



Larissa Macedo Rosa Silva

**Estudo Teórico-Experimental do Comportamento
de Pilares Mistos Constituídos de Perfil Duplo I
Preenchidos com Concreto Armado, com Flexão no
Eixo Não-Múltiplo**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro
Agosto de 2018



Larissa Macedo Rosa Silva

**Estudo Teórico-Experimental do Comportamento
de Pilares Mistos Constituídos de Perfil Duplo I
Preenchidos com Concreto Armado, com Flexão no
Eixo Não-Múltiplo**

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada
pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. André TENCHINI da Silva

Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Prof. Marcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 29 de agosto de 2018.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, da autora e do orientador.

Larissa Macedo Rosa Silva

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) em 2015. Principais áreas de interesse: Estruturas Metálicas, Construções Mistas.

Ficha Catalográfica

Silva, Larissa Macedo Rosa Silva

Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Pilares Mistos Constituídos de Perfil Duplo I Preenchidos com Concreto Armado, com Flexão no Eixo Não-Múltiplo/ Larissa Macedo Rosa Silva; orientador: Sebastião Arthur Lopes de Andrade; – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2018.

v., 155 f.: il. color.; 29,7 cm.

1. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia civil – Teses. 2. Estruturas Mistas. 3. Pilares Mistos. 4. Estudo Experimental. 4. Análise Computacional de Estruturas. I. Andrade, Sebastião A. L. de II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Agradeço primeiramente à Deus, por me abençoar durante todo esse processo.

Ao meu orientador, Sebastião Arthur Lopes de Andrade, por toda a ajuda, orientação e pela confiança depositada em mim para realização deste trabalho.

À minha mãe Denise, ao meu pai Edibert, ao meu irmão Ricardo e ao Rodrigo, muito obrigada pelo apoio nessa jornada.

A todos os técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio. Euclides, Rogério, Marques, Bruno, José Nilson e Carlos, vocês foram essenciais para a realização dos ensaios e conclusão deste projeto. Agradeço por sempre estarem dispostos a ajudar e pela amizade.

Ao Antonyony Heitor por toda a ajuda e pela amizade, você foi fundamental para a conclusão deste trabalho. Agradeço também ao João Victor F. Dias e ao César Ferrante pela ajuda. Também agradeço ao professor André TENCHINI pela ajuda no ABAQUS e pelos conselhos.

A todos os amigos da PUC-Rio que me acolheram e fizeram dessa jornada mais leve. A todas as amigas de Vitória, que sempre me apoiaram de longe e entenderam a minha ausência.

Ao Alípio P. Carvalho Filho pela fabricação dos perfis metálicos.

Ao CNPq pelo apoio financeiro para realização desta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Silva, Larissa Macedo Rosa; Andrade, Sebastião Arthur Lopes de (Orientador); **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Pilares Mistos Constituídos de Perfil Duplo I Preenchidos com Concreto Armado, com Flexão no Eixo Não-Múltiplo**. Rio de Janeiro, 2018. 155p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta dissertação tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural de um sistema misto pré-fabricado através de um estudo teórico-experimental. O modelo estrutural é composto por dois perfis I laminados que são ligados através de conectores localizados na alma do perfil I e preenchidos por concreto armado. Foi realizado um estudo teórico baseado na análise linear elástica e formulações não lineares através do Método dos Elementos Finitos (MEF) com o uso do software ABAQUS avaliando o comportamento estrutural submetido à flexão no eixo não-múltiplo. Foi analisado o comportamento carga x deslocamento, bem como a carga última do sistema. Foi desenvolvido um programa experimental no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, para avaliar o comportamento estrutural do sistema proposto, quando submetido à flexão, a fim de validar os resultados obtidos na análise numérica. Os resultados experimentais foram comparados com os resultados obtidos computacionalmente e os teóricos calculados com base na norma ABNT NBR 8800:2008. Por fim, foram avaliadas as condições econômicas para implementação do sistema e analisada a eficiência estrutural visando um método construtivo industrializado.

Palavras-chave

Estruturas mistas; pilares mistos; estudo experimental; análise computacional de estruturas.

Abstract

Silva, Larissa Macedo Rosa; Andrade, Sebastião Arthur Lopes de (Advisor); **Theoretical and Experimental Study of the Flexural Behavior of Composite Columns Composed of Double I Section Filled with Reinforced Concrete, with Bending on its Steel Section Symmetrical Axis.** Rio de Janeiro, 2018. 155p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This study aims to evaluate the structural behavior of a pre-fabricated composite system by developing a theoretical and experimental study. The structural model consists of a rolled double I section connected by its webs and filled with reinforced concrete. A theoretical study, based on linear and nonlinear static analysis considering the Finite Element Method (FEM), was done using ABAQUS software. Based on this study, an experimental programme was developed at the Structure and Materials Laboratory of PUC-Rio, to evaluate the structural behavior of the proposed system submitted to a bending test, in order to validate the numerical results obtained in the numerical analysis. The experimental results were compared to the numerical results and the design recommendations of the Brazilian standards ABNT NBR 8800:2008. Finally, the economic conditions for the implementation of the system and its structural efficiency were evaluated, aiming to industrialization of construction.

Keywords

Composite structures; composite columns; experimental study; computational analysis.

Sumário

1	Introdução	22
1.1.	Motivação	22
1.2.	Objetivos.....	23
1.3.	Estrutura da Dissertação	23
2	Revisão Bibliográfica	25
2.1.	Estruturas mistas de aço e concreto	25
2.2.	Pilares Mistos	27
2.2.1.	Pilares mistos totalmente revestidos.....	27
2.2.2.	Pilares mistos parcialmente revestidos	28
2.2.3.	Pilares mistos preenchidos.....	29
2.2.4.	Outros tipos de pilares mistos.....	29
2.3.	Dimensionamento segundo normas técnicas.....	31
2.3.1.	Norma Brasileira: ABNT NBR 8800:2008	31
2.3.2.	Eurocode	37
3	Sistema Proposto de Pilares Mistos.....	41
3.1.	Descrição	41
3.2.	Modo de Fabricação	42
3.3.	Vantagens e desvantagens do sistema	44
3.4.	Modelo de Cálculo	45
4	Programa Experimental	55
4.1.	Considerações Iniciais	55
4.2.	Descrição dos modelos estudados	55
4.3.	Processo de fabricação.....	58
4.4.	Propriedade dos materiais.....	60
4.4.1.	Concreto	60
4.4.2.	Aço	61
4.5.	Instrumentação.....	62
4.6.	Descrição dos ensaios.....	63
4.7.	Resultados Numéricos	66
4.7.1.	Modelo PM1	66

4.7.2. Modelo PM2	73
4.7.3. Resumo dos Resultados Experimentais	80
5 Análise Computacional	81
5.1. Software de modelagem estrutural	81
5.2. Definição e geometria dos modelos estudados	81
5.3. Unidades	83
5.4. Modelo Geométrico	83
5.5. Modelo Constitutivo dos Materiais	83
5.5.1. Aço do Perfil.....	83
5.5.2. Aço da Armadura.....	84
5.5.3. Concreto	85
5.6. Elementos	89
5.7. Interação entre os elementos.....	92
5.8. Condições de contorno e aplicação de carregamentos	93
5.9. Tipo de análise.....	95
5.10. Resultados Numéricos	95
5.10.1. Comportamento Momento <i>versus</i> deslocamento	96
5.10.2. Distribuição das tensões de Von Mises	99
5.10.3. Análise das deformações e das tensões	114
5.10.4. Fissuração do concreto	121
6 Resultados Teóricos.....	126
6.1. Avaliação Teórica.....	126
6.1.1. Modelo PM1	126
6.1.2. Modelo PM2	131
7 Análise dos Resultados	135
7.1. Validação do modelo numérico	135
7.1.1. Momento fletor	135
7.1.2. Deslocamento	138
7.1.3. Rigidez.....	139
7.2. Comparação entre os modelos de aço e mistos	140
7.2.1. Momento fletor	140
7.2.2. Deslocamento	141
7.2.3. Rigidez.....	142

7.3. Exemplo de aplicação.....	142
8 Considerações finais e sugestões para trabalhos futuros	150
8.1. Considerações finais	150
8.2. Sugestões para futuros trabalhos	152
9 Referências bibliográficas	153

Lista de figuras

Figura 2.1 - Tipos de pilares mistos revestidos [7]	28
Figura 2.2 - Pilar misto parcialmente revestido [7]	28
Figura 2.3 - Tipos de pilares mistos preenchidos [7]	29
Figura 2.4 - Pilar misto tipo Battened [7,11]	30
Figura 2.5 - Outros tipos de pilares mistos [8]	30
Figura 2.6 - Tipos de pilares mistos apresentados na ABNT NBR 8800:2008 [13]	31
Figura 2.7 - Tipos de pilares mistos apresentados no Eurocode 4 [15]	38
Figura 2.8 - Curva de interação da resistência à compressão e flexão combinadas [15]	39
Figura 2.9 - Curva de interação simplificada e as distribuições de tensões correspondentes [15]	40
Figura 3.1 - Seção Longitudinal do Modelo Proposto	41
Figura 3.2 - a) seção cortando o conector e b) seção transversal mostrando as armaduras	41
Figura 3.3 - Detalhe do corte longitudinal	42
Figura 3.4 - Soldagem dos conectores na alma do perfil principal	42
Figura 3.5 - Posicionando as armaduras e os estribos	43
Figura 3.6 - Soldagem do segundo perfil principal e das chapas nas extremidades	43
Figura 3.7 - Detalhe da forma do sistema	44
Figura 3.8 - Modelo final após a concretagem	44
Figura 3.9 – Eixo Não-Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço	46
Figura 3.10 – Eixo Não-Múltiplo - LNP na alma do perfil de aço, acima da armadura	47
Figura 3.11 - Eixo Não-Múltiplo - LNP na alma do perfil, abaixo da armadura ..	48
Figura 3.12 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, acima da alma	49
Figura 3.13 - Eixo Múltiplo - LNP na alma do perfil de aço	50
Figura 3.14 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, acima da armadura	51
Figura 3.15 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da armadura	52

Figura 3.16 - Eixo Múltiplo - LNP fora do perfil de aço	53
Figura 3.17 - Curva de Interação N-M da resistência da seção - Eurocode 4 [15]	54
Figura 4.1 - Projeto de fabricação - Modelo PM1 (dimensões em mm)	56
Figura 4.2 - Projeto de fabricação - Modelo PM2 (dimensões em mm)	57
Figura 4.3 - Estruturas posicionadas acima da folha de madeirite	58
Figura 4.4 - Posicionamento das armaduras, estribos e espaçadores	59
Figura 4.5 - Concretagem das estruturas	60
Figura 4.6 - Ensaio de compressão nos CPs.....	61
Figura 4.7 - Localização dos extensômetros	62
Figura 4.8 - Posicionamento dos extensômetros	63
Figura 4.9 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento verticais	63
Figura 4.10 - Sistema de aplicação de carregamento	64
Figura 4.11 – Esquema do carregamento dos modelos experimentais.....	64
Figura 4.12 - Condições de apoio do ensaio a) 1º gênero b) 2º gênero	65
Figura 4.13 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga 2P=95 kN - Modelo PM1	67
Figura 4.14 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{max}=146,25$ kNm dos LVDTs - Modelo PM1	67
Figura 4.15 - Ensaio Cíclico a) Força x tempo b) Deslocamento x tempo - Modelo PM1	68
Figura 4.16 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga 2P=70 kN - Modelo PM1	68
Figura 4.17 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{max}=111,7$ kNm dos LVDTs - Modelo PM1	69
Figura 4.18 - Curva Força x deformação dos extensômetros centrais – Modelo PM1	70
Figura 4.19 - Curva Força x deformação das armaduras - Modelo PM1	70
Figura 4.20 - Curva Força x deformação do lado a) esquerdo b) direito– Modelo PM1	71
Figura 4.21 - Curva Força x Tensão dos extensômetros centrais - Modelo PM1 .	72
Figura 4.22 - Curva Força x Tensão das armaduras - Modelo PM1	72
Figura 4.23 - Curva Força x Tensão do lado a) esquerdo b) direito - Modelo PM1	73

Figura 4.24 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga 2P=71 kN - Modelo PM2	74
Figura 4.25 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{max}=115,8$ kNm dos LVDTs - Modelo PM2	74
Figura 4.26 - Ensaio Cíclico a) Força x tempo b) Deslocamento x tempo - Modelo PM2	75
Figura 4.27 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga 2P=75 kN - Modelo PM2	75
Figura 4.28 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{max}=120$ kNm dos LVDTs - Modelo PM2	76
Figura 4.29 - Curva Força x deformação dos extensômetros centrais – Modelo PM2	76
Figura 4.30 - Curva Força x deformação das armaduras - Modelo PM1	77
Figura 4.31 - Curva Força x deformação do lado a) esquerdo b) direito – Modelo PM2	77
Figura 4.32 - Curva Força x Tensão dos extensômetros centrais - Modelo PM2	78
Figura 4.33 - Curva Força x Tensão das armaduras - Modelo PM2	79
Figura 4.34 - Curva Força x Tensão do lado a) esquerdo b) direito - Modelo PM2	79
Figura 5.1 - Geometria dos modelos estudados.....	82
Figura 5.2 - Comportamento Tensão-Deformação do Aço usado na modelagem	84
Figura 5.3 – Comportamento Tensão-Deformação da Armadura usado na modelagem	85
Figura 5.4 - Curva Característica de Compressão Eurocode 2 (Adaptada [24]) ...	86
Figura 5.5 - Curva Característica de Compressão Najafgholipour (Adaptada [23])	87
Figura 5.6 – Curva Característica de Compressão Pavlovic (Adaptada [25]).....	87
Figura 5.7 - Curva Característica de Tração (Adaptada [23])	88
Figura 5.8 – a) Curva de Dano na Tração e b) na Compressão (Adaptada [23]) ..	88
Figura 5.9 - a) Curva Tensão de Compressão do Concreto b) Curva Tensão de Tração do Concreto usadas na modelagem	89
Figura 5.10 - Malha do sistema misto	90
Figura 5.11 - Modelo sem concreto.....	90

Figura 5.12 - Distribuição dos conectores	91
Figura 5.13 - a) Seção transversal do modelo PM1 b) Distribuição das armaduras e conectores.....	91
Figura 5.14 - Malha dos elementos a) armadura b) conector c) chapa.....	91
Figura 5.15 - Malha do perfil de aço	92
Figura 5.16 - Malha do concreto	92
Figura 5.17 - Sistema de aplicação de carga	93
Figura 5.18 - a) apoio fixo b) apoio móvel c) aplicação de carga	93
Figura 5.19 - Condições de contorno no ABAQUS	94
Figura 5.20 - MPC no Apoio Móvel	94
Figura 5.21 - MPC na Aplicação de Carga.....	95
Figura 5.22 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PA1.....	96
Figura 5.23 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PA2.....	97
Figura 5.24 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PM1	98
Figura 5.25 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PM2.....	99
Figura 5.26 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PA1	100
Figura 5.27 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PA1.....	101
Figura 5.28 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PA1.....	101
Figura 5.29 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PA1	102
Figura 5.30 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PA1.....	102
Figura 5.31 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PA2.....	103
Figura 5.32 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PA2.....	104

Figura 5.33 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PA2.....	104
Figura 5.34 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PA2.....	105
Figura 5.35 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PA2.....	105
Figura 5.36 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PM1	106
Figura 5.37 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PM1	107
Figura 5.38 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PM1	107
Figura 5.39 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PM1	108
Figura 5.40 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PM1	108
Figura 5.41 - Distribuição das tensões de Von Mises da armadura - Modelo PM1	109
Figura 5.42 - Comparação Curva Tensão x deslocamento da armadura - Modelo PM1	109
Figura 5.43 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PM2	110
Figura 5.44 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PM2.....	111
Figura 5.45 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PM2.....	111
Figura 5.46 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PM2	112
Figura 5.47 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PM2	112
Figura 5.48 - Distribuição das tensões de Von Mises da armadura - Modelo PM2	113
Figura 5.49 - Comparação Curva Tensão x deslocamento da armadura - Modelo PM2	113

Figura 5.50 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas no centro do vão – Modelo PA1	114
Figura 5.51 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PA1	115
Figura 5.52 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão – Modelo PA2	116
Figura 5.53 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PA2	116
Figura 5.54 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão – Modelo PM1	117
Figura 5.55 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PM1	118
Figura 5.56 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das armaduras - Modelo PM1	118
Figura 5.57 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão – Modelo PM2	119
Figura 5.58 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PM2	120
Figura 5.59 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das armaduras - Modelo PM2	120
Figura 5.60 - Dano no concreto - Modelo PM1	121
Figura 5.61 - Evolução da fissuração no concreto no plano xz - Modelo PM1 ..	121
Figura 5.62 - Evolução da fissuração no concreto no plano yz - Modelo PM1 ..	122
Figura 5.63 – Distribuição das tensões no concreto - Modelo PM1	122
Figura 5.64 - Dano no concreto - Modelo PM2	123
Figura 5.65 - Evolução da fissuração no concreto no plano xz - Modelo PM2 ..	123
Figura 5.66 - Evolução na fissuração no concreto no plano yz - Modelo PM2 ..	124
Figura 5.67 – Distribuição das tensões no concreto - Modelo PM2	124
Figura 6.1 - Curva de interação N-M de resistência da seção modelo PM1	129
Figura 6.2 – Esquema estática dos modelos	129
Figura 6.3 - Curva a) Fxd b) Mxd - Modelo PM1	130
Figura 6.4 - Curva de interação N-M de resistência da seção modelo PM2	133
Figura 6.5 - Curva a) Fxd b) Mxd - Modelo PM2	134
Figura 7.1 - Comparação Curva Mxd - Eixo Múltiplo – Modelo PM1	135

Figura 7.2 - Comparação Curva Mxd - Eixo Múltiplo – Modelo PM2.....	136
Figura 7.3 - Comparação Curva Mxd - Eixo Não-Múltiplo – Modelo PM1.....	137
Figura 7.4 - Comparação Curva Mxd - Eixo Não-Múltiplo – Modelo PM2.....	137
Figura 7.5 - Comparação das Curvas Mxd numérica dos modelos PA e PM	140
Figura 7.6 - Plano de cobertura - Estudo de Caso	143
Figura 7.7 - Esforços Solicitantes Combinação 1 - Ftool.....	145
Figura 7.8 - Esforços Solicitantes Combinação 2 - Ftool.....	146
Figura 7.9 - Seção do Sistema Misto e do Sistema de Perfil Tubado	147

