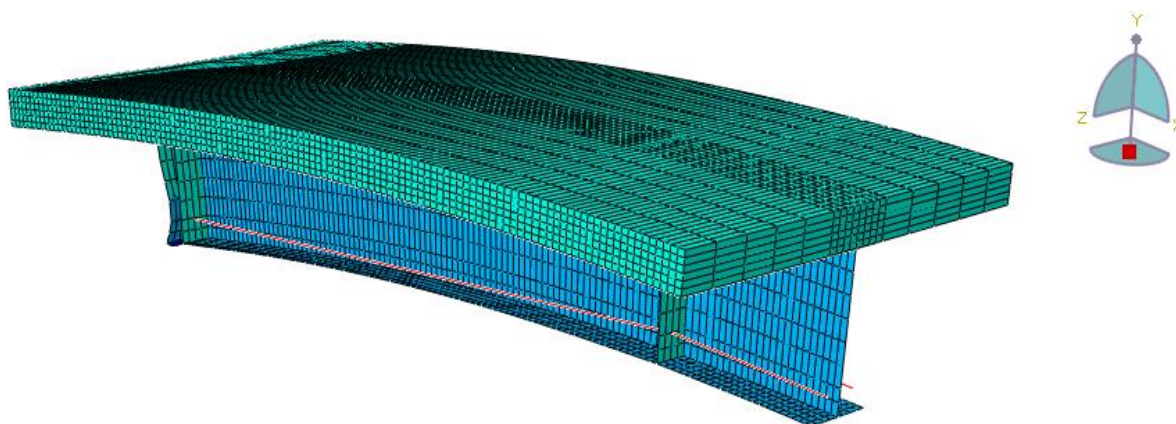
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise da Tabela 8.3 e Tabela 8.4, é claramente visível o acréscimo de resistência obtido com o aumento da excentricidade do cabo de protensão. Para os casos de força de protensão analisados, a amplificação da excentricidade em 120 mm resultou em um ganho de 5 a 10% na resistência última da viga mista.

Em contrapartida, é válido salientar neste item a importância de se fazer um criterioso estudo antes de adotar a excentricidade do cabo em um projeto, conforme é apresentado no item 4.5 do presente trabalho, pois dependendo da compacidade do perfil adotado, poderão ocorrer instabilidades, principalmente na mesa inferior do perfil, ou até mesmo a plastificação da mesa comprimida. Além disso, é necessário também se atentar as tensões atuantes na fibra superior do concreto, que no ato da protensão estarão sujeitas a esforços de tração.

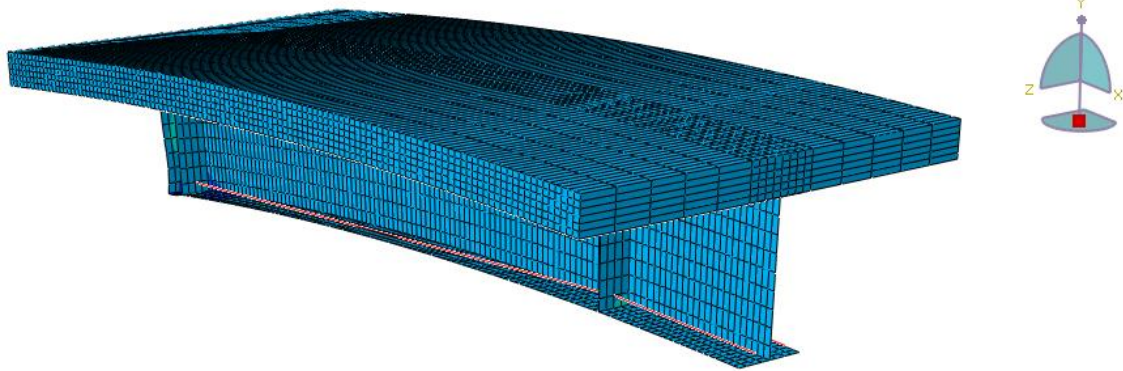
A Figura 8.6, Figura 8.7, Figura 8.8 e Figura 8.9 apresentadas, representam a situação das vigas mistas no ato da protensão, onde atuam somente o peso próprio da viga e a força de protensão. Cada uma das figuras representa uma das excentricidades estudadas, conforme é possível deduzir.

Figura 8.6: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 382 mm no ato da protensão: VMP-382_43; VMP-382_86 e VMP-382_173



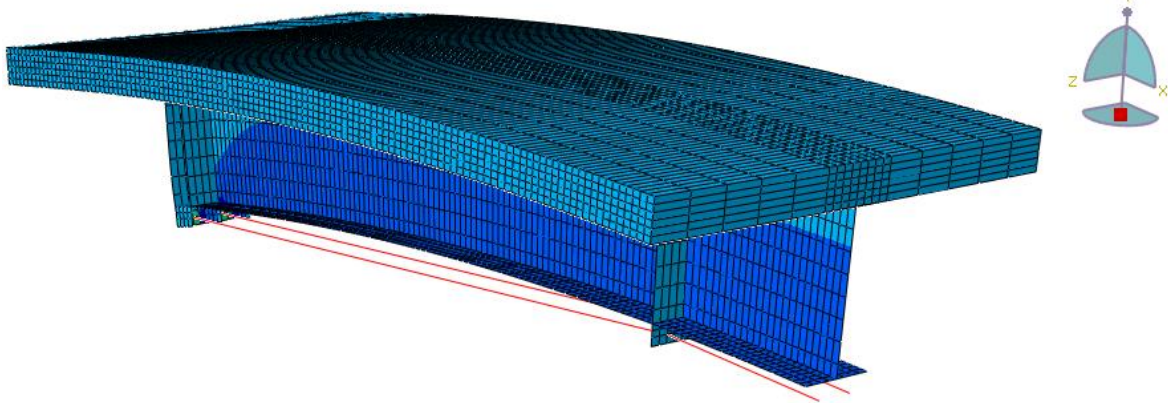
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.7: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 412 mm no ato da protensão: VMP-412_43; VMP-412_86 e VMP-412_173



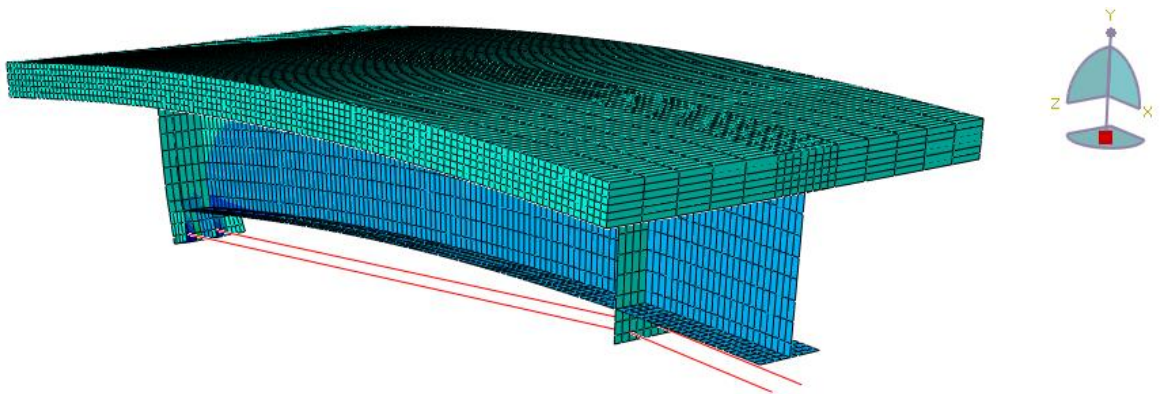
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.8: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 472 mm no ato da protensão: VMP-472_43; VMP-472_86 e VMP-472_173



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.9: Vigas mistas protendidas com excentricidade igual a 502 mm no ato da protensão: VMP-502_43; VMP-502_86 e VMP-502_173



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

A Tabela 8.5 apresenta as tensões normais atuantes na seção central da viga mista, na mesa inferior do perfil e na fibra superior da laje de concreto, no ato da protensão, no qual é possível se atentar a variação de tensões ocorrentes conforme é alterada a excentricidade de locação do cabo de protensão, para todos os casos de força de protensão inicialmente aplicadas.

Tabela 8.5: Tensões normais atuantes na mesa inferior e fibra superior da laje de concreto na seção central da viga mista

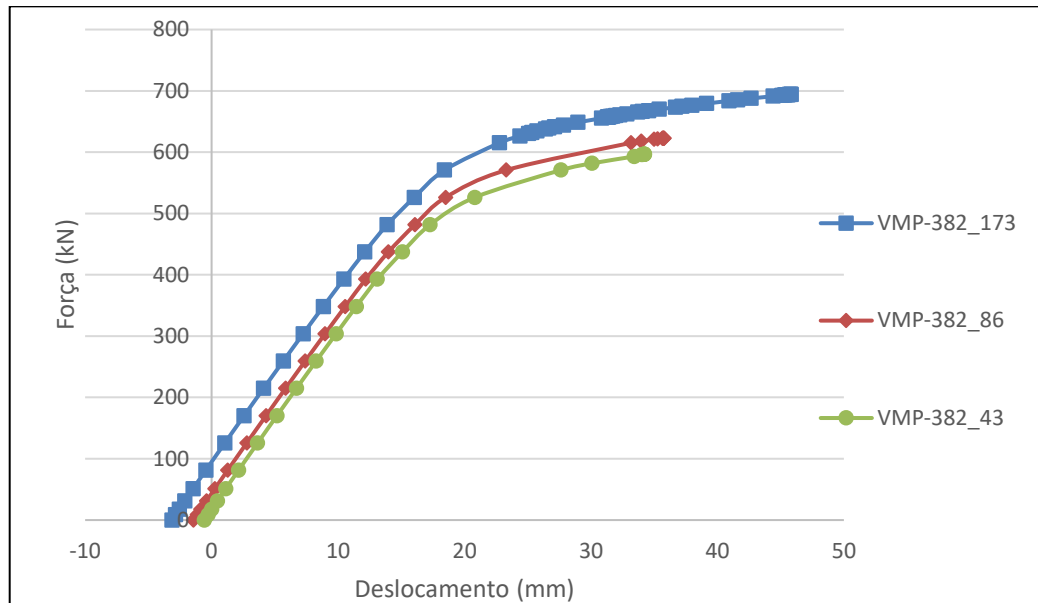
VIGA	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Tensão na mesa inferior do perfil no ato da protensão (MPa)	Tensão na fibra superior do concreto, no ato da protensão (MPa)
VMP-382_43	43 kN	382	18.33	0.10
VMP-412_43		412	20.66	0.21
VMP-472_43		472	24.38	0.40
VMP-502_43		502	25.80	0.48
VMP-382_86	86 kN	382	44.49	0.54
VMP-412_86		412	49.12	0.75
VMP-472_86		472	56.50	1.14
VMP-502_86		502	59.28	1.31
VMP-382_173	173,5 kN	382	96.26	1.45
VMP-412_173		412	105.51	1.85
VMP-472_173		472	120.14	2.63
VMP-502_173		502	125.60	2.96