Lista de tabelas

Tabela 3.1 - Componentes da Curva de Interação N-M da resistência da seção do Eurocode 4.....	54
Tabela 4.1 - Resistência à compressão do concreto	61
Tabela 4.2 – Momento e deslocamento devido ao peso próprio	65
Tabela 4.3 - Resumo das resistências e flechas no programa experimental.....	80
Tabela 4.4 - Resumo das tensões e deformações do aço no programa experimental	80
Tabela 4.5 - Resumo das tensões e deformações da armadura no programa experimental	80
Tabela 5.1 - Modelos estudados	81
Tabela 5.2 - Dimensões dos Perfis (em mm)	82
Tabela 5.3 - Unidades usadas	83
Tabela 5.4 - Parâmetros de entrada do modelo CDP [23]	89
Tabela 5.5 – Tipo e número de elementos	90
Tabela 5.6 - Resumo carga última e flechas - Modelo PA1	97
Tabela 5.7 - Resumo carga última e flechas - Modelo PA2	98
Tabela 5.8 - Resumo carga última e flechas - Modelo PM1	98
Tabela 5.9 - Resumo carga última e flechas - Modelo PM2	99
Tabela 6.1 – Propriedade dos materiais	126
Tabela 6.2 – Propriedades geométricas do modelo PM1	126
Tabela 6.3 - Dimensões do Modelo PM1 (em mm)	127
Tabela 6.4 - Componentes da Curva de Interação do modelo PM1	128
Tabela 6.5 - Resultados Teóricos - Modelo PM1	130
Tabela 6.6 – Propriedades geométricas do modelo PM2	131
Tabela 6.7 - Dimensões do Modelo PM2 (em mm)	131
Tabela 6.8 - Componentes da Curva de Interação do modelo PM2	133
Tabela 6.9 - Resultados Teóricos - Modelo PM2	133
Tabela 7.1 - Resumo dos resultados momento fletor - Eixo Múltiplo	136
Tabela 7.2 – Comparação percentual do momento fletor - Eixo Múltiplo.....	136
Tabela 7.3 - Comparação percentual do momento fletor - Eixo Não-Múltiplo ..	138
Tabela 7.4 - Resumo dos resultados dos deslocamentos - Eixo Múltiplo	138

Tabela 7.5 - Comparação percentual do deslocamento - Eixo Múltiplo	138
Tabela 7.6 - Resumo dos resultados dos deslocamentos - Eixo Não-Múltiplo ...	139
Tabela 7.7 - Comparação percentual do deslocamento - Eixo Não-Múltiplo	139
Tabela 7.8 - Resumo dos resultados das rigidezes - Eixo Múltiplo	139
Tabela 7.9 - Resumo dos resultados das rigidezes - Eixo Não-Múltiplo	140
Tabela 7.10 – Comparação do momento fletor modelos PA e PM	141
Tabela 7.11 – Comparação do deslocamento modelos PA e PM.....	141
Tabela 7.12 – Comparação da rigidez PA e PM.....	142
Tabela 7.13 - Carregamentos verticais aplicados na estrutura	143
Tabela 7.14 – Esforços solicitantes do pórtico	147
Tabela 7.15 – Esforços resultantes da viga.....	148
Tabela 7.16 – Esforços resultantes dos pilares	148
Tabela 7.17 - Comparação das soluções.....	149

Lista de símbolos e abreviaturas

A_a	Área da seção transversal do perfil de aço
A_c	Área da seção transversal do concreto não-fissurado
A_s	Área da seção transversal da armadura do concreto
d	Altura total da seção transversal
E_a	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{c,red}$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ck,test}$	Valor estimado da resistência característica à compressão na idade especificada
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência do concreto à tração
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
h	Altura da seção
h_n	Distância entre o centro geométrica e a linha neutra
I_a, I_c, I_s	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, do concreto e da armadura
k	Rigidez
KL	Comprimento efetivo de flambagem do pilar
L	Vão
$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$	Momentos fletores resistentes de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{pl,x,Rd}, M_{pl,y,Rd}$	Momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{max,pl,Rd}$	Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo

M_{Rd}	Momentos fletores resistentes de cálculo
$M_{x,i,Sd}, M_{y,i,Sd}$	Momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, em relação ao eixo x e y
$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$	Momentos fletores solicitantes de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{x,tot,Sd}, M_{y,tot,Sd}$	Momentos fletores solicitantes de cálculo totais em relação aos eixo x e y
M_{Sd}	Momento fletores solicitante de cálculo
N_e	Força crítica de euler
$N_{G,Sd}$	Parcela devido à ação permanente e quase permanente de N_{Sd}
$N_{pl,a,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do perfil de aço
$N_{pl,c,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do concreto
$N_{pl,s,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total da armadura longitudinal
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
N_{Rd}	Força axial resistente de cálculo
N_{Sd}	Força axial solicitante de cálculo
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
Z_a, Z_c, Z_s	Momento de resistência plástico da seção do perfil de aço, do concreto e da armadura
Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn}	Momento de resistência plástico da seção do perfil de aço, do concreto e da armadura na região $2h_n$
α_c	Fator de contribuição do concreto na capacidade resistente
δ	Fator de contribuição do aço, flecha
ε	Deformação
ϕ	Diâmetro da barra de armadura
$\lambda_{0,m}$	Índice de esbeltez reduzido
χ	Fator de redução

φ	Coeficiente de fluência do concreto
σ	Tensão normal
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CP	Corpos de prova
LNP	Linha Neutra Plástica
NBR	Norma Brasileira Registrada
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

1

Introdução

1.1. Motivação

A associação das estruturas de aço e concreto oferecem várias vantagens em relação a estruturas de aço ou de concreto armado isoladas, e tem se tornado muito importante nos processos construtivos industrializados e nas construções altas. Inicialmente o concreto era usado meramente com o intuito de aumentar a proteção das estruturas contra as ações do fogo e da corrosão. Ao longo dos anos, com o desenvolvimento das pesquisas, notou-se que utilizando um concreto de qualidade, aumentava-se consideravelmente a resistência da estrutura e com isso as estruturas mistas de aço-concreto passaram a combinar perfis de aço e concreto visando aproveitar as vantagens de cada material, tanto estruturalmente como em termos construtivos [1].

O estudo de novos sistemas estruturais tem como objetivo trazer economia, canteiro de obras mais limpos, otimização dos processos produtivos sem comprometer a segurança.

Uma das principais vantagens da construção mista está na associação dos materiais aço-concreto, que alia a rigidez e a resistência do concreto e o bom comportamento à flexão dos perfis de aço. A combinação dos materiais tem o intuito de aproveitar as melhores características mecânicas de cada material, ou seja, o aço trabalhando em tração e o concreto em compressão. As estruturas mistas, tradicionalmente, geram soluções mais leves ao comparar com as estruturas não-mistas, garantindo assim soluções mais econômicas [2].

As normas atuais englobam pilares mistos total ou parcialmente revestidas com concreto e seções preenchidas com concreto. Este trabalho visa propor um novo sistema de pilares mistos idealizado pelo Prof. Sebastião A. L. de Andrade e realizar um estudo através de análises experimentais e computacionais. Esta pesquisa foi realizada em paralelo à pesquisa de Soares [3]. Devido às limitações no laboratório, esse trabalho foca no ensaio de flexão no eixo não-múltiplo, no

regime elástico, enquanto que Soares estuda o comportamento à flexão no eixo múltiplo, através de ensaios de plastificação.

1.2. Objetivos

O objetivo deste trabalho é desenvolver um estudo sobre o comportamento estrutural de um pilar misto proposto constituído de perfil duplo I de aço ligado com conectores na alma dos perfis e preenchidos com concreto armado.

Nesse trabalho realizou-se um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural objetivando:

- avaliar a resistência última à flexão do modelo proposto;
- realizar um estudo para avaliar o comportamento estrutural e as condições econômicas para implementação do sistema em um modelo construtivo industrializado;
- investigar experimentalmente a capacidade resistente do sistema através de modelos em escala real, avaliando deformações e deslocamentos;
- validar modelos numéricos desenvolvidos no programa ABAQUS.

1.3. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação foi organizada em oito capítulos. Este primeiro capítulo traz uma introdução, motivação para realização deste trabalho e os objetivos da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, a qual aborda o uso das estruturas mistas de aço e concreto, com ênfase para os pilares mistos. São apresentados os tipos e as aplicações. Além disso, detalha-se o dimensionamento conforme a norma brasileira e a norma europeia.

O Capítulo 3 descreve um sistema proposto, bem como as vantagens e desvantagens desse sistema. É apresentado também um modelo de cálculo do modelo estudado.

O Capítulo 4 apresenta o programa experimental dos ensaios realizados no laboratório. Nesse capítulo são apresentados o processo de fabricação do sistema,

propriedades dos materiais, instrumentação, descrição dos ensaios e os resultados obtidos experimentalmente.

O Capítulo 5 aborda o estudo computacional. São apresentadas as definições de geometria dos modelos, propriedades dos materiais, o tipo de análise e os resultados numéricos.

Os Capítulos 6 e 7 relatam os resultados obtidos através das formulações normativas e a análise dos resultados, respectivamente. Além disso, é apresentado um exemplo de aplicação do sistema estudado.

Por fim, no Capítulo 8 são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2

Revisão Bibliográfica

2.1.

Estruturas mistas de aço e concreto

As construções mistas têm como objetivo combinar as vantagens do aço estrutural que resiste bem à tração, junto com o concreto que tem baixo custo e resistente bem à compressão.

As primeiras construções mistas nos Estados Unidos apareceram em 1894, quando uma ponte “Rock Rapids Brigde” em Iowa e um edifício Metodista em Pittsburgh foram construídos usando vigas mistas [4]. Em 1897, o edifício pegou fogo mas manteve a estrutura intacta. Com isso, constatou-se como uma das vantagens a proteção contra ao fogo.

Os primeiros estudos em relação a esse tipo de estrutura iniciaram-se antes da primeira guerra mundial. A empresa Redpath Brow and Company iniciou ensaios acerca de sistema compostos para piso. Já no Brasil, a construção mista ficou limitada a alguns edifícios de pequeno porte entre os anos 1950 e 1960 [5]. De Nardin [6] destacou algumas construções que utilizaram elementos mistos como o Edifício Garagem América (1957), Edifício Palácio do Comércio (1959), Edifício Santa Cruz (1963), entre outras.

O primeiro registro de normalização de estruturas mistas foi em 1930, pelo *New York City Building Code*. Malite [5] comentou que em 1944 o assunto foi introduzido nas normas da *American Association of State Highway Officials* (AASHO, hoje denominada AASHTO). Já no Brasil, a primeira norma de estruturas mistas é de 1986 na ABNT NBR 8800 – *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios* [7].

Estruturas como o Empire State Building e o Chrysler Building, foram os primeiros edifícios altos nos Estados Unidos, entre 1920 e 1930, destacados por Griffis [4]. De acordo com o autor, muitos elementos de aço dessas construções utilizavam uma camada de concreto como forma de proteção contra ao fogo e à corrosão. Mas apenas em 1960, com o advento do crescimento das construções

mistas, que começaram a considerar a capacidade de reforço e resistência da combinação do elemento misto.

A partir da década de 50, com o desenvolvimento do processo de soldagem e dos conectores de cisalhamento, foi possível considerar o comportamento interativo entre aço e concreto para o suporte de cargas, tornando viável e competitiva a utilização de sistemas estruturais mistos [8].

A escolha para o sistema construtivo misto está relacionada as vantagens oferecidas quando comparadas aos sistemas de aço estrutural e concreto armado separadamente. Os sistemas de aço apresentam vantagens na montagem, economia nas fundações, devido ao peso reduzido da estrutura, além de promover um canteiro de obra mais limpo. Já os sistemas de concreto têm como vantagem seções mais rígidas e serem mais resistentes ao fogo e à corrosão, ao serem comparados as estruturas de aço. Com isso, os sistemas mistos vêm com o objetivo de aproveitar as vantagens de cada um dos materiais.

A seguir é apresentada uma lista de vantagens das estruturas mistas em relação às estruturas de concreto:

- eliminação ou redução das formas e escoramentos, diminuindo os resíduos;
- simplificação geral de toda a construção, levando a redução do tempo de execução;
- redução do peso próprio, gerando uma economia nas fundações;

Em relação as estruturas de aço:

- redução do consumo de aço estrutural, diminuindo custos;
- aumento da estabilidade lateral;
- mais resistentes à incêndios e à corrosão.

Por fim, De Nardin [6] estabeleceu alguns fatores que contribuíram para o crescimento das construções mistas:

- os projetos arquitetônicos exigiam maiores áreas livres, por consequência vãos maiores e aumento da carga nos pilares. Os sistemas mistos possibilitam a redução das seções transversais, aumentando a área livre;
- a necessidade de sistemas estruturais com tempo de execução menores, sem acréscimo de custos.

- os avanços tecnológicos permitiram obter elementos de concreto e aço estrutural de alta resistência. Além disso, o surgimento de guindastes e outros equipamentos que facilitavam o transporte desses elementos também contribuíram para o avanço dos elementos mistos.

2.2. Pilares Mistos

Os pilares mistos são formados por um elemento de aço estrutural, e podem ser totalmente revestidos, parcialmente revestidos ou preenchidos de concreto.

Quando os primeiros pilares mistos surgiram, o concreto utilizado era de baixa resistência e por isso os ganhos de rigidez e resistência da combinação do elemento misto não eram considerados [7]. Os primeiros ensaios com pilares mistos foram feitos no Laboratório de Engenharia Civil na Columbia University em 1908.

Griffis [4] listou algumas construções mistas em sua pesquisa:

- Control Data Building, Houston, Texas. Foi construído em 1969, com 20 andares e marca o início das construções mistas nos EUA.
- Three Houston Center Gulf Tower, Houston, Texas. Edifício com 52 andares e sistema estrutural tubular.
- Bank of China Building, Hong Kong. Com 369 m de altura, era o quinto edifício mais alto do mundo na época e o mais alto do mundo em estruturas mistas.

Atualmente o Shanghai Tower, com 632 m de altura, é o edifício mais alto do mundo em estruturas mistas, e o segundo mais alto do mundo, perdendo apenas para o Burj Khalifa, com 828 m.

2.2.1. Pilares mistos totalmente revestidos

Os pilares mistos totalmente revestidos podem ser formados por um ou mais perfis, podendo ser laminados, soldados ou formados a frio e ligados entre si (Figura 2.1). Além disso, é recomendado o uso de armadura a fim de combater a expansão lateral do concreto e prevenir a desagregação do revestimento de concreto [8].

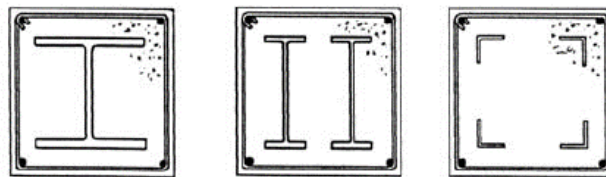


Figura 2.1 - Tipos de pilares mistos revestidos [7]

O trabalho conjunto do aço com o concreto nos pilares mistos revestidos aumenta a rigidez do sistema e impedem a flambagem local e global da estrutura. Além disso, protegem contra o fogo e à corrosão, uma vez que a estrutura de aço é totalmente envolvida pelo concreto.

Uma das desvantagens dos pilares mistos revestido é a necessidade do uso de formas de concretagem, tornando-o mais trabalhoso na execução.

2.2.2. Pilares mistos parcialmente revestidos

Os pilares mistos parcialmente revestidos são constituídos por um perfil I, soldado, preenchido com concreto somente na região entre a alma e as mesas (Figura 2.2)

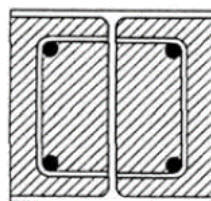


Figura 2.2 - Pilar misto parcialmente revestido [7]

Diferente do pilar totalmente revestido, esse sistema não oferece proteção suficiente contra o fogo e à corrosão. Deve-se utilizar uma armadura adicional para garantir a proteção. Essa armadura combate a expansão lateral e previne a desagregação do revestimento de concreto [9].

Nas estruturas com pilares parcialmente revestidos a concretagem pode ser feita posicionando a estrutura na horizontal, e posteriormente, rotacionando para preencher o outro lado. Para evitar o deslocamento do concreto em relação ao aço, ao movimentar o pilar, deve-se utilizar conectores do tipo pino com cabeça ou similar [10].

Outra vantagem é a facilidade de soldagem da estrutura com outros elementos, uma vez que parte da seção de aço permanece aparente.

2.2.3. Pilares mistos preenchidos

Os pilares mistos preenchidos são constituídos de perfis tubulares (retangulares e circulares) preenchidos com concreto, como mostrado na Figura 2.3. A principal vantagem desse sistema é não precisar utilizar armadura nem forma.

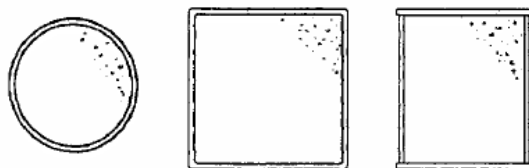


Figura 2.3 - Tipos de pilares mistos preenchidos [7]

Devido ao efeito do confinamento do concreto provocado pelo tubo de aço, é possível admitir o aumento da resistência à compressão do concreto. As imperfeições existentes na parede do tubo devido à rugosidade na superfície e a imperfeição propriamente dita da peça favorecem a aderência nos pilares preenchidos [8].

As vantagens construtivas das estruturas mistas preenchidas de concreto estão no fato dos tubos serem mais leves que os perfis laminados e soldados, e dispensa a necessidade de equipamentos especiais para sua montagem.

As maiores desvantagens do uso desse sistema estão na dificuldade de posicionar os conectores de cisalhamento, caso seja verificado a necessidade do mesmo. Outra desvantagem do sistema preenchido com concreto é que apesar da melhora na resistência ao fogo, esse sistema não promove total proteção. Com isso, deve-se utilizar uma forma alternativa de proteção [7].