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

8.2 EFEITO DA FORÇA DE PROTENSÃO

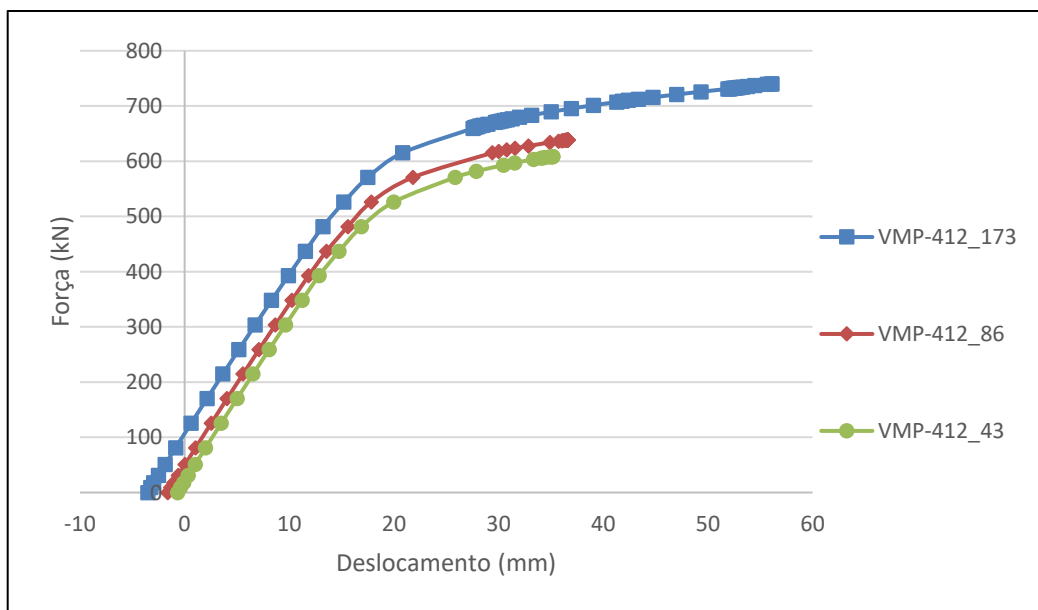
Neste item são explanados os efeitos da variação da força de protensão no comportamento das vigas mistas. Os gráficos apresentados na Figura 8.10, Figura 8.11, Figura 8.12 e Figura 8.13 expõem de forma clara tais efeitos. Estes relacionam a força aplicada e o deslocamento no meio do vão para as diferentes excentricidades dos cabos de protensão.

Figura 8.10: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 382 mm



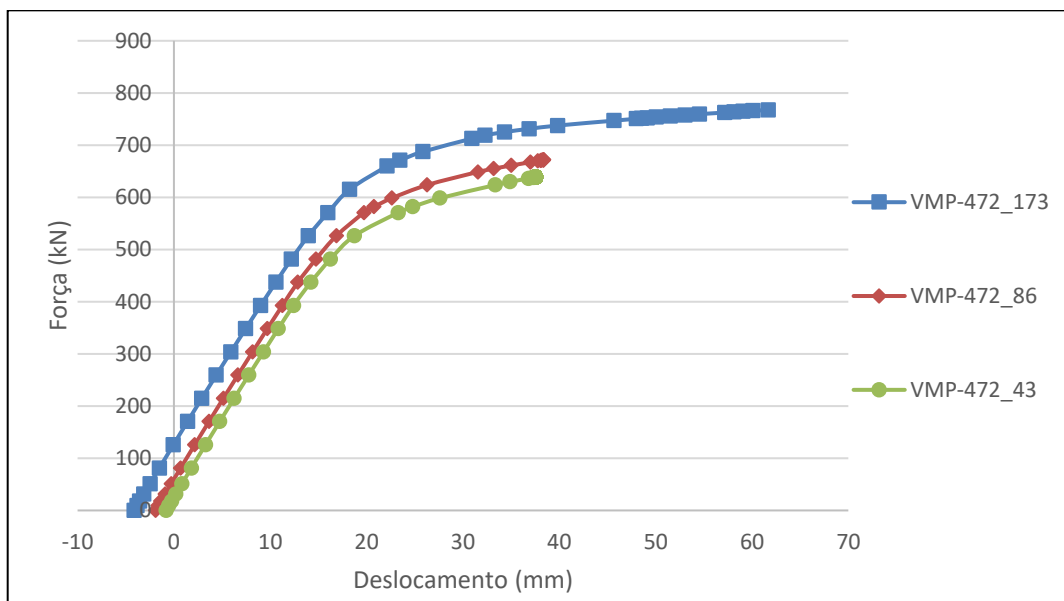
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.11: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 412 mm



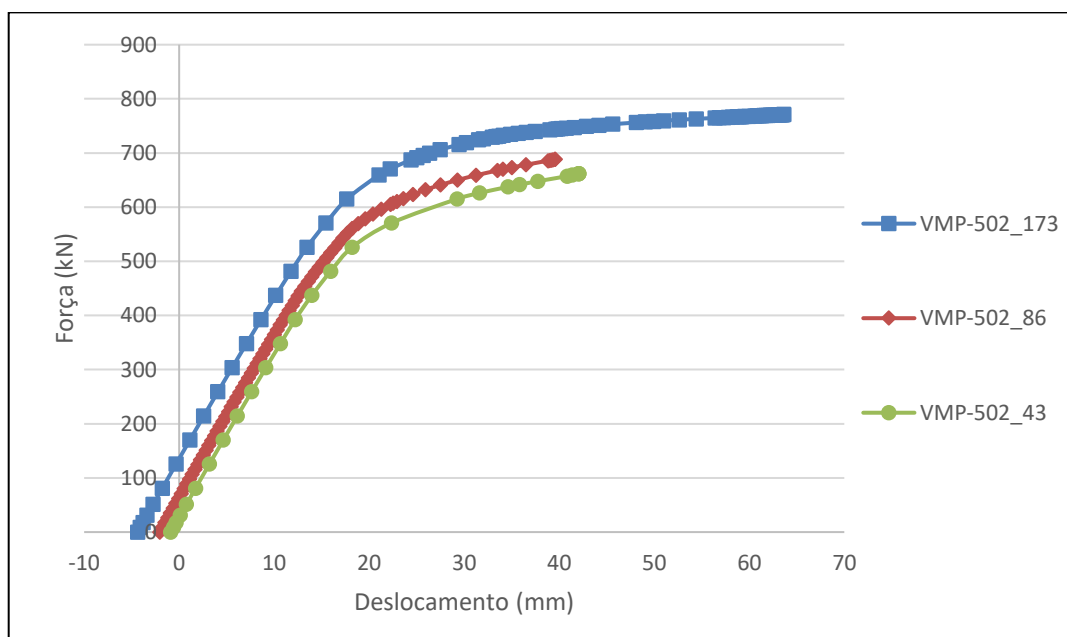
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.12: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 472 mm



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.13: Comportamento força x deslocamento para as vigas com excentricidade igual a 502 mm



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Através da análise dos gráficos da Figura 8.10 a Figura 8.13, é possível perceber diversas diferenças que a força de protensão pode gerar. Inicialmente é visível o aumento de resistência e ductilidade causados pela elevação da força de protensão, para todos os valores de excentricidade utilizados. A redução de deslocamentos foi clara, bastando apenas a comparação dos deslocamentos para uma mesma carga aplicada na viga. É visível ainda que

quanto maior a força aplicada nos cabos, maior foi a contra flecha da viga mista no ato da protensão.

A Tabela 8.6 explana os valores de força última, momento último e deslocamento último, obtidos para cada situação estudada, em função da alteração da excentricidade do cabo.

Tabela 8.6: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas, no estudo do efeito da força de protensão

VIGA	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Força última aplicada (kN)	Momento último resistente (kN.m)	Deslocamento final (mm)
VMP-382_173	382	173.5	694.20	635.19	45.82
VMP-382_86		86	622.82	569.88	35.76
VMP-382_43		43	596.58	545.87	34.23
VMP-412_173	412	173.5	740.32	677.39	56.13
VMP-412_86		86	638.82	584.52	36.65
VMP-412_43		43	608.70	556.96	35.18
VMP-472_173	472	173.5	767.50	702.26	61.68
VMP-472_86		86	671.51	614.43	38.38
VMP-472_43		43	638.80	584.50	37.55
VMP-502_173	502	173.5	771.08	705.54	63.63
VMP-502_86		86	688.36	629.85	39.59
VMP-502_43		43	662.20	605.91	42.08

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Para efeitos comparativos, a Tabela 8.7 apresenta a força última aplicada e o momento último resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas.

A Tabela 8.6 e Tabela 8.7 deixa clara a ideia de quanto maior a força de protensão aplicada, maior a capacidade de suporte da viga mista. Para todas as excentricidades adotadas, um acréscimo de força de protensão de 130,5 kN gerou um acréscimo de resistência situado entre 11 a 15%, aproximadamente.

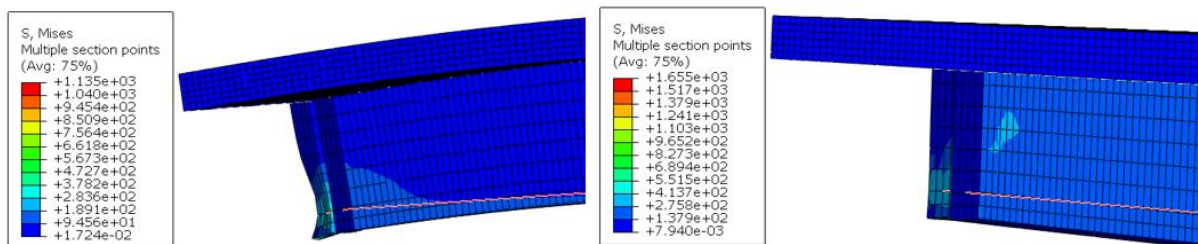
Tabela 8.7: Força última e momento resistente para um mesmo deslocamento no meio do vão das vigas, no estudo do efeito da força de protensão

VIGA	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Força última aplicada (kN)	Momento último resistente (kN.m)	Deslocamento final (mm)
VMP-382_173	382	173.5	655.35	599.65	30.00
VMP-382_86		86	615.21	562.92	30.00
VMP-382_43		43	581.84	532.38	30.00
VMP-412_173	412	173.5	675.18	617.79	30.00
VMP-412_86		86	620.78	568.01	30.00
VMP-412_43		43	592.96	542.56	30.00
VMP-472_173	472	173.5	712.56	651.99	30.00
VMP-472_86		86	648.59	593.46	30.00
VMP-472_43		43	598.53	547.65	30.00
VMP-502_173	502	173.5	719.21	658.08	30.00
VMP-502_86		86	658.88	602.88	30.00
VMP-502_43		43	615.21	562.92	30.00

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

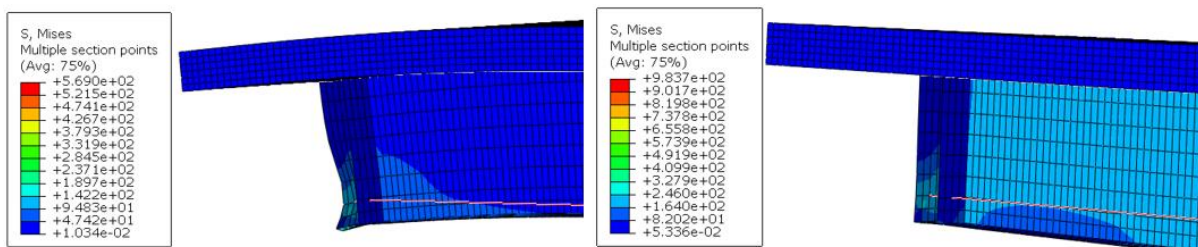
Em contrapartida, como também deve ser realizado para determinação da excentricidade do cabo, é necessária uma verificação antes de adotar a força de protensão a ser aplicada. Além da força de protensão influenciar nas tensões na mesa inferior no ato da protensão, conforme é possível perceber através da Tabela 8.5, maior será também a concentração de tensões nos enrijecedores de borda da viga mista. Da Figura 8.14 até a Figura 8.25 são mostradas a distribuição de tensões de von Mises para todas as vigas modeladas com ênfase na região da ancoragem e ao observa-las é claramente perceptível a existência dessa concentração de tensões.

Figura 8.14: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



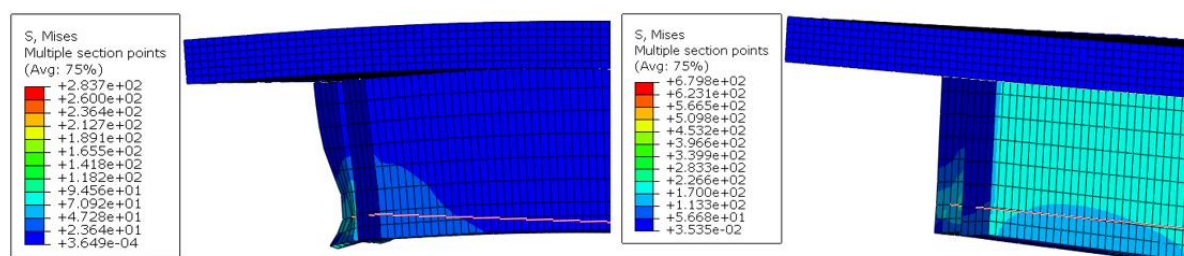
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.15: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



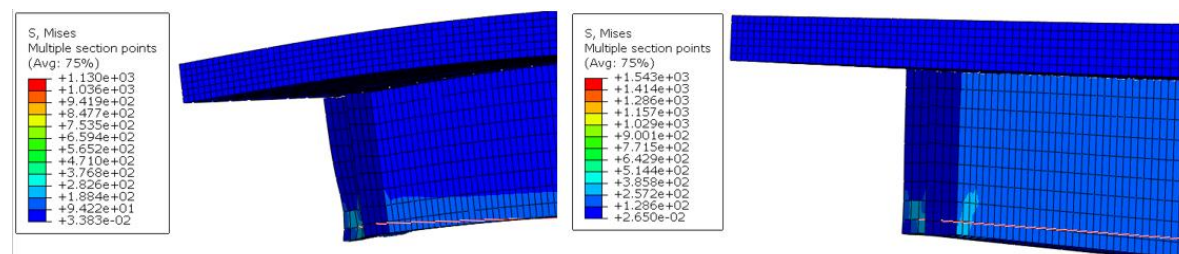
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.16: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-382_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



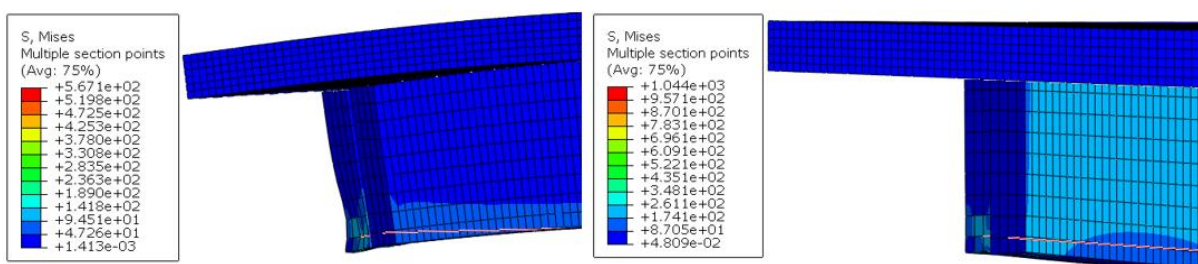
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.17: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



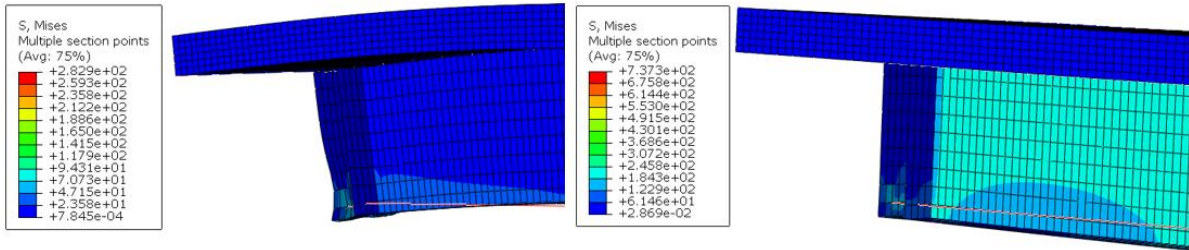
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.18: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



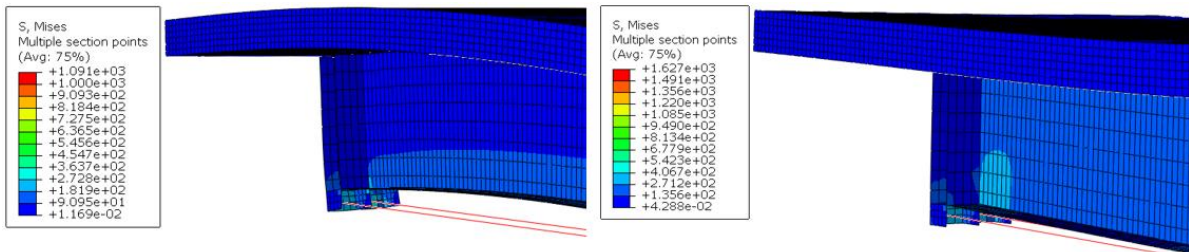
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.19: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-412_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



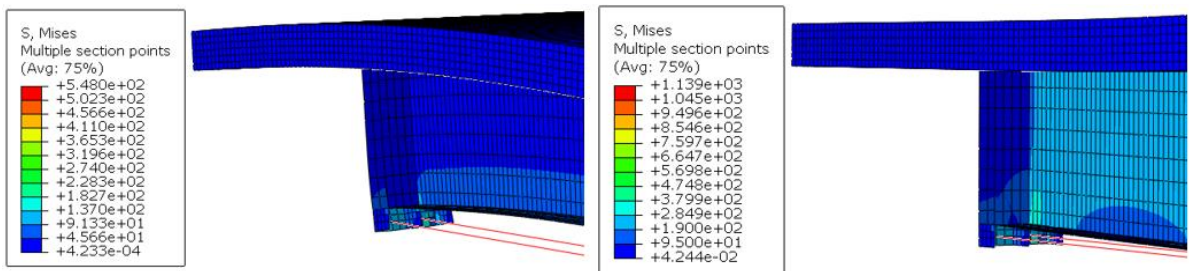
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.20: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