2.2.4. Outros tipos de pilares mistos

Além dos pilares mistos apresentados têm-se também os pilares tipo battened. Esses pilares mistos são compostos por dois perfis tipo U, ligados por talas, preenchidos com concreto como apresentado na Figura 2.4. Esses pilares não se enquadram em nenhuma das categorias previstas em normas [8].

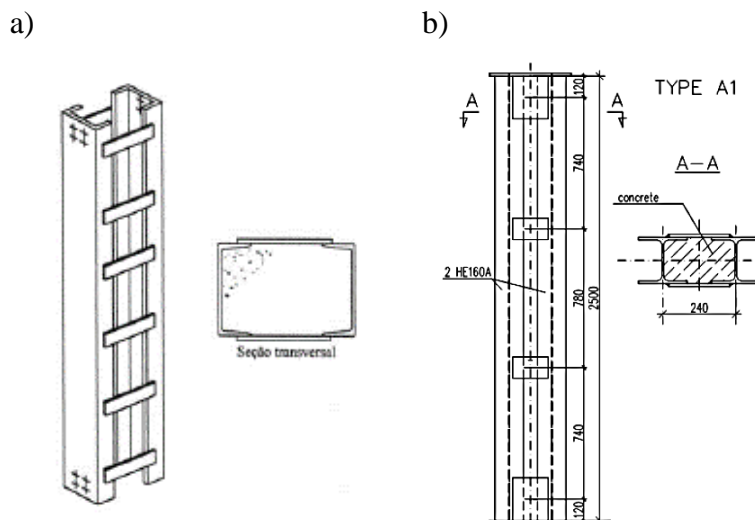


Figura 2.4 - Pilar misto tipo Battered [7,11]

Hunaiti *et al.* [12] apresentou resultados experimentais para pilares mistos constituídos por dois perfis tipo U. Enquanto que Szmigiera [11] apresentou um estudo com dois perfis tipo I preenchidos com concreto e ligados por talas na lateral.

Dentre as vantagens dos pilares tipo battered está a aumento da capacidade de carga do pilar através do distanciamento dos perfis U e o fácil acesso à parte interna do pilar, facilitando a conexão com a viga.

Figueiredo [7] compara os pilares mistos revestidos com os pilares battered. Os pilares battered são mais vantajosos por necessitar de forma simples para concretagem, não precisar de armadura e fazer melhor uso do aço estrutural localizado nas faces externas, onde o pilar é mais requisitado. Entretanto, não são contemplados em nenhuma norma.

A Figura 2.5 mostra outros pilares mistos menos usuais.

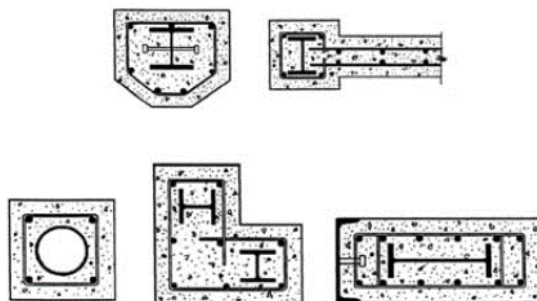


Figura 2.5 - Outros tipos de pilares mistos [8]

2.3. Dimensionamento segundo normas técnicas

2.3.1. Norma Brasileira: ABNT NBR 8800:2008

O anexo P da norma ABNT NBR 8800:2008 [13] aborda sobre Pilares mistos de aço concreto. Nele, é apresentado o dimensionamento por método simplificado de pilares mistos com seções transversais totais ou parcialmente revestidas com concreto e com seções preenchidas com concreto (Figura 2.6), submetidas à compressão axial ou à flexo-compressão.

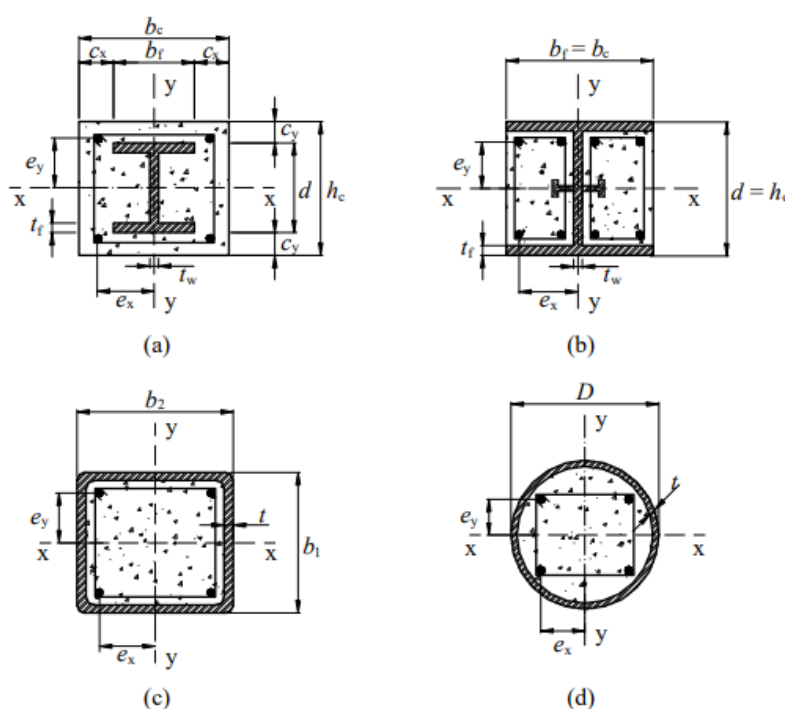


Figura 2.6 - Tipos de pilares mistos apresentados na ABNT NBR 8800:2008 [13]

Os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular ou circular.

O método simplificado tem as seguintes hipóteses básicas:

- há interação completa entre o concreto e o aço;
- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;

- c) a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante.

Além disso a norma possui alguns limites de aplicabilidade apresentados abaixo:

- a) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
 b) o concreto deve possuir densidade normal;
 c) o fator de contribuição do aço é apresentado na eq.(2.1)

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.1)$$

O fator de contribuição deve ser superior a 0,2 e ser inferior a 0,9. Caso δ for igual ou inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado de acordo com a ABNT NBR 6118 [14] como pilar de concreto e, caso δ for superior ou igual a 0,9, o pilar deve ser dimensionado segundo a norma ABNT NBR 8800 como pilar de aço.

- d) a esbeltez relativa do pilar λ_{rel} definida na eq.(2.6) não pode ser superior que 2,0;
 e) a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área de concreto e não deve ser superior a 4% seção de concreto;
 f) a relação entre altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
 g) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro das seguintes especificações:

$$40\text{ mm} \leq c_y \leq 0,3d \quad e \quad c_y \geq b_f / 6$$

$$40\text{ mm} \leq c_x \leq 0,4d \quad e \quad c_y \geq b_f / 6$$

- h) quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada;
 i) para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinais e transversal para garantir a integridade

do concreto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;

- j) o projeto de armadura deve atender aos requisitos da norma ABNT NBR 6118:2014 [14];

2.3.1.1.

Pilares submetidos à compressão axial

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes compostos pelo perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, e é dada pela eq.(2.2)

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (2.2)$$

Onde $N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a$, $N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c$, $N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s$ são as forças axiais resistentes de cálculo das componentes do perfil de aço, do concreto e do armadura longitudinal, respectivamente. A_a é a área da seção transversal do perfil de aço; A_c é a área da seção transversal do concreto; A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal; f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd} ; α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções

A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão pela eq (2.3)

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (2.3)$$

Onde, χ é o fator de redução fornecido pela norma ABNT NBR 8800 no item 5.3.3, em função do índice de esbeltez reduzido, e é dado nas equações abaixo:

- para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2}$ (2.4)

- para $\lambda_0 > 1,5$: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2}$ (2.5)

O índice de esbeltez reduzido é dado pela eq (2.6) abaixo:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2.6)$$

Sendo,

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad (2.7)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (2.8)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (2.9)$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (2.10)$$

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (2.11)$$

N_e é a força axial de flambagem elástica; KL é o comprimento de flambagem do pilar, determinado de acordo com a Norma; $(EI)_e$ e $(EA)_e$ são a rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão, respectivamente; Sendo I_a o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço; A_a é a área da seção transversal do perfil de aço; I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto; A_s é a área da seção transversal da armadura do concreto; I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado; A_c é a área da seção transversal do concreto não fissurado; Os módulos de elasticidade do aço estrutural, do aço da armadura e do concreto são respectivamente E_a , E_s e E_c .

O coeficiente de fluência do concreto, φ , deve ser tomado como 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto. A relação $N_{G,Sd}/N_{Sd}$ pode ser tomada como 0,60 como forma de simplificação. Sendo N_{Sd} a força axial solicitante de cálculo e $N_{G,Sd}$ a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

2.3.1.2.

Pilares submetidos à flexão

O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$ de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado através da eq.(2.12):

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (2.12)$$

Z_a, Z_s, Z_c são os módulos de resistência plástico da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente; Z_{an}, Z_{sn}, Z_{cn} são os módulos de resistência plástico da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente, considerando a posição da linha neutra.

O momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$ é dado pela eq.(2.13):

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (2.13)$$

2.3.1.3.

Pilares submetidos à flexo-compressão

Para verificação dos efeitos da flexo-compressão pode-se utilizar um modelo de cálculo mais simplificado, denominado Modelo de Cálculo I, ou um modelo mais detalhado, Modelo de Cálculo II.

a) Modelo de Cálculo I

A verificação dos efeitos da flexo-compressão pode ser feita através das seguintes considerações:

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.14)$$

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.15)$$

b) Modelo de Cálculo II

Já a verificação através do modelo II se dá por meio das seguintes expressões:

- $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

onde μ_x é um coeficiente igual a :

- para $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (2.17)$$

- para $\frac{N_{pl,c,Rd}}{2} \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (2.18)$$

- para $0 \leq N_{Sd} < \frac{N_{pl,c,Rd}}{2}$

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad (2.19)$$

O coeficiente μ_y é calculado da mesma forma que μ_x ; Os momentos $M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, pelas expressões $0,9M_{pl,x,Rd}$ e $0,9M_{pl,y,Rd}$; Os momentos $M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são dados, respectivamente, pelas expressões $0,8M_{max,pl,x,Rd}$ e $0,8M_{max,pl,y,Rd}$; Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação a $M_{c,y}$ e $M_{d,y}$.

Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais são determinados através das eq. (2.20) e (2.21)

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (2.20)$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (2.21)$$

Os momentos devido às imperfeições ao longo do pilar são apresentados abaixo pelas eq. (2.22) e (2.23):

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} \quad (2.22)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{150 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)} \quad (2.23)$$

Sendo L o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais;

$$N_{e2,x} = \pi^2 (EI)_{e,x} / L_x^2 \text{ e } N_{e2,y} = \pi^2 (EI)_{e,y} / L_y^2 .$$

Por fim, ao considerar os valores de $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ na equação de interação, deve-se considerar o movimento devido às imperfeições ao longo do pilar em relação apenas a um dos eixos, o que levar ao resultado mais desfavorável. Isso implica que se $M_{x,i,Sd}$ for considerado com seu valor diferente de zero, $M_{y,i,Sd}$ deve ser tomado como zero, e vice-versa.

2.3.2. Eurocode

A seção 6.7 do Eurocode 4 (2011) [15] aborda o dimensionamento de pilares mistos e elementos mistos comprimidos. Na norma são apresentados o dimensionamento de pilares mistos com seções transversais revestidas com concreto, parcialmente revestidas e seções retangulares e tubulares preenchidas com concreto. A Figura 2.7 mostra as seções tratadas na norma, (a) totalmente revestida, (b) e (c) parcialmente revestidas, (d) seção retangular preenchida, (e) seção tubular revestida e (f) seção tubular com perfil I preenchida com concreto não-fissurado:

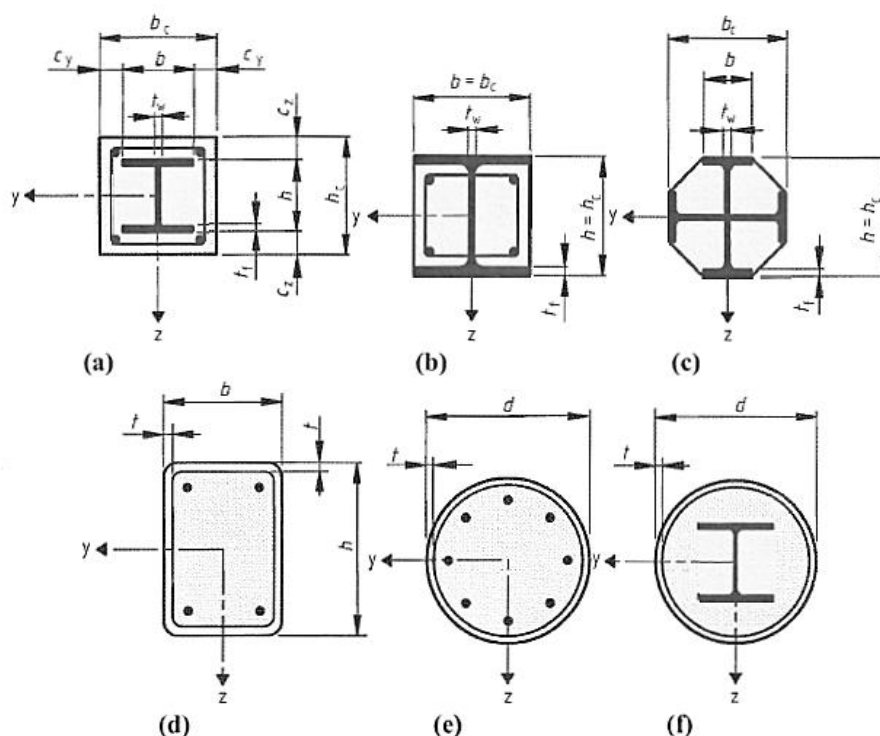


Figura 2.7 - Tipos de pilares mistos apresentados no Eurocode 4 [15]

A norma brasileira ABNT NBR 8800 é baseada na norma europeia. Por isso, existem semelhanças entre as duas normas e seus métodos de dimensionamento. O método simplificado apresentado pelo Eurocode 4 [15] é aplicável para pilares e membros comprimidos com aço grau S235 até S460 e o concreto deve possuir densidade normal e resistência de classe C20/C25 até C50/C60.

O fator de contribuição do aço, δ , é calculado da mesma forma apresentado na eq.(2.1) e deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9.

A norma apresenta dois métodos de dimensionamento. O método geral inclui os elementos com seções não-simétricas ou não-uniformes ao longo do comprimento. Nessa verificação são levados em conta os efeitos de segunda ordem, incluindo as tensões residuais, as imperfeições geométricas, a instabilidade local, fissuração, fluência e retração do concreto, além da tensão de escoamento da estrutura de aço e da armadura. Por fim, o dimensionamento deve garantir que a instabilidade não ocorra na combinação mais desfavorável do estado último e que a resistência sujeito à momento, força longitudinal e cortante não seja excedida.

Já o método simplificado possui limites de aplicabilidade semelhantes aos apresentados na norma brasileira:

- é limitado às seções duplamente simétricas e com seção transversal uniforme ao longo do comprimento para perfis laminados, formado a frio ou soldado;
- A esbeltez relativa do pilar, λ_{rel} , é calculada como mostrada na eq.(2.6) e não deve ser maior do que 2,0;
- para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro das seguintes especificações:

$$\max c_z = 0,3 h \text{ e } \max c_y = 0,4 b$$

- A armadura longitudinal não deve exceder 6% da área da seção de concreto;
- A relação entre altura e a largura das seções transversais mistas deve estar entre 0,2 e 5,0.

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é a mesma apresentada na eq.(2.2) mas o coeficiente α é igual a 1,0 para seções preenchidas com concreto e 0,85 para as demais.

A resistência à compressão e flexão combinadas de uma seção transversal e a curva de interação correspondente pode ser calculada assumindo blocos retangulares de tensões como apresentado na Figura 2.8 abaixo, levando em consideração a força de cisalhamento de projeto, V_{Ed} . Além disso, a resistência à tração do concreto pode ser desprezada.

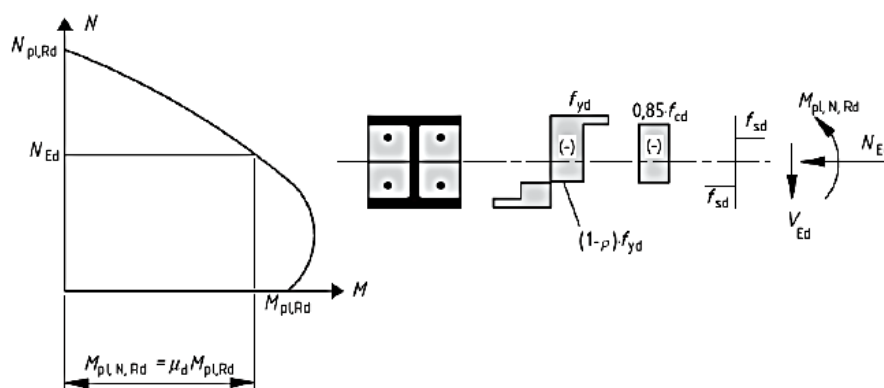


Figura 2.8 - Curva de interação da resistência à compressão e flexão combinadas [15]

Caso a força de cisalhamento $V_{a,Ed}$ na seção de aço exceda 50% força de cisalhamento resistente de projeto da seção de aço, $V_{pl,a,Rd}$, deve-se levar em conta a influência da força transversal de cisalhamento na resistência à compressão e

flexão combinada ao determinar-se a curva de interação. Se $V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd}$, deve ser considerada uma redução da resistência de projeto do aço $(1 - \rho)f_{yd}$ na área de cisalhamento, A_v , como mostrado na Figura 2.8.

A não ser que uma análise mais apurada seja utilizada, V_{Ed} , pode ser distribuída em $V_{a,Ed}$ atuando no aço estrutural e $V_{c,Ed}$ atuando na seção de concreto armado.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (2.24)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (2.25)$$

De forma simplificada, pode-se assumir que V_{Ed} atua somente na seção estrutural de aço.