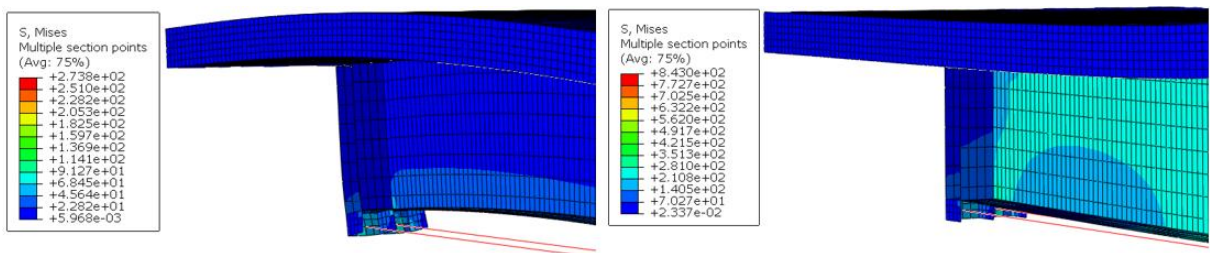
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.21: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



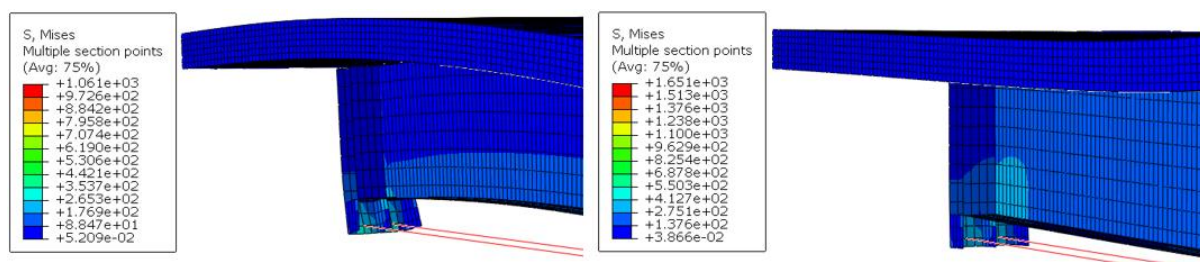
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.22: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-472_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



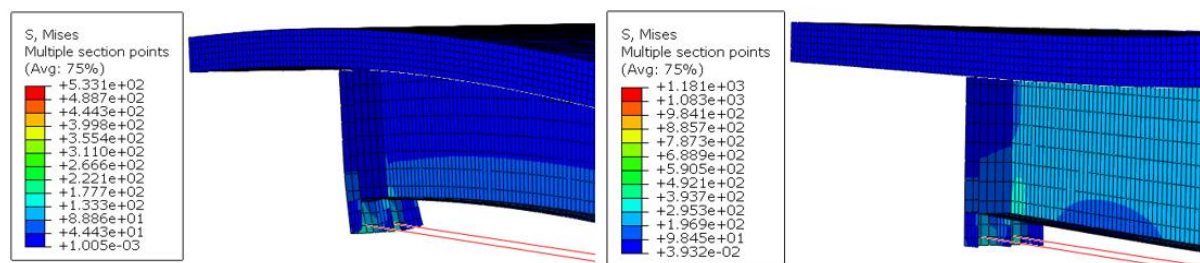
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.23: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_43 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



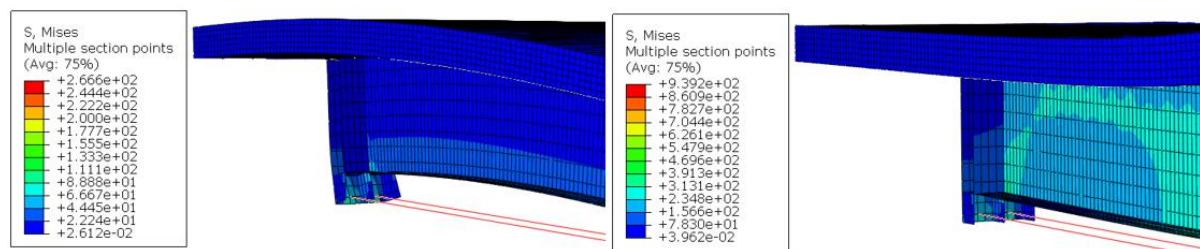
Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.24: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_86 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Figura 8.25: Tensões de von Mises (MPa) do modelo VMP-502_173 com ênfase na região da ancoragem dos cabos: (a) ato da protensão; (b) situação final;



Fonte: Adaptado do ABAQUS® (2014)

Na Tabela 8.8 apresenta-se o valor exato dessas tensões atuantes nos pontos de ancoragem de todas as vigas modeladas, para as duas situações ocorrentes: ato da protensão e situação final de carregamento.

Tabela 8.8: Tensões de von Mises atuantes na região de ancoragem das vigas modeladas

VIGA	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Tensão de von Mises no ato da protensão	Tensão de von Mises na situação final de carregamento
VMP-382_173	382	173.5	314.84	411.60
VMP-382_86		86	157.60	268.33
VMP-382_43		43	78.53	184.12
VMP-412_173	412	173.5	270.33	351.02
VMP-412_86		86	135.57	245.78
VMP-412_43		43	67.60	172.56
VMP-472_173	472	173.5	331.32	411.60
VMP-472_86		86	167.04	338.67
VMP-472_43		43	83.44	254.59
VMP-502_173	502	173.5	351.89	411.60
VMP-502_86		86	184.42	376.99
VMP-502_43		43	92.21	323.90

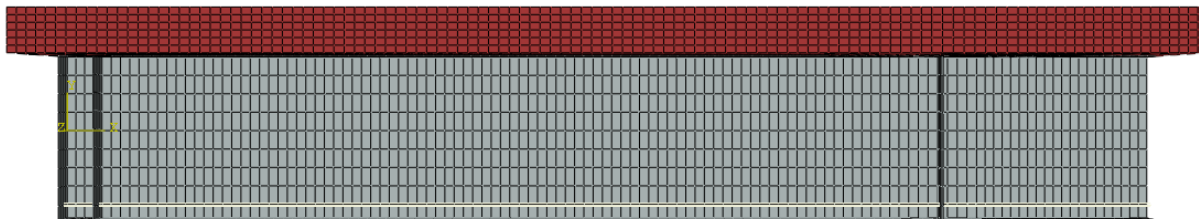
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com base na análise das tensões de von Mises atuantes nos pontos de ancoragem que são apresentadas na Tabela 8.8, percebe-se a grande importância da verificação para se determinar a força de protensão que será aplicada na viga mista protendida. Quanto maior a força de protensão aplicada, maior o valor das tensões atuantes nas bordas e há casos em que essa tensão atinge a tensão de escoamento do aço do perfil, que é 411,6 MPa.

8.3 EFEITO DO TRAÇADO DO CABO DE PROTENSÃO

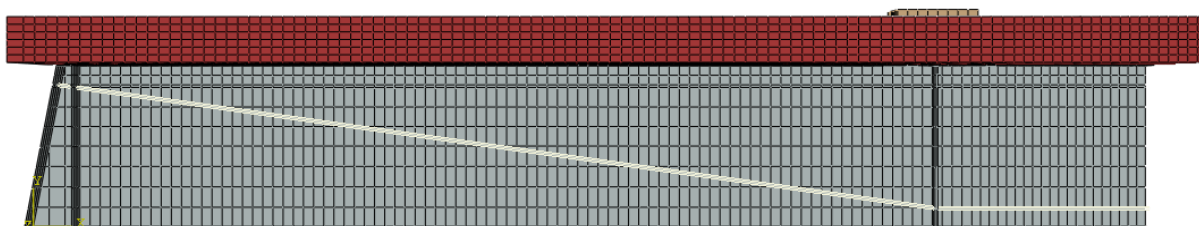
Neste item foram comparadas as vigas com traçados poligonais e retilíneos. Foram realizadas três simulações de vigas com traçados poligonais, que são VMP_173_POL, VMP_86_POL e VMP_43_POL, sendo estas comparadas com semelhantes vigas possuintes de traçados retilíneos, que são VMP-412_173, VMP-412_86 e VMP-412_43. A Figura 8.26 e Figura 8.27 ilustram cada um dos modelos representativos utilizados.

Figura 8.26: Modelo representativo das vigas VMP-412_173, VMP-412_86 e VMP-412_43



Fonte: Adaptado do Abaqus® (2014)

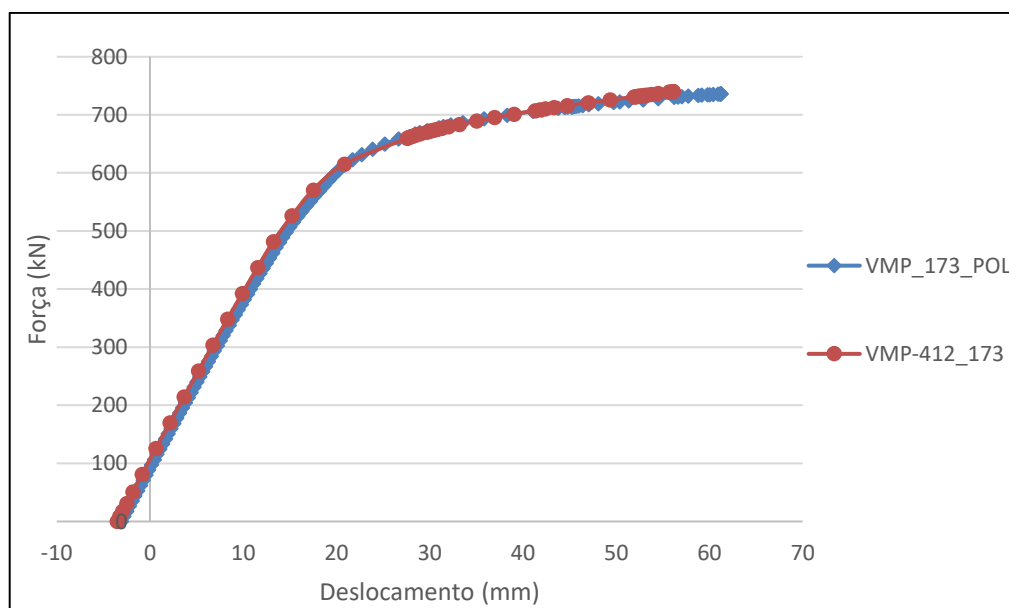
Figura 8.27: Modelo representativo das vigas VMP_173_POL, VMP_86_POL e VMP_43_POL



Fonte: Adaptado do Abaqus® (2014)

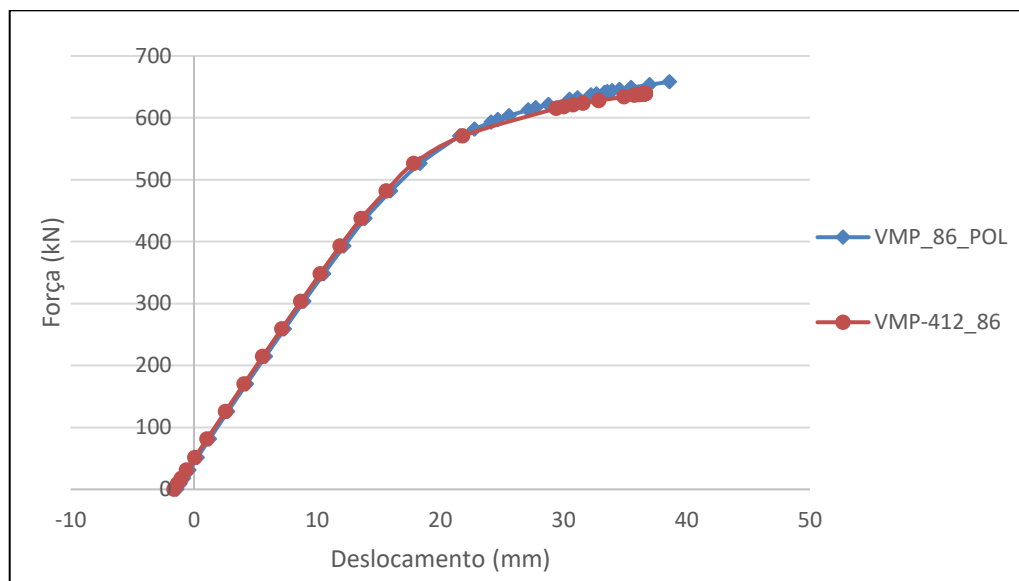
A Figura 8.28, Figura 8.29 e Figura 8.30, apresentam os gráficos que relacionam a força aplicada e o deslocamento no meio dos vãos das vigas.

Figura 8.28: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_173_POL e VMP-412_173



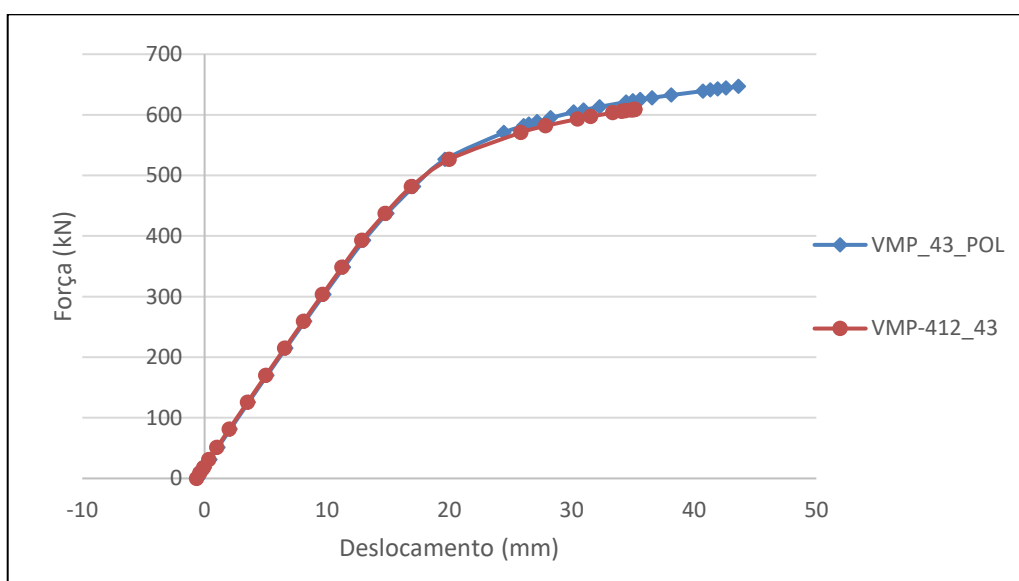
Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.29: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_86_POL e VMP-412_86



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Figura 8.30: Comportamento força aplicada x deslocamento no meio do vão das vigas VMP_43_POL e VMP-412_43



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise dos gráficos da Figura 8.28 a Figura 8.30, nota-se, de um modo geral, um comportamento muito semelhante entre as vigas com os diferentes traçados. Entretanto, é possível perceber que em todas as situações as vigas com cabos de configuração poligonal apresentaram uma maior ductilidade e conseqüentemente, na maior parte dos casos, uma pequena porcentagem a mais de resistência última. A Tabela 8.9 apresenta os valores de resistência e deslocamento último de ambas as vigas.

Tabela 8.9: Força última, momento resistente e deslocamento final das vigas descritas

VIGA	Força última aplicada (kN)	Momento último resistente (kN.m)	Deslocamento final (mm)
VMP-412_173	740.31	677.38	56.13
VMP_173_POL	736.10	673.53	61.21
VMP-412_86	638.76	584.47	36.63
VMP_86_POL	658.25	602.30	38.61
VMP-412_43	608.69	556.95	35.18
VMP_43_POL	646.74	591.77	43.64

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Observa-se através da Tabela 8.9 que as vigas apresentadas no gráfico da Figura 8.28 atingiram praticamente o mesmo patamar de momento último, onde a viga VMP-412_173 é 0,57% mais resistente. Já das vigas comparadas na Figura 8.29, a mais resistente foi a de traçado poligonal, chegando a uma porcentagem de 2,96% maior em relação a de traçado retilíneo, VMP-412_86. Por fim, as vigas comparadas na Figura 8.30 teve como a mais resistente novamente a de traçado poligonal VMP_43_POL, com uma resistência de 5,88% maior em relação à de traçado retilíneo VMP-412_43.

No que se refere a resistência última e deslocamento último, nota-se que as vigas com ambos os traçados atingiram valores bem próximos, apesar da maior ductilidade percebida para as vigas com traçados poligonais.

Conforme citado no item 3.4.5 do presente trabalho, uma das vantagens da utilização do traçado poligonal é que o esforço de protensão estará atuando maiormente nos locais onde atuam os maiores esforços, que no caso do estudo, entre as cargas concentradas, passando pelo meio do vão, não provocando assim a atuação de acréscimo de tensões devido a protensão nos locais onde não existe necessidade, ou seja, próximos ao apoio. O traçado acompanha de forma aproximada o diagrama de momento fletor atuante na viga.

Como forma de avaliar isto, a Tabela 8.10 apresenta as tensões normais atuantes na direção x da mesa inferior próximo ao apoio e no meio do vão, no ato da protensão.

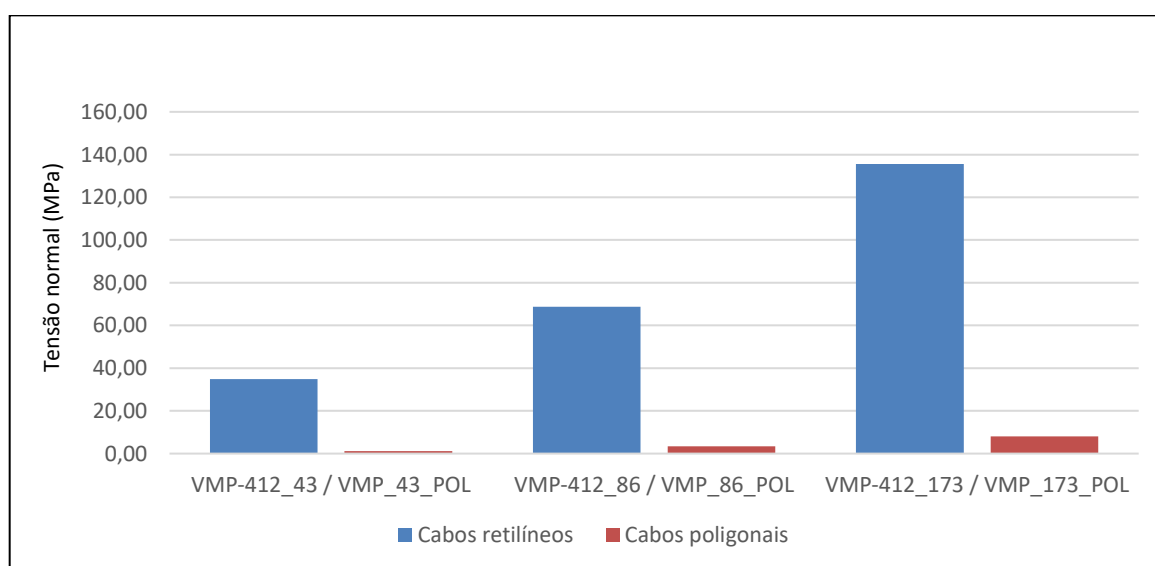
Tabela 8.10: Tensões normais atuantes na direção x da mesa inferior no ato da protensão

VIGA	Traçado do cabo do protensão	Excentricidade do cabo de protensão (mm)	Força de protensão inicial, por cabo (kN)	Tensão normal na direção x da seção de apoio da mesa inferior (MPa)	Tensão normal na direção x da seção central da mesa inferior (MPa)
VMP-412_43	Retilíneo	412	43	34.89	20.66
VMP_43_POL	Poligonal		43	1.16	20.24
VMP-412_86	Retilíneo		86	68.67	49.12
VMP_86_POL	Poligonal	412	86	3.43	48.02
VMP-412_173	Retilíneo		173.5	135.62	105.51
VMP_173_POL	Poligonal		173.5	8.11	102.97

Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Com a análise da Tabela 8.10, nota-se a grande diferença de tensões normais atuantes próximo ao apoio na mesa inferior do perfil, no ato da protensão, ao alterar-se o traçado do cabo. Ao analisar-se as vigas VMP-412_173 e VMP_173_POL por exemplo, que são vigas semelhantes exceto no traçado do cabo, percebe-se que para uma mesma força de protensão aplicada, a diferença de tensões normais de compressão atuantes na mesa inferior próximo ao apoio no ato da protensão chega a 94 %. Para todas as vigas modeladas a diferença de tensões é considerável, conforme é visível através do gráfico apresentado na Figura 8.31.