Como modo simplificado, a curva de interação pode ser substituída por um diagrama poligonal (a linha tracejada na Figura 2.9). A figura mostra um exemplo da distribuição das tensões plásticas que uma seção totalmente revestida do ponto A até o ponto D.

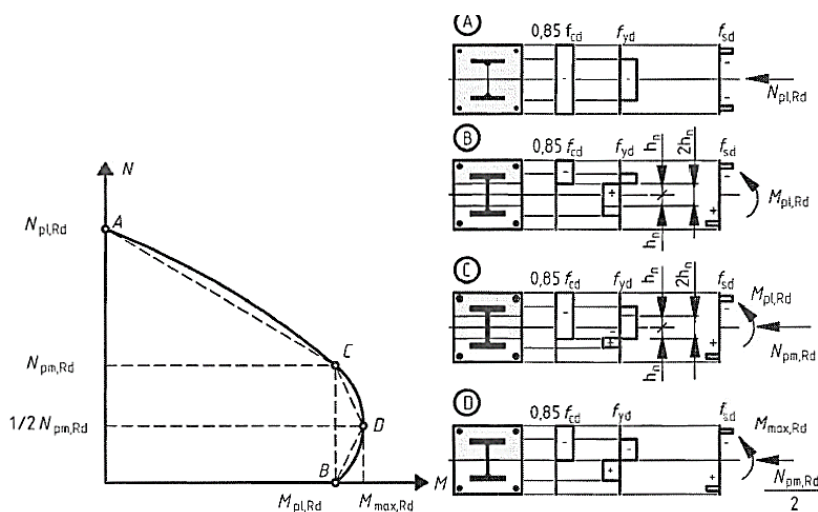


Figura 2.9 - Curva de interação simplificada e as distribuições de tensões correspondentes

[15]

A verificação para os efeitos combinados da flexo-compressão é semelhante ao Modelo de Cálculo II da ABNT NBR 8800:2008.

3

Sistema Proposto de Pilares Mistos

3.1.

Descrição

Neste capítulo é apresentado o modelo proposto de pilar misto. É feita uma descrição do sistema, abordando suas características, vantagens proporcionadas pelo sistema e o modo de fabricação. Além disso, será apresentado o modelo de cálculo baseado na norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [13].

O sistema misto proposto foi idealizado pelo Prof. Sebastião A. L. de Andrade (PUC-Rio), e é constituído por dois perfis I laminados que são ligados através de cinco conectores localizados na alma do perfil I, armaduras longitudinais ao longo do comprimento, estribo e preenchido com concreto. Além disso, nos modelos ensaiados no laboratório, considerou-se *stud bolts* soldados às almas. A Figura 3.1 apresenta a vista longitudinal do modelo proposto.

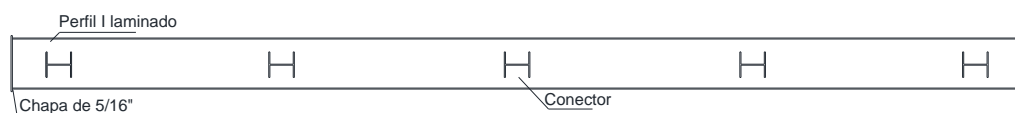


Figura 3.1 - Seção Longitudinal do Modelo Proposto

As Figuras 3.2a e 3.2b apresentam a seção transversal do sistema. Na Figura 3.2a têm-se a seção cortando o conector, já a Figura 3.2b apresenta as armaduras longitudinais e os estribos:

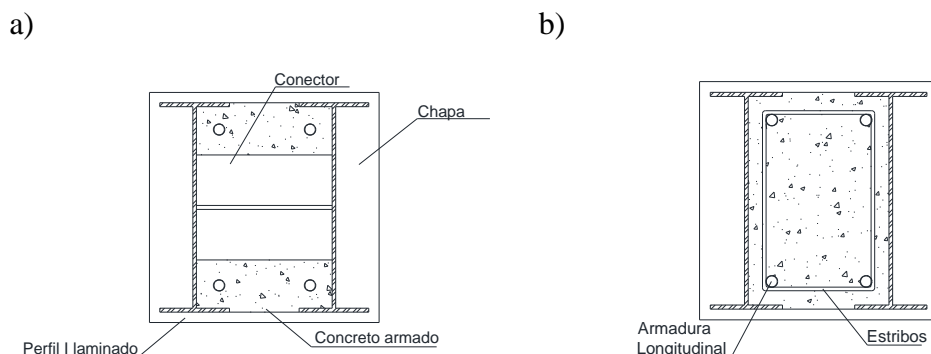


Figura 3.2 - a) seção cortando o conector e b) seção transversal mostrando as armaduras

Já a Figura 3.3 mostra em detalhe os conectores e a chapa soldados no corte longitudinal do modelo:

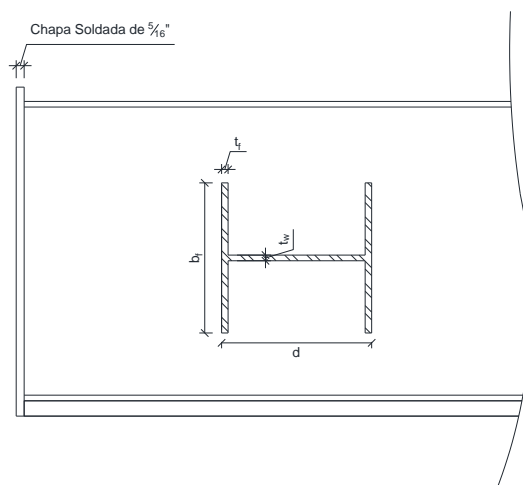


Figura 3.3 - Detalhe do corte longitudinal

3.2. Modo de Fabricação

O modo de fabricação deste sistema consiste em poucas etapas. É um processo simples, rápido, econômico e que garante um canteiro de obra limpo. Os elementos de aço são produzidos em fábrica e transportados para ao canteiro de obra, concretagem poderá ser feito *in loco* ou não.

As etapas do processo de fabricação são apresentadas abaixo:

Etapa 1: Os conectores de aço são soldados no Perfil I laminado (Figura 3.4)

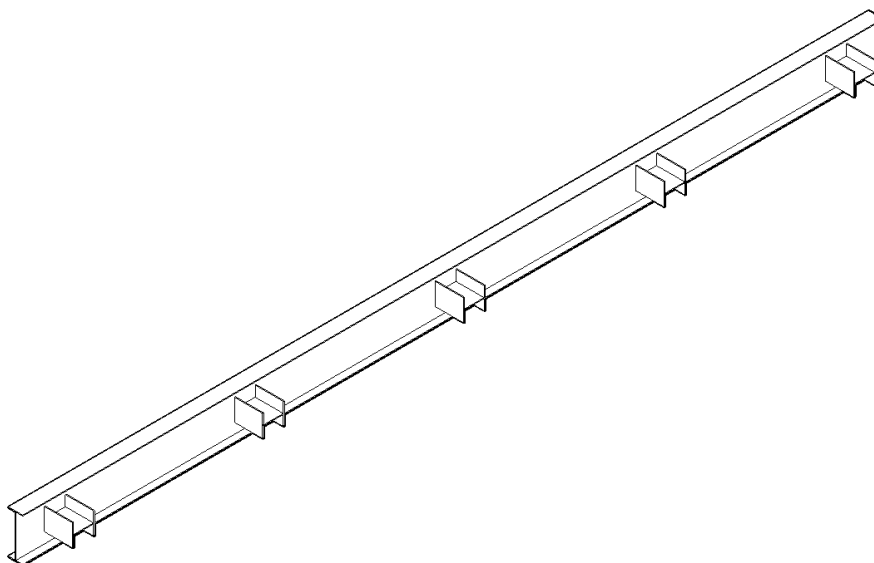


Figura 3.4 - Soldagem dos conectores na alma do perfil principal

Etapa 2: As armaduras longitudinais e os estribos são posicionados e seus espaçamentos são garantidos através de espaçadores (Figura 3.5)

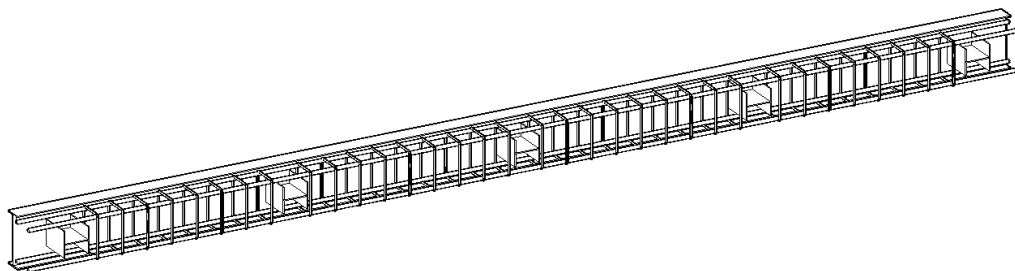


Figura 3.5 - Posicionando as armaduras e os estribos

Etapa 3: O segundo Perfil I laminado de aço é posicionado e soldado a outra extremidade dos conectores. Além disso, uma chapa é soldada nas duas extremidades (Figura 3.6).

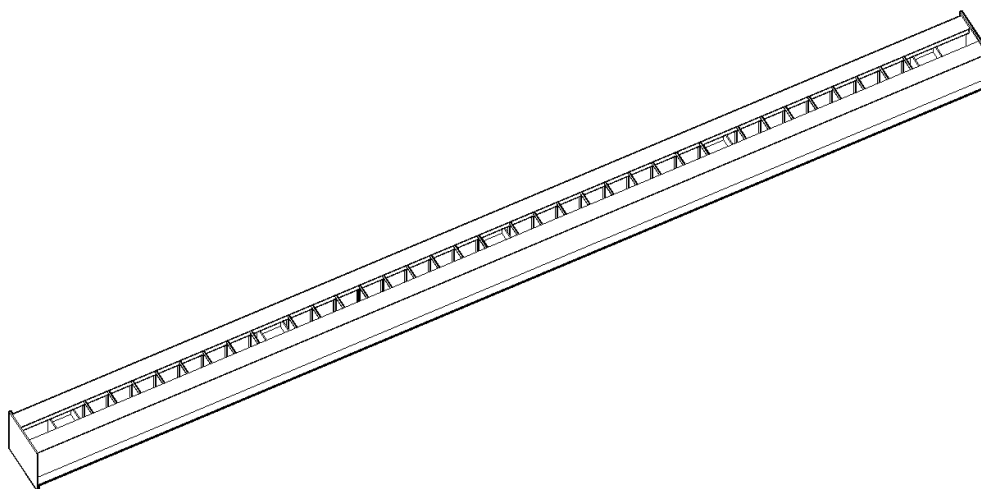


Figura 3.6 - Soldagem do segundo perfil principal e das chapas nas extremidades

Etapa 4: Nessa etapa é feito o preparo para a concretagem que pode ser feita dentro da fábrica ou no próprio canteiro de obra. A forma desse sistema é composta apenas por uma folha de madeirite ou compensado naval e deve ser posicionada na parte inferior do sistema. A forma deve ter o mesmo comprimento da altura do pilar e deve ter largura mínima suficiente para tapar a abertura entre os dois perfis. O detalhe apresentado na Figura 3.7 ilustra a forma do sistema:

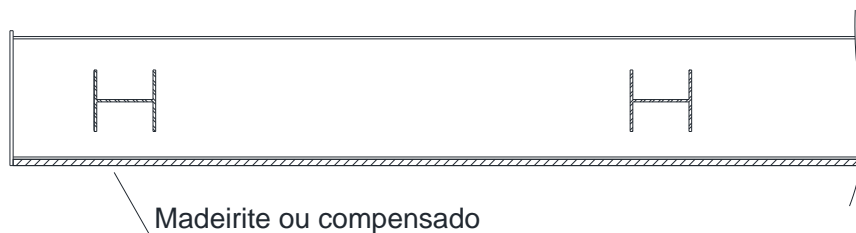


Figura 3.7 - Detalhe da forma do sistema

Etapa 5: Por fim, segue para a concretagem do pilar misto, a cura do concreto e a desforma do mesmo. O modelo final é apresentado na Figura 3.8 abaixo:

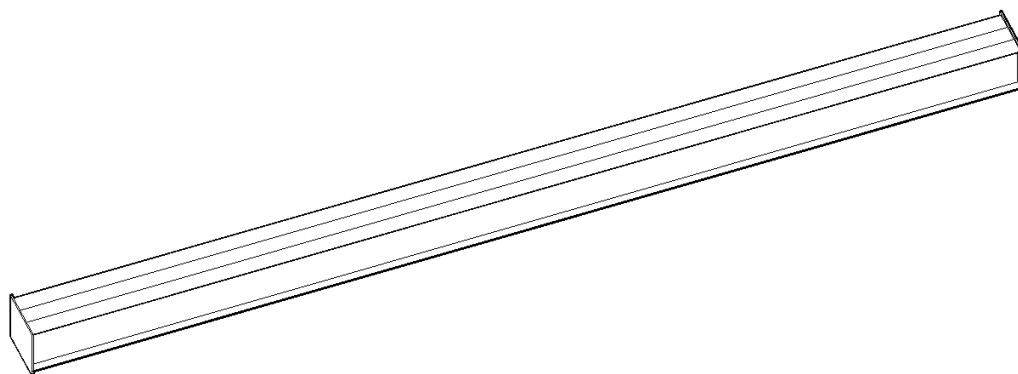


Figura 3.8 - Modelo final após a concretagem

3.3.

Vantagens e desvantagens do sistema

Dentre as vantagens desse sistema proposto, pode-se destacar:

- Rapidez da fabricação: após a fabricação das peças de aço, os elementos são soldados, armados e dependem apenas do tempo de cura do concreto;
- Economia: além da forma simples, esse processo de fabricação gera economia de material, não exige mão de obra qualificada e nem necessidade de escoramento no canteiro de obra;
- Resistência: o sistema consegue utilizar perfis de aço considerados com baixa resistência e transforma-lo em um sistema misto de alta resistência e ductilidade;
- O sistema pré-fabricado garante qualidade e controle na produção;
O sistema misto permite aproveitar as vantagens do concreto e do aço, produzindo um sistema de alta qualidade.

Dentre as desvantagens está o transporte, dependendo do tamanho do modelo, e içamento da estrutura.

3.4. Modelo de Cálculo

Esse modelo de cálculo apresenta as considerações para o dimensionamento de pilares submetidos à flexo-compressão conforme a ABNT NBR 8800:2008 [13]. Foram feitas adaptações para a seção estudada, uma vez que a mesma não se encaixava nos modelos abordados na norma brasileira.

Para o cálculo do momento fletor de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, apresentado na eq. (3.1), é necessário calcular os módulos de resistência plásticos, Z , de cada um dos componentes da estrutura.

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (3.1)$$

Z_a, Z_s, Z_c são os módulos de resistência plásticos da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente; Z_{an}, Z_{sn}, Z_{cn} são os módulos de resistência plástico da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente, considerando a região equivalente a duas vezes a altura ($2h_n$) da linha neutra plástica (LNP);

A linha neutra plástica (LNP) da seção mista é encontrada através de um equilíbrio de forças, comparando-se a resistência à compressão e a resistência à tração. Para cada eixo é avaliado possíveis regiões aonde a linha neutra plástica pode estar localizada.

a) Seção Proposta Fletida em Relação ao Eixo X (Eixo Não-Múltiplo):

O módulo de resistência plástico considera a plastificação completa da seção e para a seção estudada, os valores de Z em relação ao eixo x são apresentados para cada componente da estrutura a seguir nas eq (3.2) - (3.4):

$$Z_a = 2b_f t_f (d - t_f) + \frac{t_w (d - 2t_f)^2}{2} \quad (3.2)$$

$$Z_s = A_s \left(\frac{d}{2} - t_f - c - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.3)$$

$$Z_c = \frac{(d_c - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} + t_f(d_c - b_f)(d - t_f) - Z_s \quad (3.4)$$

1) LNP na mesa do perfil de aço

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d}{2} - t_f < h_n \leq \frac{d}{2}$, a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, como mostrado na Figura 3.9.

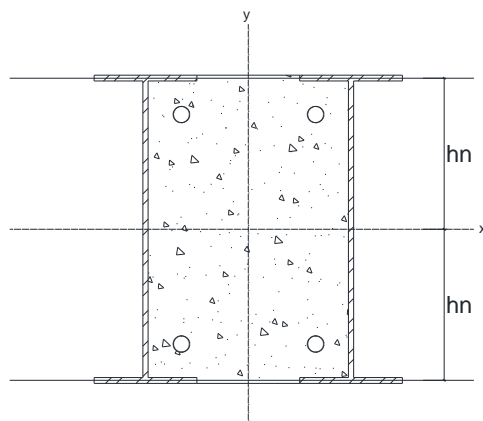


Figura 3.9 – Eixo Não-Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região $2 h_n$ são apresentados abaixo nas eq. (3.5) - (3.8):

$$h_n = \frac{4(d - 2t_f)(b_f - t_w)f_{yd} - 2A_s f_{sd} + d(d_c - b_f)f_{cd1}}{8b_f f_{yd} + 2(d_c - b_f)f_{cd1}} \quad (3.5)$$

$$Z_{an} = \frac{t_w(d - 2t_f)^2}{2} + 2b_f \left[h_n^2 - \frac{(d - 2t_f)^2}{4} \right] \quad (3.6)$$

$$Z_{sn} = A_s \left(\frac{d}{2} - t_f - c - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.7)$$

$$Z_{cn} = \frac{(d_c - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} + (d_c - b_f) \left(h_n - \frac{d}{2} + t_f \right) \left(\frac{2h_n + d - 2t_f}{2} \right) - Z_{sn} \quad (3.8)$$

2) LNP na alma do perfil de aço, acima da armadura

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d}{2} - t_f - c < h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$, a linha neutra plástica estará na alma do perfil de aço, acima da armadura, como mostrado na Figura 3.10.

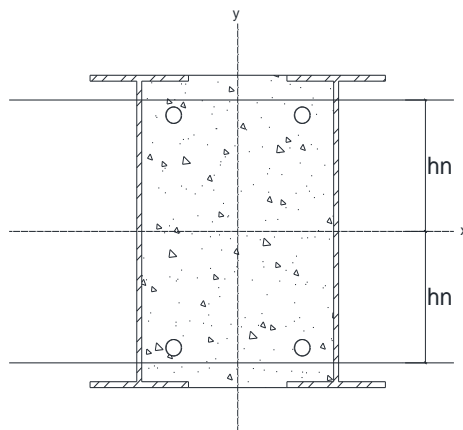


Figura 3.10 – Eixo Não-Múltiplo - LNP na alma do perfil de aço, acima da armadura

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região 2 h_n são apresentados abaixo nas eq. (3.9) - (3.12):

$$h_n = \frac{[2(A_c + A_s) - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1} - 2A_s f_{sd}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} \quad (3.9)$$

$$Z_{an} = 2t_w h_n^2 \quad (3.10)$$

$$Z_{sn} = A_s \left(\frac{d}{2} - t_f - c - \frac{\phi}{2} \right) = Z_s \quad (3.11)$$

$$Z_{cn} = (d_c - t_w)h_n^2 - Z_{sn} \quad (3.12)$$

3) LNP na alma do perfil de aço, abaixo da armadura

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $h_n \leq \frac{d}{2} - t_f - c - \phi$, a linha neutra plástica estará na alma do perfil de aço, abaixo da armadura, como mostrado na Figura 3.11.

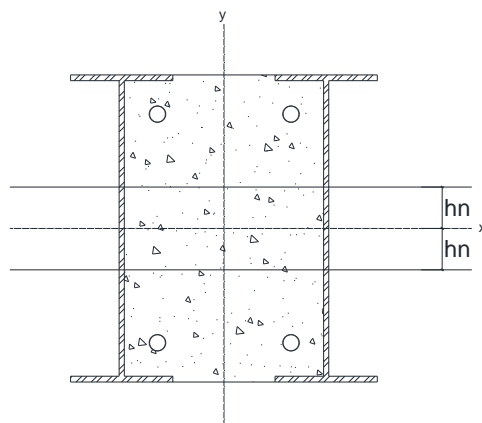


Figura 3.11 - Eixo Não-Múltiplo - LNP na alma do perfil, abaixo da armadura

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região 2 h_n são apresentados abaixo nas eq. (3.13) - (3.16):

$$h_n = \frac{[2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} \quad (3.13)$$

$$Z_{an} = 2t_w h_n^2 \quad (3.14)$$

$$Z_{sn} = 0 \quad (3.15)$$

$$Z_{cn} = (d_c - t_w)h_n^2 \quad (3.16)$$

b) Seção Proposta Fletida em Relação ao Eixo Y (Eixo Múltiplo):

O módulo de resistência plástico considera a plastificação completa da seção e para a seção estudada, os valores de Z em relação ao eixo y são apresentados para cada componente da estrutura a seguir nas eq. (3.17) – (3.19):

$$Z_a = 2b_f t_f d_c + t_w d_c (d - 2t_f) \quad (3.17)$$

$$Z_s = A_s \left(\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.18)$$

$$Z_c = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{(d_c - b_f)^2 t_f}{2} - Z_s \quad (3.19)$$

1) LNP na mesa do perfil de aço, acima da alma

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} + \frac{b_f}{2}$, a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, acima da alma, como mostrado na Figura 3.12.

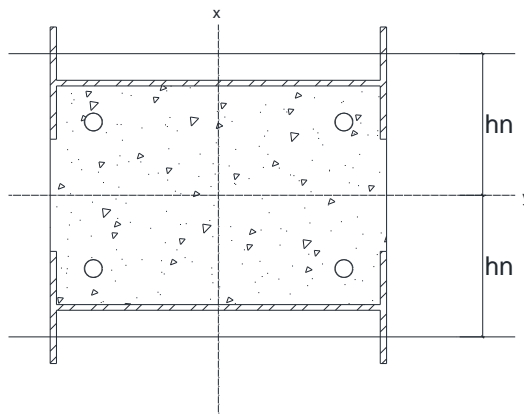


Figura 3.12 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, acima da alma

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região $2 h_n$ são apresentados abaixo nas eq. (3.20) - (3.23):

$$h_n = \frac{2(d_c t_f - (d - 2t_f)t_w - b_f t_f) f_{yd} - A_s f_{sd}}{4t_f f_{yd}} \quad (3.20)$$

$$Z_{an} = t_f (2h_n - d_c + b_f) \left(h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) + (d - 2t_f) t_w d_c \quad (3.21)$$

$$Z_{sn} = A_s \left(\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right) = Z_s \quad (3.22)$$

$$Z_{cn} = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{t_f (d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad (3.23)$$

2) LNP na alma do perfil de aço

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2}$, a linha neutra plástica estará na alma do perfil de aço, como mostrado na Figura 3.13.

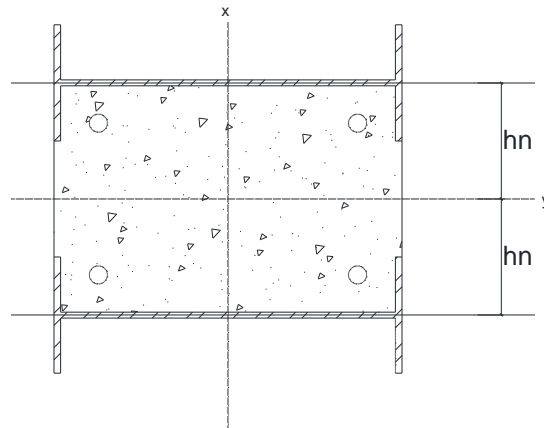


Figura 3.13 - Eixo Múltiplo - LNP na alma do perfil de aço

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região $2 h_n$ são apresentados abaixo nas eq. (3.24) - (3.27):

$$h_n = \frac{[2t_f(d_c - b_f) + (d - 2t_f)(d_c - t_w)]f_{yd} - A_s f_{sd}}{2df_{yd}} \quad (3.24)$$

$$Z_{an} = t_f \left(2h_n - d_c + b_f \right) \left(h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) + h \left(h_n - \frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2} \right) \left(h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad (3.25)$$

$$Z_{sn} = A_s \left(\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right) = Z_s \quad (3.26)$$

$$Z_{cn} = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{t_f(d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad (3.27)$$

3) LNP na mesa do perfil de aço, acima da armadura

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c < h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2}$, a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, acima da armadura, como mostrado na Figura 3.14.

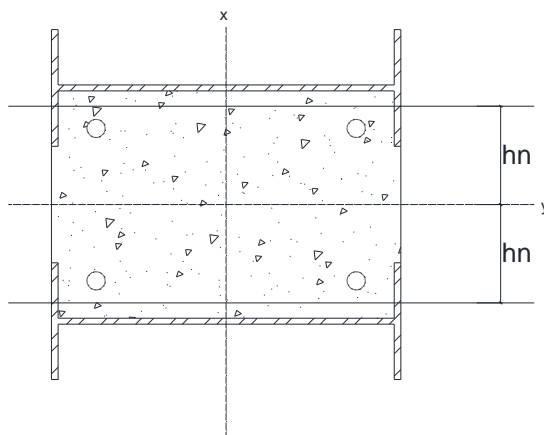


Figura 3.14 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, acima da armadura

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região 2 h_n são apresentados abaixo nas eq. (3.28) - (3.31):

$$h_n = \frac{4t_f(d_c - b_f)f_{yd} + [2(A_c + A_s) + (d - 2t_f)(t_w - d_c)]f_{cd1} - 2A_s f_{sd}}{8t_f f_{yd} + 2(d - 2t_f)f_{cd1}} \quad (3.28)$$

$$Z_{an} = t_f(2h_n - d_c + b_f) \left(h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) \quad (3.29)$$

$$Z_{sn} = A_s \left(\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right) = Z_s \quad (3.30)$$

$$Z_{cn} = (d - 2t_f)h_n^2 + \frac{t_f(d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad (3.31)$$

4) LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da armadura

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $\frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \phi$, a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, abaixo da armadura, como mostrado na Figura 3.15.

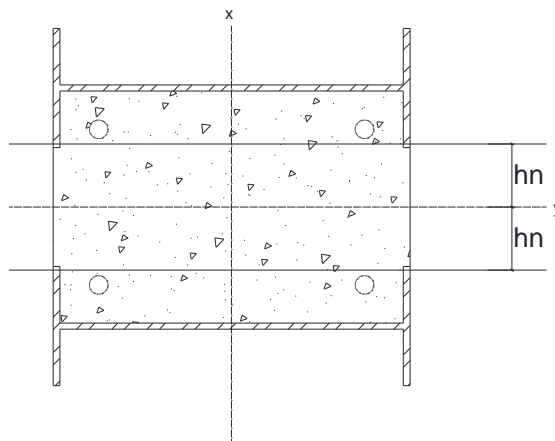


Figura 3.15 - Eixo Múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da armadura

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região 2 h_n são apresentados abaixo nas eq. (3.28) - (3.31):

$$h_n = \frac{4t_f(d_c - b_f)f_{yd} + [2A_c + A_s + (d - 2t_f)(t_w - d_c)]f_{cd1}}{8t_f f_{yd} + 2(d - 2t_f)f_{cd1}} \quad (3.32)$$

$$Z_{an} = t_f(2h_n - d_c + b_f) \left(h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) \quad (3.33)$$

$$Z_{sn} = 0 \quad (3.34)$$

$$Z_{cn} = (d - 2t_f)h_n^2 + \frac{t_f(d_c - b_f)^2}{2} \quad (3.35)$$

5) LNP fora do perfil de aço

Caso o h_n estiver dentro do intervalo $h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2}$, a linha neutra plástica estará fora do perfil de aço, como mostrado na Figura 3.16.

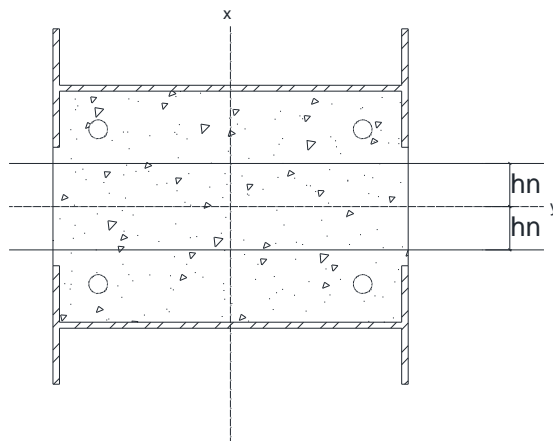


Figura 3.16 - Eixo Múltiplo - LNP fora do perfil de aço

O cálculo de h_n e os módulos de resistência plásticos na região $2 h_n$ são apresentados abaixo nas eq. (3.36) - (3.39):

$$h_n = \frac{2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f}{2(d - 2t_f) + 4t_f} \quad (3.36)$$

$$Z_{an} = 0 \quad (3.37)$$

$$Z_{sn} = 0 \quad (3.38)$$

$$Z_{cn} = dh_n^2 \quad (3.39)$$

Ao encontrar a posição da linha neutra plástica e calcular os módulos de resistência plásticos, pode-se calcular o momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, e o momento de fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, apresentados nas eq. (2.12) e (2.13), respectivamente.

Para construir a curva de interação da resistência da seção à compressão e flexão combinadas fornecido pelo Eurocode 4 [15] apresentada na Figura 3.17 deve-se atentar as seguintes considerações:

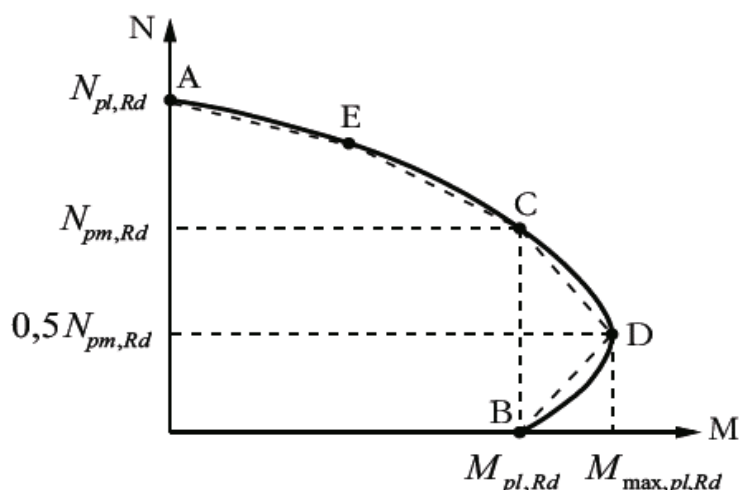


Figura 3.17 - Curva de Interação N-M da resistência da seção - Eurocode 4 [15]

Considera-se a distribuição plástica total das tensões entre os pontos A até o D. O ponto A corresponde ao ponto de esforço normal máximo, já o ponto D corresponde ao momento fletor máximo.

Na curva de interações o ponto A da curva está sujeito apenas à força axial. O ponto B está submetido apenas à flexão pura. O ponto C tem a combinação dos esforços. O ponto D está submetido ao momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo. E por fim, o ponto E é um ponto auxiliar localizado entre os pontos A e C. A Tabela 3.1 mostra as componentes de cada um dos pontos da curva:

Tabela 3.1 - Componentes da Curva de Interação N-M da resistência da seção do Eurocode 4

Pontos	Força Axial	Momento fletor
Ponto A	$N_A = N_{pl,Rd}$	$M_A = 0$
Ponto B	$N_B = 0$	$M_B = M_{pl,Rd}$
Ponto C	$N_C = A_c f_{cd1}$	$M_C = M_{pl,Rd}$
Ponto D	$N_D = 0,5 A_c f_{cd1}$	$M_D = M_{max,pl,Rd}$

4

Programa Experimental

4.1.

Considerações Iniciais

O uso de ensaios experimentais auxilia no entendimento e também na calibração do comportamento estrutural do sistema estudado. Dentro do programa experimental, deve-se atentar para as condições de contorno, sistema de aplicação de carga e a instrumentação dos ensaios. O primeiro passo para o planejamento de um ensaio consiste em definir o sistema de aplicação de carga e as condições de contorno. Além disso, deve-se atentar na correta especificação da instrumentação [16]. Os pilares mistos propostos foram ensaiados no Laboratório de Estruturas e Materiais da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A pesquisa consiste em analisar o comportamento à flexão dos modelos estudados, por isso, os modelos foram ensaiados, no laboratório, como vigas submetidas a um ensaio de flexão simples, buscando avaliar o comportamento estrutural do sistema. Foram analisados somente os modelos mistos denominados PM1 e PM2, e o estudo foi feito no eixo não-múltiplo dos modelos. Como dito na introdução desta pesquisa, esse trabalho foi feito em conjunto com uma outra pesquisa que estava sendo realizada em paralelo, e por isso, esse trabalho foi limitado ao regime elástico por se tratar de um ensaio não destrutivo.

Neste capítulo são apresentados, de forma resumida, os modelos estudados, processo de fabricação, propriedades dos materiais adotados, instrumentação e sistema de ensaio. Por fim, são apresentados os resultados obtidos no ensaio de flexão, limitado ao regime elástico, dos dois modelos estudados.

4.2.

Descrição dos modelos estudados

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a geometria dos modelos mistos estudados, PM1 e PM2, respectivamente.

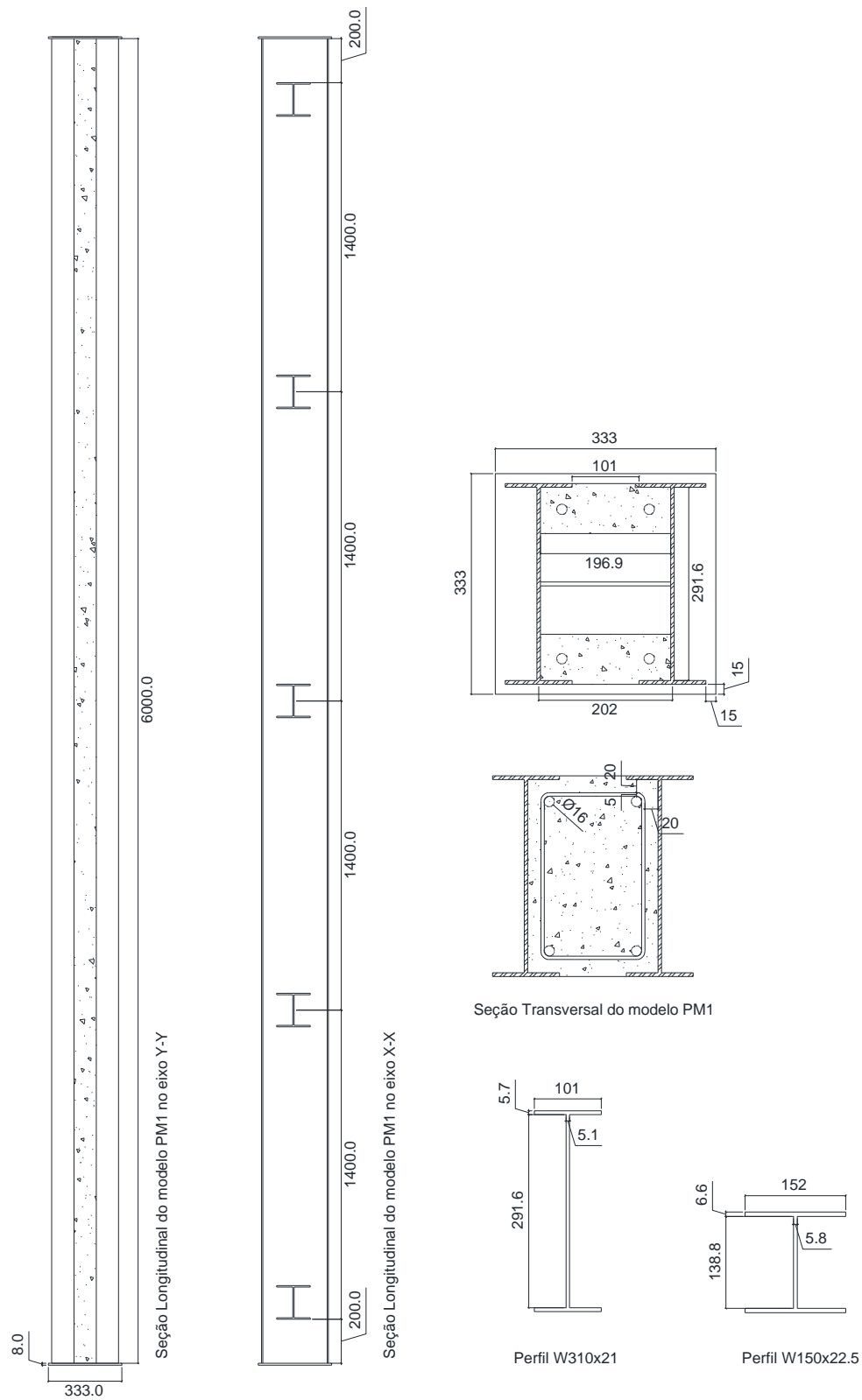


Figura 4.1 - Projeto de fabricação - Modelo PM1 (dimensões em mm)