Figura 8.31: Tensões normais na direção longitudinal atuantes próximas ao apoio no ato da protensão

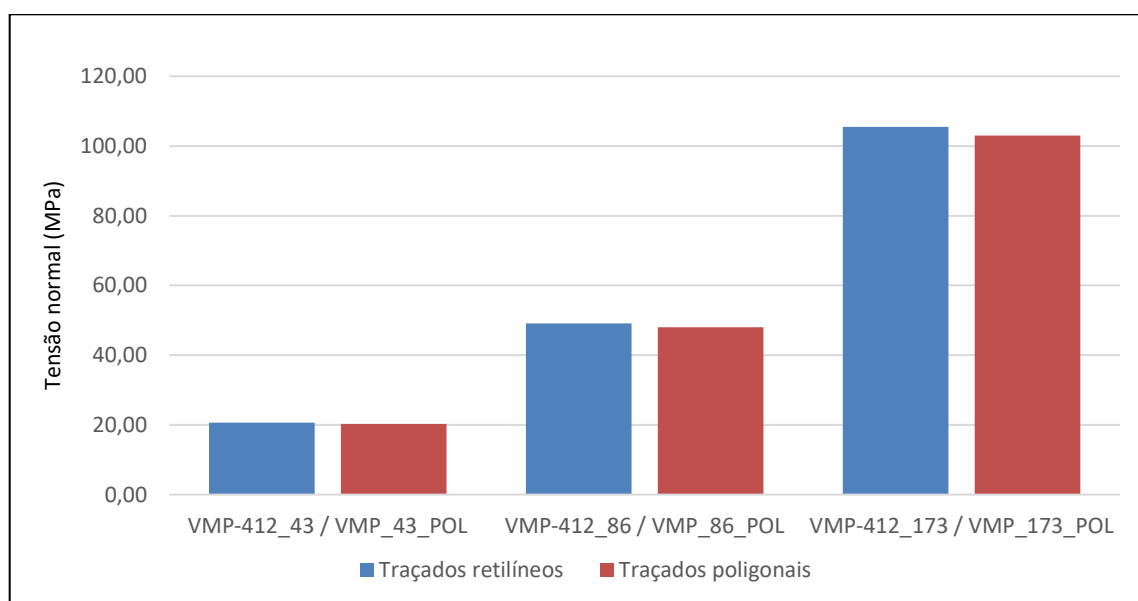


Fonte: Produção do próprio autor (2018)

Um outro ponto importante que merece destaque é a semelhança nos valores das tensões atuantes na mesa inferior do perfil no meio do vão, que é o ponto da viga onde

maiormente é necessário o esforço de protensão, conforme é possível notar através da Tabela 8.10 e do gráfico apresentado na Figura 8.32. Com isso, é possível afirmar que o traçado poligonal, além de reduzir as tensões próximas ao apoio, onde o momento fletor atuante possui pequeno valor, produz tensões favoráveis na região do meio do vão, da mesma forma que ocorre com vigas onde o traçado do cabo é retilíneo.

Figura 8.32: Tensões normais na direção longitudinal atuantes no centro do vão no ato da protensão



Fonte: Produção do próprio autor (2018)

No que se refere as tensões de von Mises atuantes nos pontos de ancoragem no ato da protensão, os valores nas vigas com cabo poligonal foram semelhantes aos casos da viga com cabo retilíneo.

Como pode ser visto através de algumas comparações abordadas por este item, é necessário um cauteloso estudo antes de se adotar o traçado a ser utilizado em um projeto de vigas mistas protendidas, pois há diferenças no que se refere a distribuições de tensões, resistências últimas, ductilidade e processo construtivo. Nota-se que a configuração de cabo poligonal possui grandes vantagens por possuir um traçado que acompanha o diagrama de momentos fletores dos esforços atuantes na viga. Em contrapartida, deve-se sempre levar em conta a etapa de execução das vigas mistas protendidas, que é realizada mais facilmente nas vigas com traçado retilíneo.

Ayyub Sohn e Saadatmanesh (1990), que realizaram um estudo experimental incluindo vigas mistas protendidas com os dois diferentes traçados, alegaram que o comportamento geral das vigas foi bem semelhante. Eles ressaltaram que houve maior ductilidade na viga com traçado poligonal, conforme ocorreu no estudo numérico deste

trabalho e afirmaram ainda uma maior resistência ao cisalhamento obtida. No entanto, os autores concluíram que embora o traçado poligonal forneça diversas vantagens, as vigas mistas com traçado retilíneo são mais indicadas por apresentar eficiência estrutural, maior facilidade e menor custo na execução e manutenção.

8.4 SÍNTESE

O estudo paramétrico realizado para as vigas mistas protendidas de tipologia convencional permitiu a verificação da influência: da excentricidade do cabo, da variação da força de protensão e do traçado do cabo no comportamento estrutural das vigas mistas protendidas.

Com a análise dos modelos realizados, verificou-se que quanto maior o valor da excentricidade do cabo de protensão, maior também foi a capacidade resistente e ductilidade das vigas mistas protendidas. No entanto, vale ressaltar que esse valor de excentricidade deve ser limitado, evitando assim possíveis instabilidades ou até mesmo a plastificação do perfil de aço no ato da protensão.

Da mesma maneira que ocorreu com a excentricidade, quanto maior a força de protensão aplicada no cabo, maior também foi a capacidade resistente das vigas mistas modeladas. Entretanto, recomenda-se um criterioso estudo para adoção desse valor, devido às instabilidades ou plastificação que o perfil está sujeito, sobretudo na região da ancoragem dos cabos, local que há uma grande concentração de tensões, conforme é visível nos modelos numéricos.

No que se refere aos traçados dos cabos, houve um comportamento muito semelhante entre o retilíneo e poligonal. A capacidade resistente e o deslocamento último atingiram valores bastante próximos. Uma das vantagens da utilização do traçado poligonal está ligado ao fato do mesmo acompanhar de forma aproximada o diagrama de momento fletor atuante na viga e evitar assim a atuação de altas tensões na região próxima ao apoio da viga, conforme é apresentado no decorrer do capítulo. No entanto, diversos autores indicam a utilização do traçado retilíneo, por apresentar maiores facilidades na construção, manutenção e apresentar menores custos.

9. CONCLUSÃO

O objetivo geral do presente trabalho foi o desenvolvimento de uma estratégia de modelagem numérica via método dos elementos finitos através do software ABAQUS®, que representasse de forma satisfatória o comportamento estrutural das vigas mistas de aço e concreto protendidas. O trabalho abordou duas tipologias de vigas, sendo: viga mista de aço e concreto de tipologia convencional e viga mista de aço e concreto parcialmente revestidas.

Foram simulados um total de doze modelos das vigas mistas de tipologia convencional referentes a três vigas ensaiadas experimentalmente. Para cada experimento foram realizadas quatro simulações numéricas, que foram divididas em: protendidas e não protendidas, para fins de comparação e foi realizado também uma alteração na estratégia de modelagem da interface entre os materiais.

Diversas são as formas de modelagem da interface aço/concreto em estruturas mistas, conforme é possível perceber em diversos trabalhos presentes na literatura. Com base nisso, a vinculação entre os diferentes materiais para o caso das vigas mistas de tipologia convencional foi estabelecida de duas maneiras, sendo ora representada pela restrição tipo TIE, conforme realizado por Kirchhof (2004) e ora através da modelagem dos conectores de cisalhamento, conforme realizado por Gil, Goñi e Bayo (2012), sendo nesta última estratégia, necessária a utilização de interações de contato, onde foi realizada a atribuição de propriedades na superfície dos materiais.

Com a análise dos gráficos que relacionam força aplicada e deslocamento no meio do vão, notou-se que para ambas as estratégias de modelagem da interface os resultados foram satisfatórios, sobretudo para o caso onde a vinculação foi estabelecida através da modelagem dos conectores de cisalhamento, pois os modelos se mostraram menos rígidos e com maior proximidade dos resultados experimentais. Além disso, os gráficos permitiram perceber o grande subsídio gerado pela utilização da técnica de protensão nas vigas mistas de aço e concreto, que inclui uma maior resistência e menor deslocamentos para uma mesma carga aplicada.

A análise dos momentos de plastificação obtidos experimentalmente, numericamente e analiticamente confirmaram a boa representatividade do modelo e permitiram a avaliação das formulações apresentadas no presente trabalho. Os resultados obtidos analiticamente se mostraram mais conservadores em relação aos resultados experimentais e numéricos. Já os resultados numéricos foram muito semelhantes aos experimentais, onde a maior diferença

entre os momentos de plastificação obtidos foi de 6,59% e o modelo com resultados mais próximos atingiu uma diferença mínima de 0,64%.