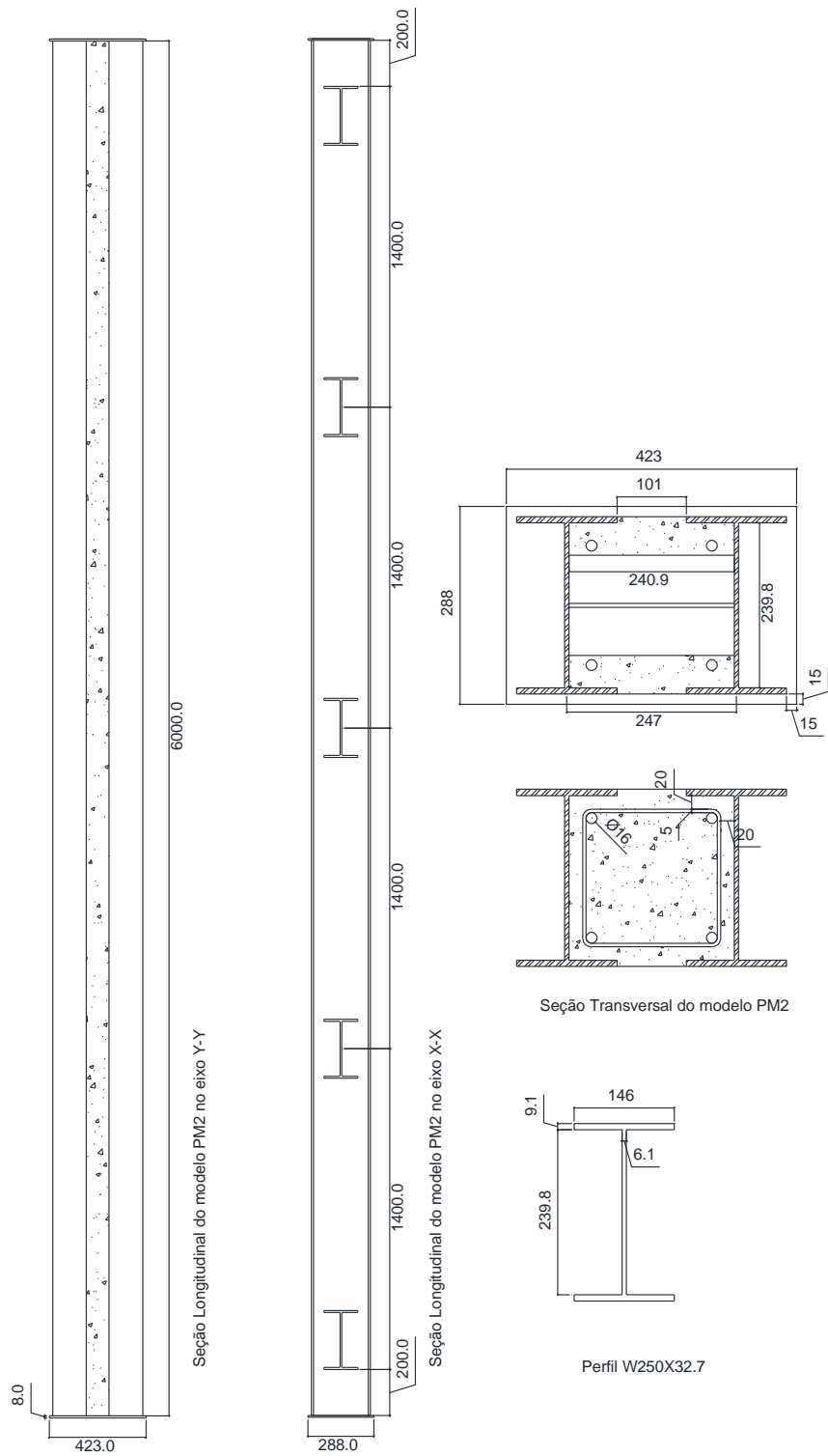


Figura 4.2 - Projeto de fabricação - Modelo PM2 (dimensões em mm)

4.3. Processo de fabricação

Os pilares foram fabricados pela empresa Alipio P. Carvalho Filho Construções e Serviço – ME (Rio de Janeiro). Os perfis I laminados foram ligados através de cinco conectores metálicos soldados na alma do Perfil. Por fim, duas chapas metálicas foram soldadas nas extremidades dos perfis I como apresentado na Figura 4.3 abaixo. O aço utilizado no sistema foi o ASTM-A572. Diferentemente do processo de fabricação apresentado no Capítulo 3, na seção 3.2, os perfis laminados vieram de fábrica com os conectores e as chapas soldadas e a concretagem foi realizada no laboratório.

Com isso, o processo para armar o sistema foi um pouco mais complexo do que numa situação real. O espaço para colocar a armadura era pequeno, e como não foi possível amarrar a armadura longitudinal e os estribos, foram feitos pontos de solda nos elementos afim de garantir que não se deslocassem quando fosse feita a concretagem.

A preparação para concretagem desse sistema misto é simples. Para a forma foi utilizado uma folha de madeirite e cortada do tamanho do comprimento do pilar e posicionada no chão e o pilar deitado como apresentado na Figura 4.3 abaixo:



Figura 4.3 - Estruturas posicionadas acima da folha de madeirite

O posicionamento das armaduras longitudinais e dos estribos foi feita através de espaçadores de plásticos, como mostrados na Figura 4.4. As barras longitudinais foram instrumentadas antes da concretagem. Além das armaduras longitudinais e dos estribos, utilizou-se *stud bolts* ao longo do comprimento do pilar para garantir uma maior interação aço-concreto e evitar a flambagem da alma.

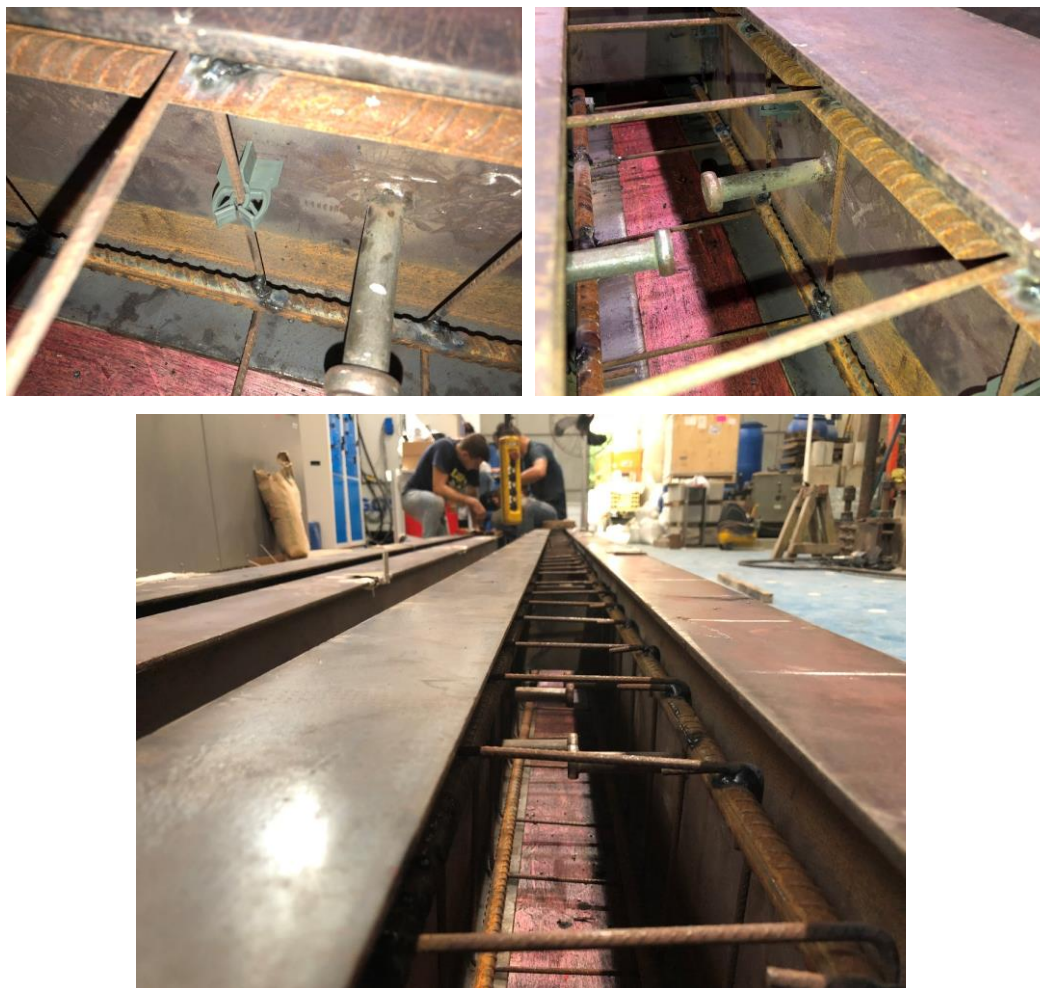


Figura 4.4 - Posicionamento das armaduras, estribos e espaçadores

Por fim, é feita a concretagem, como mostrado na Figura 4.5, e o adensamento do concreto é realizado com o auxílio de um vibrador de imersão.



Figura 4.5 - Concretagem das estruturas

4.4. Propriedade dos materiais

4.4.1. Concreto

Para a concretagem, o concreto foi produzido *in loco*, dividido em cinco betonadas e com resistência característica prevista de 30 MPa aos 28 dias. O concreto foi lançado manualmente e adensado com um vibrador de imersão.

Os corpos de prova foram moldados em forma de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura seguindo as especificações da ABNT NBR 5738:2015 [17]. Os ensaios de

compressão foram realizados no dia do ensaio de plastificação de cada um dos modelos, a fim de se obter a resistência à compressão o mais correto possível. Os ensaios nos corpos de prova seguiram as especificações da norma ABNT NBR 5739:2007 [18] e foram realizados na máquina Controls, como mostrado na Figura 4.1, e os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resistência à compressão do concreto

Nº CPs	f_{cm} (MPa)	S_d	$f_{ck,test}$ (MPa)	E_{ci} (GPa)
15	31,60	2,09	28.15	29.7

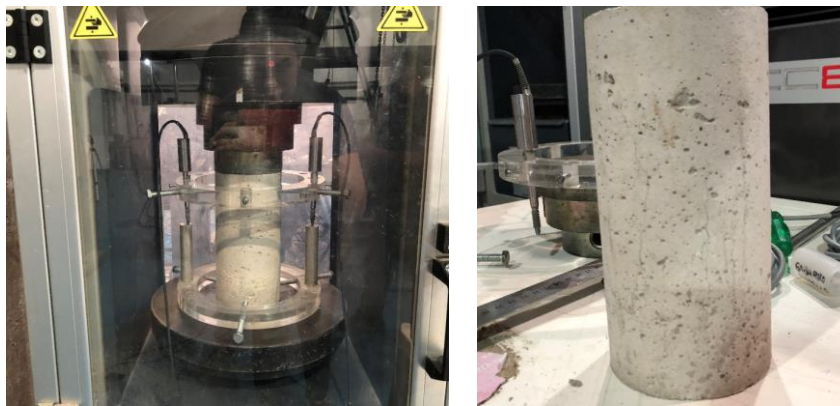


Figura 4.6 - Ensaio de compressão nos CPs

4.4.2. Aço

O aço adotado para os perfis laminados e os conectores foi o aço estrutural ASTM A572 grau 50. As propriedades mecânicas adotadas foram as fornecidas pela norma ABNT NBR 8800:2008 [13]. Sua resistência ao escoamento (f_y) é de 345 MPa e a resistência à ruptura (f_u) é de 450 MPa, valores retirados da Tabela A.2 (Aço de uso frequente especificados pela ASTM para uso estrutural).

Já o aço adotado para a armadura longitudinal e o estribo foram retirados da norma ABNT NBR 7480:2007 [19]. O aço utilizado nas armaduras longitudinais foi o CA-50, com resistência característica de escoamento, f_{yk} , de 500 Mpa, determinado na Tabela B.3.

O cálculo da armadura mínima foi obtido utilizando o item P.1.3 da ABNT NBR 8800:2008 [13], que determina que a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área de concreto, e a máxima

porcentagem é de 4%. Determinou-se assim, quatro armaduras longitudinais com diâmetro de 16 mm e cobrimento de 25 mm, com taxa de armadura de 0,7%. Além disso, a estrutura possui estribos localizados ao longo do comprimento espaçados de 150 mm e com diâmetro de 5 mm.

4.5. Instrumentação

Para a instrumentação utilizou-se extensômetros (strain gages) para medição das deformações no aço e transdutores de deslocamento para registrar os deslocamentos da estrutura.

Foram utilizados 22 extensômetros no total. Sendo 8 localizados na mesa inferior, 8 localizados na mesa superior, dois posicionados na região central, na alma do perfil de aço, e cada armadura longitudinal foi instrumentada na região central. Posicionou-se também um extensômetro na alma do perfil da direita e um na esquerda. Para a medição dos deslocamentos verticais, utilizou-se três transdutores de deslocamentos. Um posicionado no vão central e outros dois na posição L/3 da estrutura como apresentados na Figura 4.7.

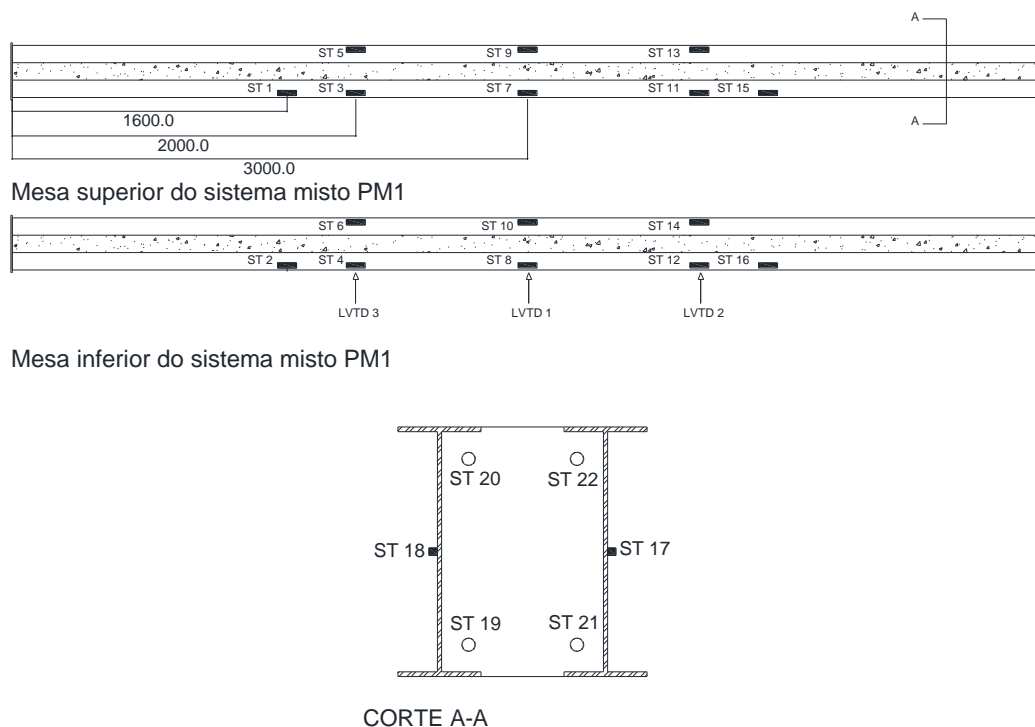


Figura 4.7 - Localização dos extensômetros

As Figuras 4.8 e 4.9 mostram os extensômetros e os transdutores de deslocamento, respectivamente:

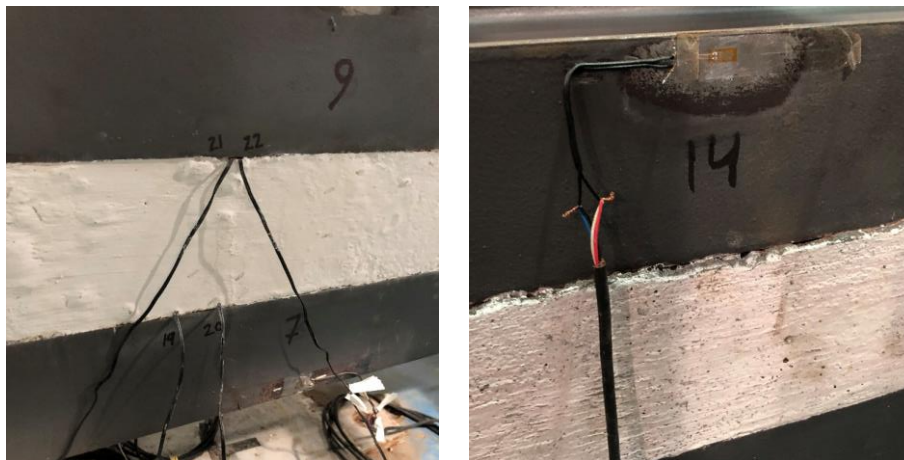


Figura 4.8 - Posicionamento dos extensômetros

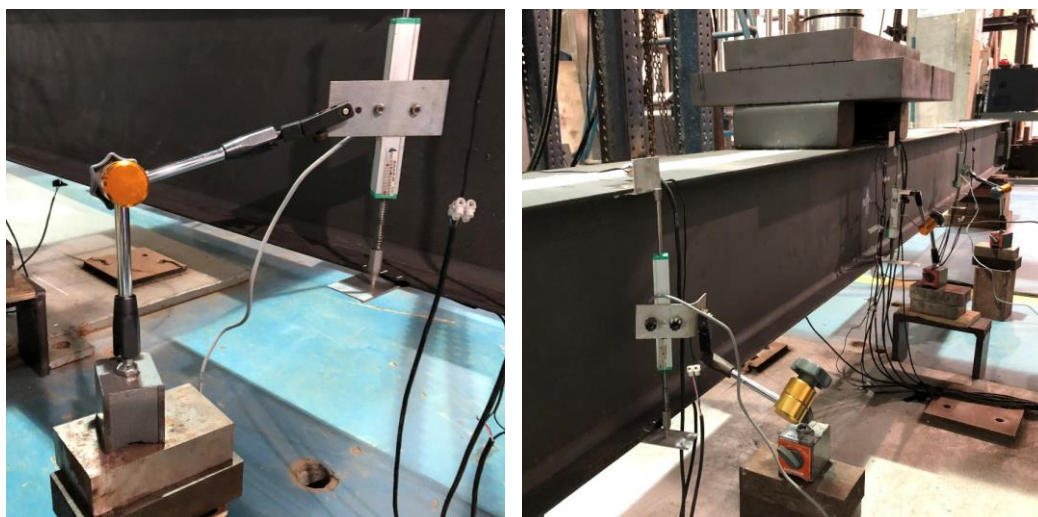


Figura 4.9 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento verticais

4.6. Descrição dos ensaios

Os ensaios foram realizados com o atuador servo hidráulico MTS com capacidade de 500 kN. Um sistema de transmissão de cargas foi montado com duas placas de aço de (580x500x75) e (580x305x75), dimensões em mm, apoiadas em dois blocos de aço e que distribuíam a carga do atuador, como mostrado na Figura 4.10 abaixo.

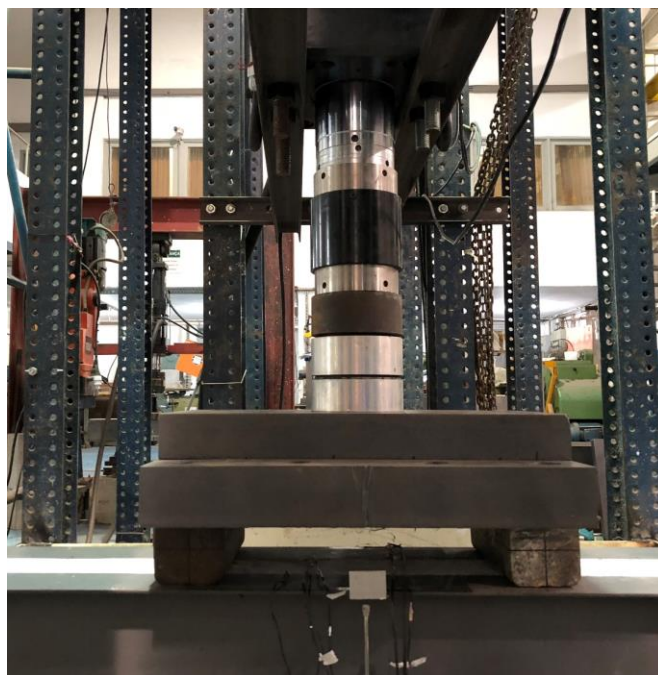


Figura 4.10 - Sistema de aplicação de carregamento

A Figura 4.11 representa o esquema dos modelos ensaiados, apresentando a posição dos pontos de aplicação de carga e dos apoios.

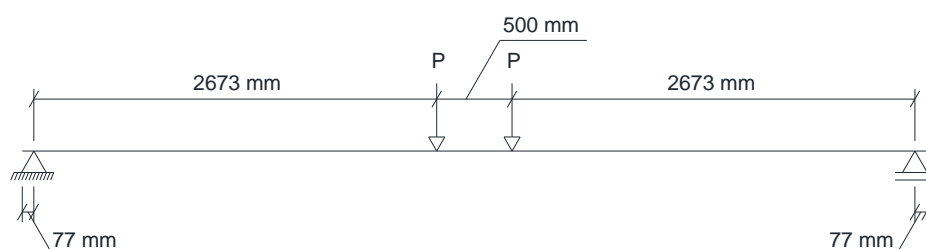


Figura 4.11 – Esquema do carregamento dos modelos experimentais

A Figura 4.12 mostra as condições de apoio estabelecidas nos ensaios. O apoio ao lado direito é um apoio de primeiro gênero (o grau de liberdade restringido no primeiro apoio foi o translacional Y) e o apoio ao lado esquerdo é um apoio de segundo gênero (os graus de liberdade restringidos são os translacionais Y e Z).

a)



b)



Figura 4.12 - Condições de apoio do ensaio a) 1º gênero b) 2º gênero

Para cada um dos modelos, deve-se considerar o momento gerado devido ao peso próprio da estrutura mais o peso próprio da viga de transmissão do carregamento. Além do momento, deve-se considerar o deslocamento gerado devido a esse peso próprio. A Tabela 4.2 a seguir mostra para cada modelo a carga gerada devido ao peso próprio da viga auxiliar e o peso próprio do sistema e os momentos e deslocamentos gerados:

Tabela 4.2 – Momento e deslocamento devido ao peso próprio

Modelo	P (kN)	M_{PP} (kNm)	δ_{PP} (mm)
PA1	2,93	7,83	1,68
PA2	2,70	7,22	1,55
PM1	7,22	19,31	3,06
PM2	7,86	21,02	2,86

Sabe-se que cálculo da flecha para um carregamento com dois pontos de aplicação pode ser calculado através da equação 4.1:

$$\delta = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24EI} \quad (4.1)$$

O cálculo da rigidez à flexão, EI, para os modelos experimentais e numéricos, apresentado na equação 4.2 foram obtidos através da manipulação da equação 4.1.

$$EI = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24\delta} \quad (4.2)$$

O ensaio de flexão foi realizado aplicando deslocamento no meio do vão, que era distribuído em dois pontos. O controle do ensaio foi feito por controle de

deslocamento a uma taxa de 0,3 mm/min. A leitura dos dados foi feita automaticamente com um programa de aquisição de dados.

Além do ensaio de flexão, realizou-se um ensaio de ciclagem de carga, com frequência de 1Hz e 10000 ciclos, variando a carga de 5 a 40% da carga última de plastificação.

4.7.

Resultados Experimentais

Nessa seção serão apresentados os resultados experimentais dos dois modelos mistos, PM1 e PM2, estudados em escala real e sujeitos à um carregamento no eixo não-múltiplo no meio do vão.

4.7.1.

Modelo PM1

O modelo PM1 foi submetido a um ensaio estático seguindo o modelo de aplicação de carregamento como descrito no Capítulo 4 do programa experimental.

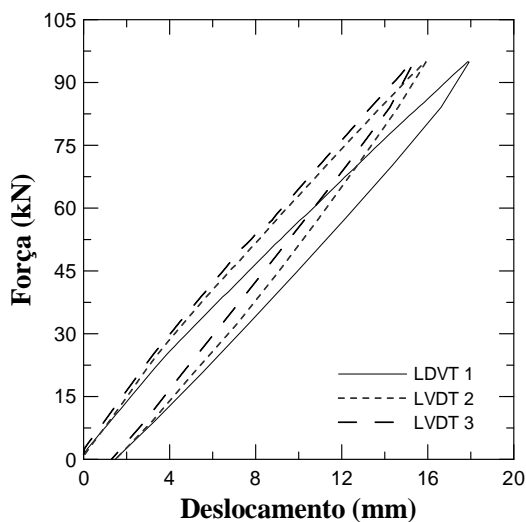
O modelo foi submetido à um ensaio de flexão em 4 pontos e o controle do ensaio foi por deslocamento. O ensaio se deu no regime elástico e foi possível obter a rigidez à flexão da estrutura.

O momento fletor corresponde ao somatório dos momentos devido ao peso próprio e o momento gerado pelo carregamento. O momento devido ao peso próprio do modelo misto mais a viga de aplicação de carga foi de 19,3 kNm e o deslocamento referente a esse momento é de 3,06 mm. Após atingir esse valor na curva Momento *versus* deslocamento, inicia-se a aplicação do carregamento pelo atuador.

4.7.1.1.

Comportamento Momento *versus* deslocamento

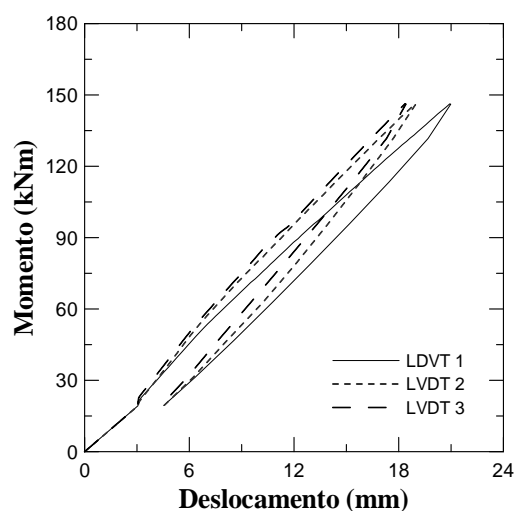
A Figura 4.13 apresenta a curva Força *versus* deslocamento obtida experimentalmente pelos transdutores de deslocamento no centro do vão, LVDT 1 e localizados em L/3, LDVT 2 e 3 no pré-ensaio de ~40% da carga última de ruína, com carga no atuador 2P=95 kN.



**Figura 4.13 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga $2P=95$ kN
- Modelo PM1**

Para $2P=95$ kN, o LVDT 1 atingiu uma flecha de 17,9 mm, enquanto o LVDT 2 e 3 atingiram 15,9 e 15,3 mm, respectivamente. Com isso, a rigidez EI nesse ensaio foi de $2,19 \times 10^{10}$ kNmm².

A Figura 4.14 apresenta a curva Momento versus deslocamento correspondente ao pré-ensaio da curva da Figura 4.13 com $M_{\max}=146,25$ kNm:



**Figura 4.14 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{\max}=146,25$ kNm dos
LVDTs - Modelo PM1**

Após o pré-ensaio, realizou-se um ensaio de ciclagem como relatado no Programa Experimental a fim acomodar o modelo nos apoios e deixar a estrutura menos rígida.

A Figura 4.15 apresenta a curva do ensaio cíclico do modelo PM1 de um trecho do ensaio variando de 24-57kN de carga no atuador e 8-17 mm de flecha no LVDT 1:

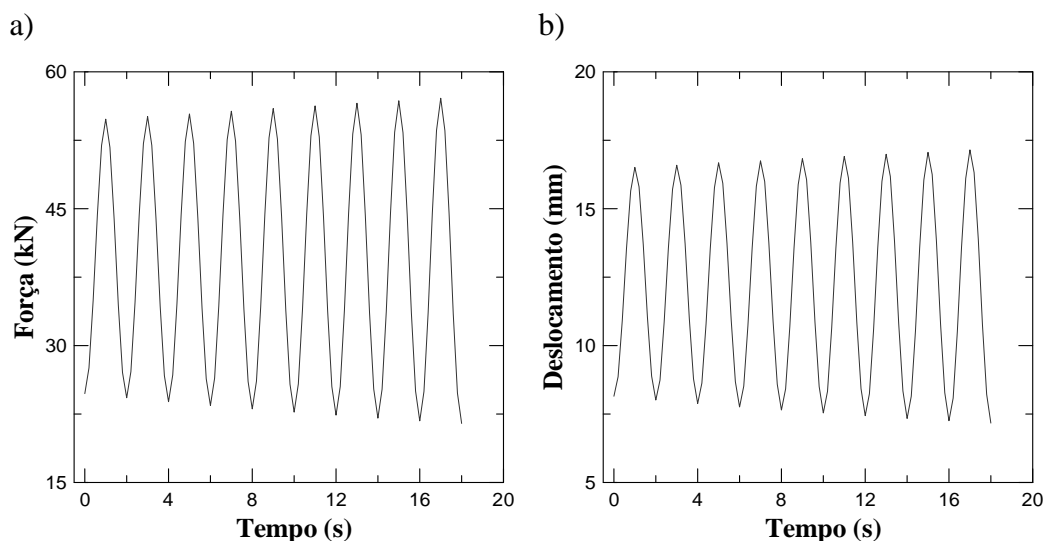


Figura 4.15 - Ensaio Cíclico a) Força x tempo b) Deslocamento x tempo - Modelo PM1

A Figura 4.16 apresenta a curva Força versus deslocamento obtida experimentalmente pelos transdutores de deslocamento no centro do vão, LVDT 1 e localizados em L/3, LDVT 2 e 3 no ensaio pós ciclagem com ~30% da carga última de ruína, com carga no atuador $2P=70$ kN.

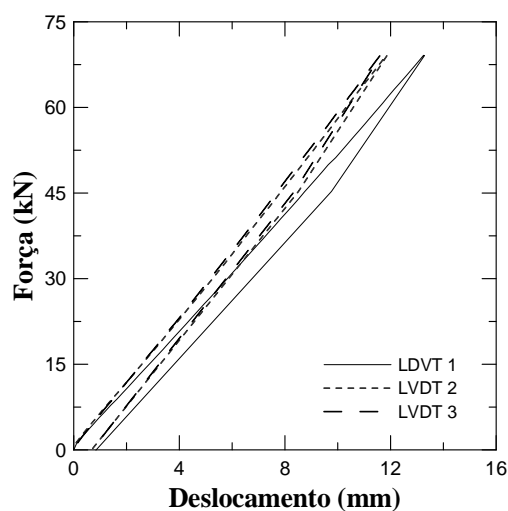


Figura 4.16 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga $2P=70$ kN - Modelo PM1

Para $2P=70$ kN, o LVDT 1 atingiu uma flecha de 13,2 mm, enquanto o LVDT 2 e 3 atingiram 11,8 e 11,6 mm, respectivamente. Com isso, a rigidez k nesse ensaio foi de $2,18 \times 10^{10}$ kNmm².

A Figura 4.17 apresenta a curva Momento versus deslocamento correspondente ao ensaio pós ciclagem da curva da Figura 4.16 com $M_{\max}=111,7$ kNm:

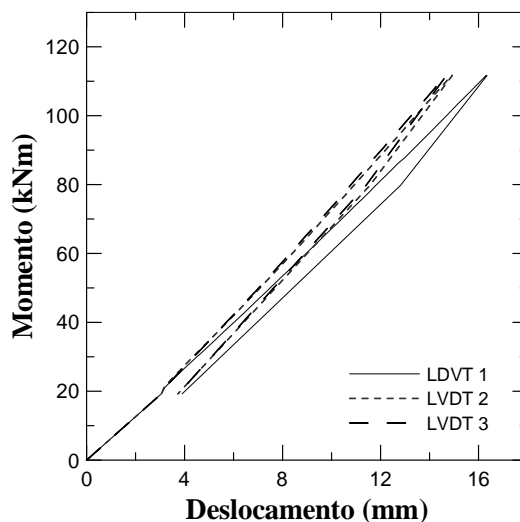


Figura 4.17 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{\max}=111,7$ kNm dos LVDTs - Modelo PM1

4.7.1.2.

Comportamento das deformações e das tensões

Para a medição das deformações foram utilizados extensômetros uniaxiais nos perfis de aço nas regiões da mesa superior, mesa inferior e na alma. Além disso, cada uma das armaduras foi instrumentada. A seção 4.5 do capítulo 4 do programa experimental apresenta o posicionamento dos extensômetros.