Na análise da distribuição de tensões na seção, no centro do vão, foi possível perceber as tensões elevadas na fibra superior do concreto e na mesa inferior do perfil. Além disso, foi possível captar que para o caso onde a vinculação laje-perfil foi estabelecida através da modelagem dos conectores de cisalhamento, existem duas linhas neutras plásticas, sendo uma localizada na parte inferior da laje de concreto e a outra na porção superior do perfil de aço. Isso ocorreu devido ao pequeno deslizamento verificado na interface, ocorrente devido a deformação dos conectores. Além disso, é importante ressaltar como sendo aspectos importantes na fase de projetos das vigas mistas protendidas, a grande concentração de tensões atuantes na região das ancoragens e o grande acréscimo de força de protensão gerada nos cabos após a aplicação dos carregamentos externos das vigas.

A modelagem numérica permitiu ainda o desenvolvimento de um estudo paramétrico das vigas mistas de tipologia convencional protendidas, com o objetivo de analisar: a influência da excentricidade do cabo de protensão; do nível de força aplicada no cabo; e a influência do traçado do cabo, que se alternou em poligonal e retilíneo.

Com estudo paramétrico foi possível perceber que quanto maior a excentricidade do cabo de protensão, maior também foi a capacidade resistente e ductilidade da viga mista, fato que deixou claro que havendo a possibilidade é interessante que o cabo esteja locado abaixo da mesa inferior do perfil de aço. Em contrapartida, indica-se a realização de um estudo preliminar, pois quanto maior a excentricidade adotada, maiores serão as possibilidades de ocorrerem instabilidades, caso o perfil não seja compacto, ou até mesmo a ocorrência da plastificação do mesmo no ato da protensão. Da mesma forma que ocorreu com a excentricidade, quanto maior a força de protensão aplicada no cabo, maior foi a capacidade resistente da viga mista. No entanto, é importante ressaltar que essa força deve ser limitada às instabilidades ou plastificações que o perfil pode estar sujeito, sobretudo na região de ancoragem dos cabos, que é um local onde a tensão atingiu o escoamento na situação final do carregamento na maioria dos modelos desenvolvidos para o estudo dos parâmetros.

Quanto ao traçado dos cabos, o estudo paramétrico apresentou um comportamento muito semelhante entre o retilíneo e o poligonal. No que se refere a resistência última e deslocamento último, as vigas com ambos os traçados atingiram valores bem próximos, apesar da maior ductilidade percebida para as vigas com traçados poligonais. A grande vantagem do traçado poligonal é que o mesmo acompanha de forma aproximada o diagrama de momento fletor atuante na viga, ou seja, as maiores excentricidades estarão ocorrendo onde atuam os maiores esforços: entre as cargas concentradas; impedindo assim a atuação

de altas tensões nas regiões próximas ao apoio. Por outro lado, apesar das vantagens citadas, diversos autores indicam a utilização do traçado retilíneo, levando em conta a facilidade na execução, manutenção e menor custo.

Para o caso das vigas mistas parcialmente revestidas foram simulados quatro modelos, sendo somente em um aplicado a técnica de protensão. Inicialmente foram modeladas e calibradas as vigas mistas sem protensão e posteriormente foram inseridos a um dos modelos: os cabos, enrijecedores e desviadores. Esta sequência foi necessária devido a escassez de estudos que relatam a aplicação da protensão em vigas mistas parcialmente revestidas, fato que não permitiu com que a viga mista parcialmente revestida com protensão fosse calibrada, sendo somente comparada com o caso sem protensão.

O contato existente entre o perfil de aço e os revestimentos de concreto foi estabelecido somente através de interações de contato. Para esta tipologia de viga, percebeu-se que o valor adotado como coeficiente de atrito gerou consideráveis influências nos resultados e com isso foram utilizados alguns valores para fins de teste: 0,3; 0,17 e 0, sendo neste último utilizado o comando *frictionless* disponibilizado pelo software ABAQUS®.

O modelo representativo das vigas mistas parcialmente revestidas adotado foi o VM_{PR}_FRIC, que se utilizou o comando *frictionless* para simulação do comportamento tangencial na interface entre os diferentes materiais, conforme foi também utilizado no estudo de Xing et al. (2016). Através da análise dos gráficos que relacionam força aplicada e deslocamento no meio do vão foi possível notar o quanto a curva representativa deste modelo foi próxima a curva representante do modelo experimental, com menor rigidez em relação aos demais casos. Assim sendo, o fluxo de cisalhamento foi estabelecido somente através da ação dos conectores de cisalhamento. Através dos gráficos que relacionam força aplicada e deslocamento no meio do vão foi possível notar os subsídios fornecidos pela aplicação da protensão após o seu emprego no modelo, que forneceu considerável rigidez a viga mista, menores deslocamentos e maior carga de ruptura.

Os momentos últimos resistentes das vigas mistas parcialmente revestidas obtidos numericamente e analiticamente retrataram também boa representatividade com os resultados experimentais. Os resultados numéricos foram mais conservadores em relação aos experimentais, atingindo uma diferença próxima de 1,38%. Após a aplicação da protensão, o momento último da viga aumentou em 86 kN.m que representa um acréscimo de 26%. Os resultados de momento último obtidos analiticamente para os casos com protensão foram muito próximos também dos resultados numéricos, atingindo uma diferença de 1,20%, fato que mostra a efetividade das expressões contidas no presente trabalho.

No que se refere as deformações atuantes nas mesas do perfil constituinte da viga mista parcialmente revestida sem protensão, foi observada uma boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos referente a mesa superior, porém, em contrapartida, as deformações longitudinais na mesa inferior do perfil obtidos numericamente se apresentou com maior rigidez em relação ao resultado experimental. Ao se comparar as curvas que relacionam força aplicada e deformação nas mesas do perfil após a aplicação da protensão, é perceptível o efeito favorável obtido com a aplicação desta técnica.

Com base nos resultados expostos e nos aspectos mencionados, fica evidente que as metodologias para modelagem numérica desenvolvidas tanto para tipologia convencional protendida, como para as vigas parcialmente revestidas sem protensão, são adequadas a simular o comportamento destas. No que se refere as vigas mistas parcialmente revestidas com emprego da protensão, foi possível perceber o efeito de sua aplicação no comportamento da viga, onde houve um acréscimo no momento último resistente, menores deslocamentos e menores deformações. Ademais, no que se refere ao momento último resistente, houveram boas correlações entre o resultado numérico e analítico.

9.1 SUGESTÕES PARA A CONTINUIDADE E DESENVOLVIMENTO DE ESTUDOS FUTUROS

O presente trabalho abordou a modelagem numérica do comportamento estrutural das vigas mistas de aço e concreto protendidas. Algumas sugestões para a continuidade e desenvolvimento de estudos futuros são apresentadas a seguir:

- Estender este estudo para as vigas contínuas e semi contínuas, analisando o comportamento da protensão quando aplicada a vigas mistas em regiões de momento negativo;
- Abranger o estudo com outros tipos de perfis metálicos como: perfil caixão, perfil U, seções compostas, entre outras;
- Avaliar a comportamento de vigas mistas protendidas constituídas por perfis não compactos, através de simulações numéricas e até mesmo com o desenvolvimento de um estudo experimental;
- Desenvolver um estudo experimental com aplicação da técnica de protensão nas vigas mistas parcialmente revestidas;

10. REFERÊNCIAS

ABAQUS Versão 6.14 **Documentation**. ABAQUS, Simulia, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7197: Projeto de estruturas de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

AFEFY, H. M. E. D.; ATTA, A. M.; TAHER, S. E. D. F. Behavior of Strengthened Composite Castellated Beams Pre-stressed with External Bars: Experimental Study. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 37, n. 6, p. 1521–1534, 2012.

ALMEIDA, T. G. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**. 2001. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

AYYUB, B.; SOHN, Y. G.; SAADATMANESH, H. Prestressed composite girders under positive moment. **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v. 116, n. 11, p. 2931-2951, Nov. 1990.

AYYUB, B.; SOHN, Y. G.; SAADATMANESH, H. Prestressed Composite Girders. II: Analytical study for negative moment. **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v. 118, n. 10, p. 2763-2783, Oct. 1992.

BELENYA, E. **Prestressed load-bearing metal structures**. 1ª ed. Moscow: MIR Publishers, English translation, 1977. 463 p.

BELENYA, E. I.; GOROVSKII D. M. The Analysis of Steel Beams Strengthened by a Tie Rod. **International Civil Engineering**, v. 2, n. 9, p. 412-419, March 1972.

BELLETTI, B.; GASPERI, A. Behavior of prestressed steel beams. **Journal of Structural Engineering ASCE**, v. 136, n. 9, p. 1131–1139, September 2010.

BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com pavimento tipo e ligações isoladas**. 2009. 278 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BUJNAK, J.; BOUCHAIR, A. Numerical model for steel concrete composite beam with partial shear connection. **Proceedings of Eurosteel**. v. B, s. 4.3, p. 19-25, 2005.

BURSI, S. O.; BONELLI, A.; MAMMINO, A.; PUCINOTTI, R.; TONDINI, N. External post-tensioning retrofitting and modeling of steel-concrete box-girder bridges in steel bridges:

advanced solutions and technologies. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL BRIDGES GUIMARÃES, 7th, 2008, Portugal. **Proceedings...** Portugal: ECCS [s.n.], 2008, p. 425-434.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. v. 1, Editora PINI, São Paulo, 2012.

CAVALCANTI, L. D. A. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CAVALCANTI, L. D. A.; DE NARDIN, S. Análise experimental e comparativa da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas (Online)**, v.13, p. 99–114, 2011.

CHAVES, I. A. **Vigas mistas de aço e concreto constituídas por perfil formado a frio preenchido**. 2009. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CHEN, S. Experimental study of prestressed steel-concrete composite beams with external tendons for negative moments. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 12, p. 1613–1630, December 2005.

CHEN, S.; GU, P. Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 4, p. 515–530, April 2005.

CHEN, S.; WANG, X.; JIA, Y. A comparative study of continuous steel-concrete composite beams prestressed with external tendons: Experimental investigation. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 7, p. 1480–1489, Mar. 2009.

CHOI, Dong-Ho; KIM, Yong-Sik; YOO, Hoon. External post-tensioning of composite bridges by a rating equation considering the increment of a tendon force due to live loads. **International Journal of Steel Structures**, v. 8, p. 109–118, September 2008.

COFF, L. American Engineer Studies Prestressing of Structural Steel. **Civil Engineering**, v. 20, n. 11, p. 64, November 1950.

DABAON, M. A.; SAKR, M. A.; KHAROUB, O. Ultimate behavior of externally prestressed Composite beams with partial shear connection. In: ELEVENTH INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11th, 2005, Cairo. **Proceedings...** Cairo: Ain Shams University, 2005. p. 1-12.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. **J. Constructional Steel Research**. V. 65, p. 342-350, Mar. 2008

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto : Dispositivos Mecânicos. **Proceedings of Construmetal**,

n. 1, p. 1–11, 2008.

DESÍR, J. M. **Análise não linear do comportamento até a ruptura de vigas contínuas de concreto com protensão externa**. 1993. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

EL-SHAER, M. A. A.; MUKHTAR, S. M. Behavior of Prestressed Simple and Continuous Partially Composite Steel-Concrete Beams. **International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering**, v. 6, n. 4, p. 309-320, April 2016.

EUROCODE 2 (2004 draft of prEN 1992-1-1). **Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings**.

FERREIRA, A. C. **Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. 2007. 276 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília.

FISCHER, E. C.; VARMA, A. H. Fire behavior of composite beams with simple connections: benchmarking of numerical models. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 111, p. 112–125, 2015.

GIL, B.; GOÑI, R.; BAYO, E. Experimental e numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. **Engineering Structures**, v. 48, p. 55–69, 2012.

HAN, L. H.; ZAO, X.; TAO, Z. Tests and mechanics model of concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns. **Steel and Composite Structures**, v. 1, p. 51–74, 2001.

HANAI, J. B. de. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, 2005. 110 f. E-Book de apoio para o Curso de Engenharia Civil.

HE, J.; LIU, Y.; LIN, Z.; CHEN, A.; YODA, T. Shear behavior of partially encased composite I-girder with corrugated steel web: numerical study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 79, p. 166–182, 2012.

HOADLEY, P. G. Behavior of prestressed composite steel beams. **American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division**, v. 89, n. ST3, p. 21-34, June 1963.

IBRAHIM, A. M.; MOHAISEN, S. K.; AHMED, Q. W. Finite element modeling of composite steel-concrete beams with external prestressing. **International Journal of Civil & Structural Engineering**, v. 3, n. 1, p. 102–116, 2012.

JIANG, Y.; HU, X.; HONG, W.; WANG, B. Experimental study and theoretical analysis of partially encased continuous composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 117, p. 152–160, 2015.

KAMAL, A. Y. Encased beam with variable upper steel flange position. **International Journal of Application or Innovation in Engineering and Management**, v. 4, p. 60-66, 2015.

KANDALL, C., "Increasing the Load-Carrying Capacity of Existing Steel Structures," *Civil Engineering*, v. 38, No. 9, p. 48-51, October 1968.

KIRCHHOF, L. D. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço e concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. 142 f. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

KLAIBER, F. W.; DUNKER, K. F.; SANDERS JÚNIOR, W. W. Feasibility study of strengthening existing single span steel beam concrete deck bridges. 141 f. **Final Report, ERI Project**, Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, June 1981.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. 2006. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LAM, D. Composite steel beams with precast hollow core slabs: behaviour and design. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 4, n. 2, p. 179–185, April 2002.

LANNES, C. V. **Modelagem de cablagem de viaduto com protensão externa: estudo de caso**. 2008. 79 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Rio de Janeiro.

LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of asymmetric slimflor beams using deep composite decking. **The Steel Construction Institute**, December 1997.

LEE, D. H. Prestressed Concrete Bridges and Other Structures. **The Structural Engineer**, v. 30, n. 12, p. 302-313, December 1952.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: vol 5: concreto protendido. Tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1983.

LIANG, Q.Q.; UY, B.; BRADFORD, M.A.; RONAGH, H.R. Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 8, p. 1109–1128, 2004.

LIU, X. G.; FAN, J. S.; NIE, J. G.; BAI, Y.; HAN, Y.; WU, W. Experimental and analytical studies of prestressed concrete girders with corrugated steel webs. **Materials and Structures**, v. 48, n. 8, p. 2505–2520, 2014.

LOU, T.; LOPES, S. M. R.; LOPES, A. V. Numerical modeling of externally prestressed steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 229–236, 2016.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**. 2004. 269 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MANUAL CBCA. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção metálica. Vol. IV, 72 p., 2003.

NELSEN, A. C. H. **Comportamento estrutural de viga mista de aço e concreto com protensão externa**. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

NELSEN, A. C. H.; SOUZA, A. S. C. Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: conceitos e aplicações. **Proceedings of Construmetal**, n. 1, p. 1–22, 2012.

NIE, J.; ASCE, M. T. S. M.; ASCE, C. S. C. F.; LI, S. Analytical and numerical modeling of prestressed continuous steel-concrete composite beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 12, p. 1405–1418, December 2011.

NIE, J.; TAO, M.; CAI, C. S.; LI, S. Deformation analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams. **Journal of Structural Engineering-Asce**, v. 135, n. 11, p. 1377–1389, Nov. 2009.

NUNZIATA, V. Prestressed steel structures design: a new frontier for structural engineering. **Costruire in Acciaio: Struttura e Architettura**, 2004.

NUNZIATA, V. **Strutture in acciaio precompresso**. 2. ed. Palermo: Dario Flaccovio, 1999. 229 p.

OH, J. Y.; LEE, D. H.; CHO, S. H.; KANG, H.; CHO, H. C.; KIM, K. S. Flexural behavior of prestressed steel-concrete composite members with discontinuous webs. **Advances in Materials Science and Engineering**, 13 f., v. 2015, 2015.

PATHIRANA, S. W.; UY, B.; MIRZA, O.; ZHU, X. Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, 2016.

PILOTO, P. A. G.; GAVILÁN, A. B. R.; ZIPPONI, M.; MARINI, A.; MESQUITA, L. M. R.; PLIZZARI, G. Experimental investigation of the fire resistance of partially encased beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 121–137, 2012.

PIVATTO, A. B. **Reforço estrutural à flexão para viga biapoiada de concreto armado por chapas metálicas e compósito reforçado com fibras de carbono**. 2014. 126 f. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal do Paraná, Paraná.

QUINAZ, C. M. S. **Estruturas de aço e mistas pré-esdorchadas**. 1993. 236 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto.

REIS, F. J. C. **Influência do nível de protensão na deformação de estruturas executadas com protensão externa**. 2003. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

REZENDE, C. R. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. 2007. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo.

ROMERO, D. V. S. **Reforço a flexão de vigas de concreto armado por meio de protensão externa**. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SAADATMANESH, H.; ALBRECHT, P.; AYYUB, B. M. Experimental study of prestressed composite beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 9, p. 2348–2363, Sep. 1989.

SAFAN, M.; KOHOUTKOVÁ, A. Experiments with externally prestressed continuous composite girders. **Acta Polytechnica**, Czech Technical University Publishing House, v. 41, n. 3, p. 65-73, 2001.

SANTOS, L. R. **Análise numérica de conectores parafusos em pilares mistos circulares preenchidos com concreto**. 2017. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, São Carlos.

SHAOWEI, H. Experiment and analysis of flexural capacity and behaviors of pre-stressed composite beams. **Automation in Construction**, v. 37, p. 196–202, 2014.

SHARIATI, M.; SULONG, N. H. R.; SHARIATI, A.; KHANOUKI, M. A. Behavior of V-shaped angle shear connectors: experimental and parametric study. **Materials and Structures**, v. 49, n. 9, p. 3909–3926, 2016.

SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo crestbond**. 2013. 126 f. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federa de Viçosa, Viçosa.

SOUZA, A. S. C.; MAIA, W. F.; DE NARDIN, S. Análise numérica de vigas mistas de aço e concreto protendidas. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 3, n. 4, p. 220 - 238, Dez. 2015.

STERIAN, D. S. Introducing Artificial Initial Forces into steel Bridge Decks. **Acier-Stahl-Steel**, v. 34, n. 1, p. 31-37, January 1969.

SZILARD, R. Design of prestressed composite steel structures. **American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division**, v. 85, n. ST9, p. 97-123, November 1959.

TAOUM, A.; JIAO, H.; HOLLOWAY, D. Upgrading steel I-beams using local post-tensioning. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 113, p. 127–134, 2015.

TACHIBANA, Y.; KONDO, K.; ITO, K. Experimental study on composite beams prestressed with wire cables. Symp. **Japan Soc. for the Promotion of Sci.**, Tokyo, Japan, 1963

TEJEDOR, C. M. **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes**. 2013. 139 f. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TRISTAO, G. A. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. 2002. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

TROITSKY, M. S.; ZIELINSKI, Z. A.; NOURAEYAN, A. Pre-tensioned and posttensioned composite girders. **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v. 115, n. 12, p. 3142-3153, Dec. 1989.

TROITSKY, M. S. **Prestressed steel bridges: theory and design**. 16th ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1990. 386 p.

UY, B.; CRAINE, S. Static flexural behaviour of externally post-tensioned steel-concrete composite beams. **Advances in Structural Engineering**, v. 7, n. 1, p. 1–20, 2004.

VERÍSSIMO, G.S; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido: fundamentos básicos**. 4ª ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998. 78 f. Apostila.

XING, Y.; HAN, Q.; XU, J.; GUO, Q.; WANG, Y. Experimental and numerical study on static behavior of elastic concrete-steel composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 123, p. 79–92, 2016.

XUE, W.; DING, M.; HE, C.; LI, J. Long-term behavior of prestressed composite beams at service loads for one year. **Journal of Structural Engineering**, v. 134, n. 6, p. 930–937, June 2008.