A Figura 4.18 mostra o gráfico das deformações no vão central em função da força axial $2P$ imposta pelo atuador:

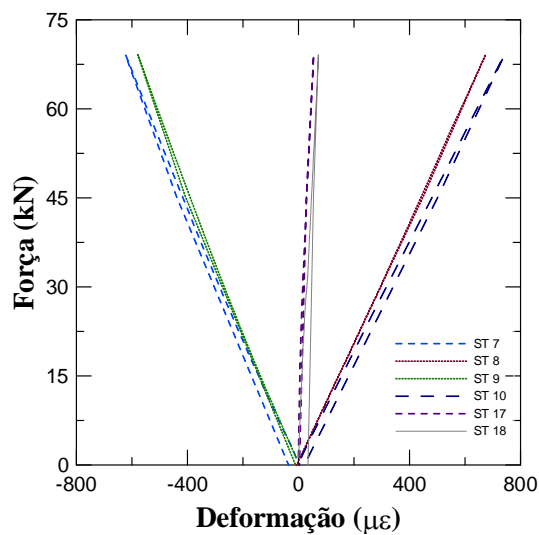


Figura 4.18 - Curva Força x deformação dos extensômetros centrais – Modelo PM1

A Figura 4.19 mostra o gráfico das deformações das armaduras da estrutura em função da força axial $2P$ imposta pelo atuador:

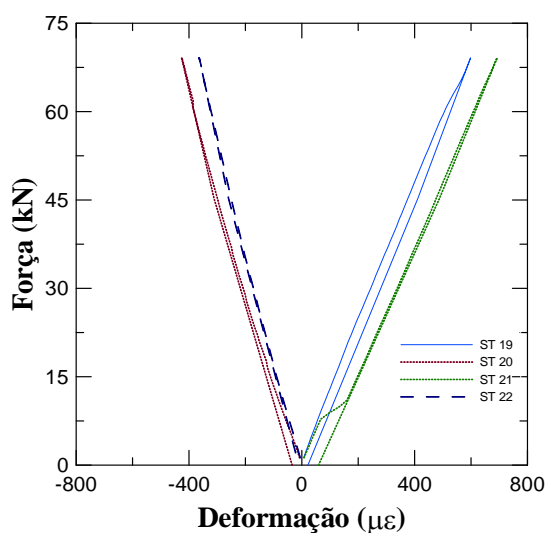


Figura 4.19 - Curva Força x deformação das armaduras - Modelo PM1

A Figura 4.20 mostra o gráfico das deformações no lado esquerdo (a) e direito (b) da estrutura em função da força axial $2P$ imposta pelo atuador:

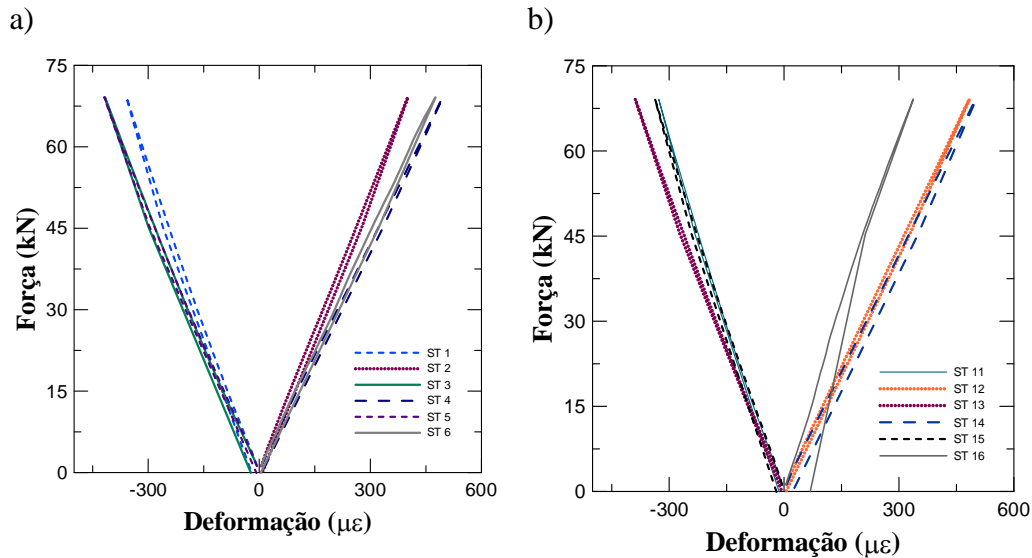


Figura 4.20 - Curva Força x deformação do lado a) esquerdo b) direito– Modelo PM1

Por meio da Lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), onde $E = 200$ GPa, é possível calcular a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço A572 e CA-50. Para o aço A572 a deformação é de $1725 \mu\varepsilon$, enquanto que a do aço CA-50 é de $2500 \mu\varepsilon$. Como o ensaio se deu no regime elástico, os extensômetros não atingiram as deformações correspondentes.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados na mesma linha no centro da estrutura (ST 7-9, ST 8-10 e ST 17-18) foi possível calcular a tensão atuante utilizando a Lei de Hooke. A Figura 4.21 representa a curva de Força *versus* tensão:

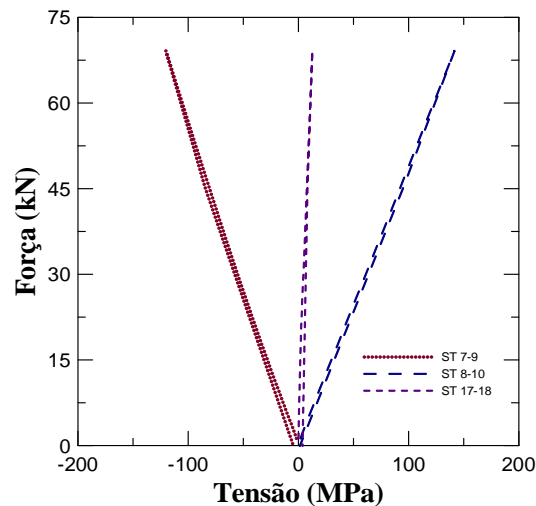


Figura 4.21 - Curva Força x Tensão dos extensômetros centrais - Modelo PM1

Pode-se notar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão e com tensões máximas de 120 MPa, enquanto que a mesa inferior foi submetida a tensões de tração em torno de 140 MPa. A alma do perfil de aço foi submetida a tensões de tração baixas, em torno de 10 MPa.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados na armadura (ST 19-21 e ST 20-22), tem-se a curva de Força *versus* tensão das armaduras do modelo PM1 na Figura 4.22:

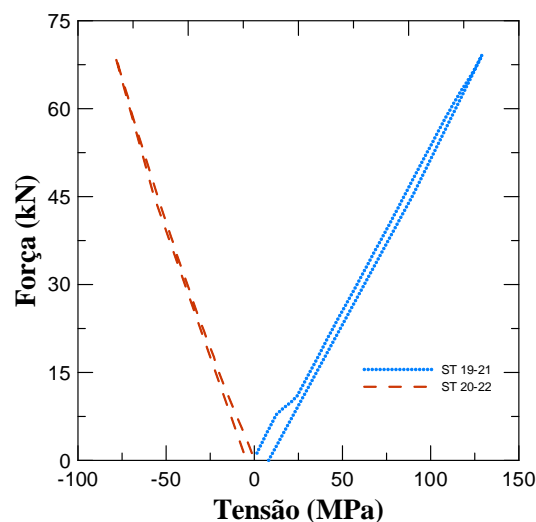


Figura 4.22 - Curva Força x Tensão das armaduras - Modelo PM1

As armaduras inferiores (ST 19-21) atingiram tensões de tração 130 MPa, enquanto que as armaduras superiores (ST 20-22) atingiram tensões de compressão de 79 MPa.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados do lado esquerdo do perfil (ST 1, ST 2, ST 3-5 e ST 4-6) e do lado direito (ST 11-13, ST 12,14, ST 15 e ST 16), tem-se a curva de Força *versus* tensão das armaduras do modelo PM1 na Figura 4.23:

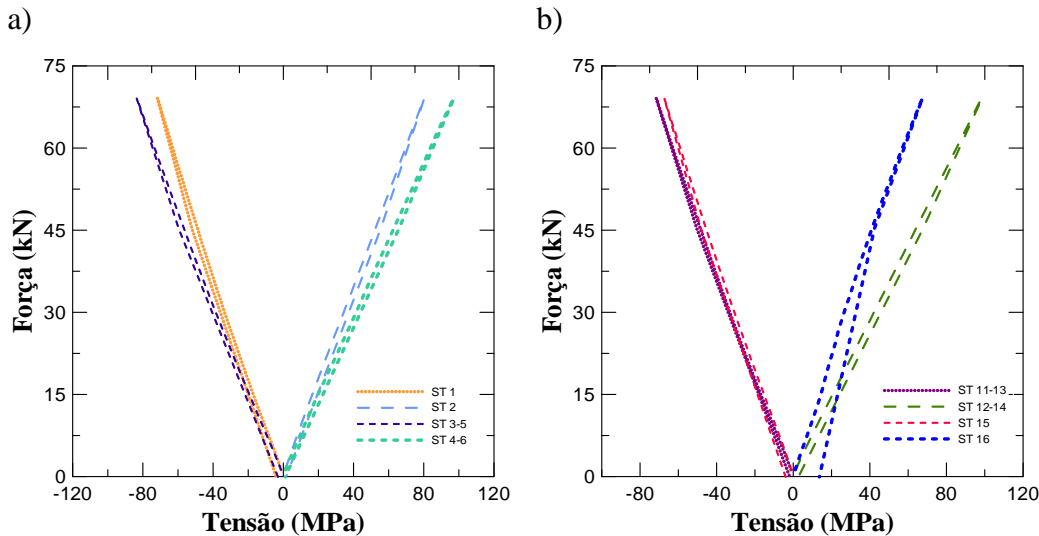


Figura 4.23 - Curva Força x Tensão do lado a) esquerdo b) direito - Modelo PM1

Os extensômetros da mesa superior atingiram uma tensão máxima de compressão de 84 MPa, enquanto que os extensômetros da mesa inferior atingiram uma tensão máxima de tração de 98 MPa.

4.7.2.

Modelo PM2

Seguindo a configuração do modelo PM1, foi realizado o ensaio no modelo PM2. O momento devido ao peso próprio do modelo misto mais a viga de aplicação de carga foi de 21 kNm e o deslocamento referente a esse momento é de 2,86 mm. Após atingir esse valor na curva Momento *versus* deslocamento, inicia-se a aplicação do carregamento pelo atuador.

4.7.2.1.

Comportamento Momento *versus* deslocamento

A Figura 4.24 apresenta a curva Força versus deslocamento obtida experimentalmente pelos transdutores de deslocamento no centro do vão, LVDT 1 e localizados em L/3 e LDVT 3 no pré-ensaio de ~30% da carga última de ruína,

com carga no atuador $2P=71$ kN. O transdutor de deslocamento LVDT 2 não funcionou adequadamente e foi descartado na análise.

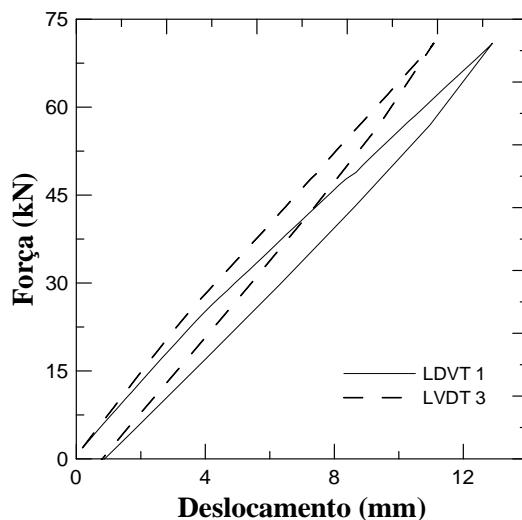


Figura 4.24 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga $2P=71$ kN - Modelo PM2

Para $2P=71$ kN, o LVDT 1 atingiu uma flecha de 12,9 mm, enquanto o LVDT 3 atingiu 11,1 mm. Com isso, a rigidez k nesse ensaio foi de $2,27 \times 10^{10}$ kN/mm².

A Figura 4.25 apresenta a curva Momento versus deslocamento correspondente ao pré-ensaio da curva da Figura 4.24 com $M_{\max}=115,8$ kNm:

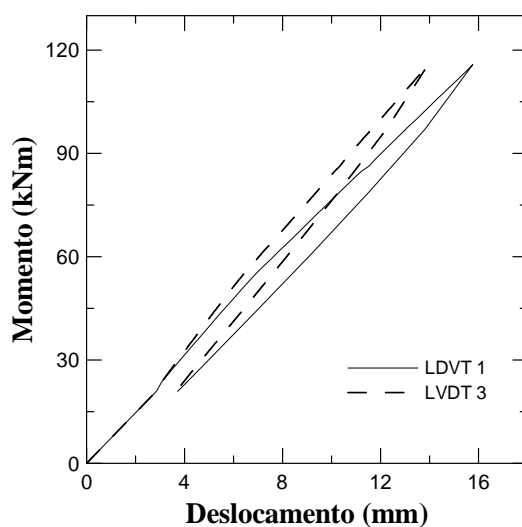


Figura 4.25 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{\max}=115,8$ kNm dos LVDTs - Modelo PM2

Após o pré-ensaio, realizou-se um ensaio de ciclagem como relatado no Programa Experimental a fim acomodar o modelo nos apoios e deixar a estrutura menos rígida.

A Figura 4.26 apresenta a curva do ensaio cíclico do modelo PM2 de um trecho do ensaio variando de 23-120,5 kN de carga no atuador e 4-19mm de flecha no LVDT 1:

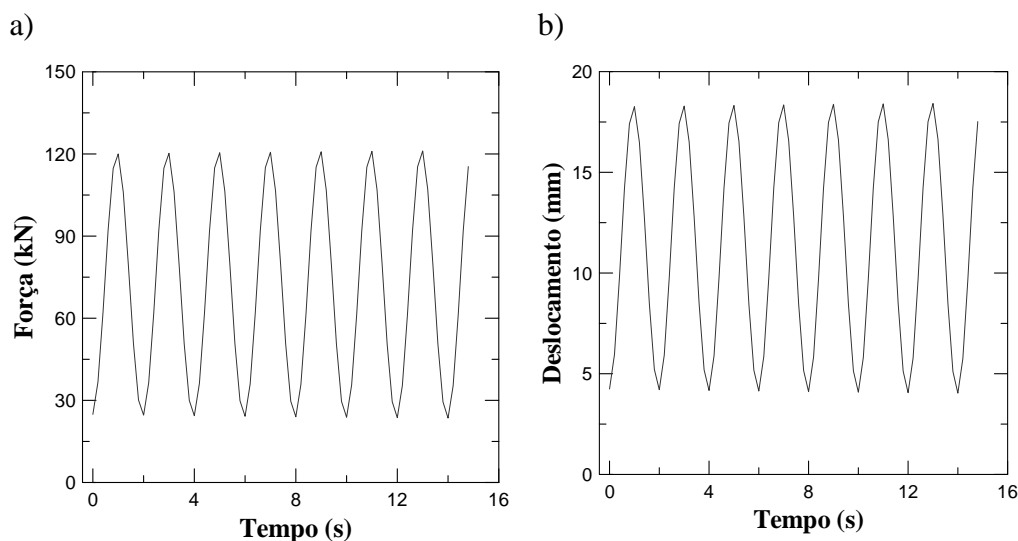


Figura 4.26 - Ensaio Cíclico a) Força x tempo b) Deslocamento x tempo - Modelo PM2

A Figura 4.27 apresenta a curva Força versus deslocamento obtida experimentalmente pelos transdutores de deslocamento no centro do vão, LVDT 1 e localizados em L/3, LDVT 2 e 3 no ensaio pós ciclagem com ~30% da carga última de ruína, com carga no atuador $2P=75$ kN.

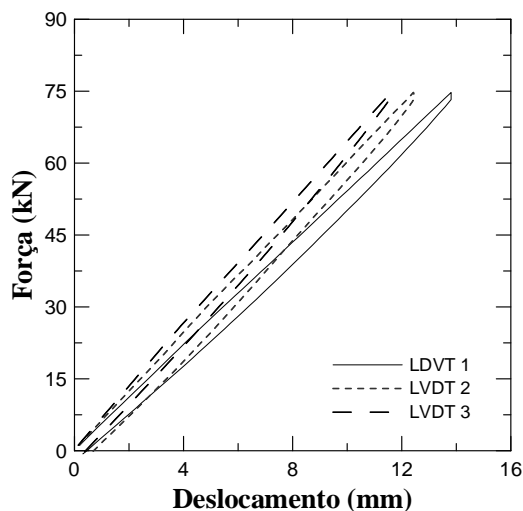


Figura 4.27 - Comparação Curva Força x deslocamento dos LVDTs com carga $2P=75$ kN - Modelo PM2

Para $2P=75$ kN, o LVDT 1 atingiu uma flecha de 13,8 mm, enquanto o LVDT 2 e 3 atingiram 12,4 e 11,6 mm, respectivamente. Com isso, a rigidez k nesse ensaio foi de $2,23 \times 10^{10}$ kNmm².

A Figura 4.28 apresenta a curva Momento versus deslocamento correspondente ao ensaio pós ciclagem da curva da Figura 4.27 com $M_{\max}=120,9\text{kNm}$:

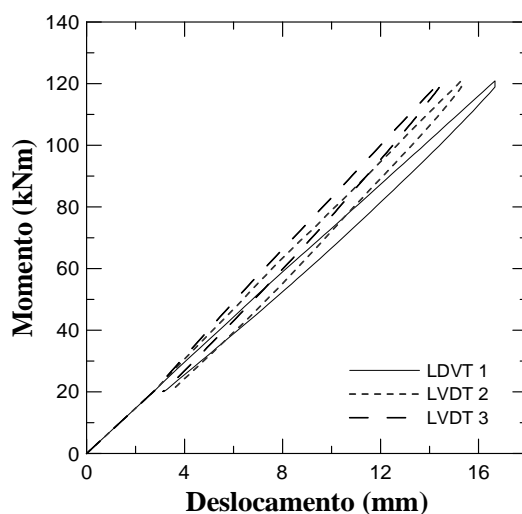


Figura 4.28 - Comparação Curva Momento x deslocamento com $M_{\max}=120\text{ kNm}$ dos LVDTs - Modelo PM2

4.7.2.2.

Comportamento das deformações e das tensões

O posicionamento dos extensômetros no modelo PM2 seguiu a configuração do modelo PM1 como mostrado na seção 4.5. A Figura 4.29 a seguir mostra a curva das deformações no vão central em função da força axial $2P$ imposta pelo atuador:

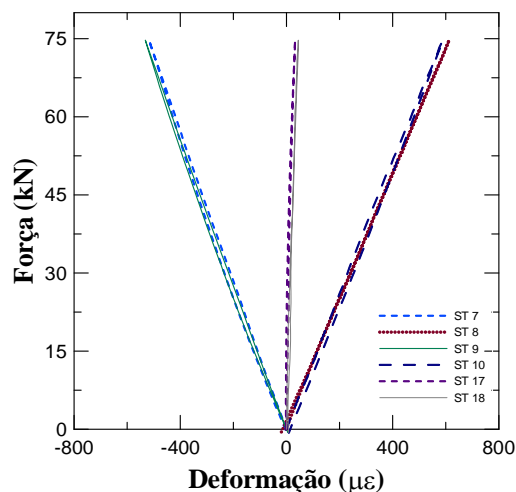


Figura 4.29 - Curva Força x deformação dos extensômetros centrais – Modelo PM2

A Figura 4.30 mostra o gráfico das deformações das armaduras da estrutura em função da força axial 2P imposta pelo atuador. O extensômetro ST 22 foi danificado durante o ensaio.

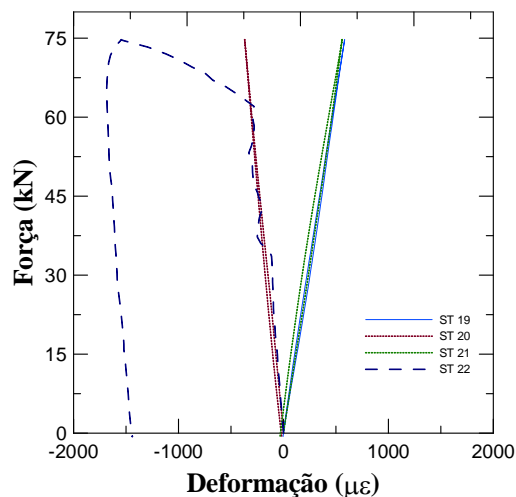


Figura 4.30 - Curva Força x deformação das armaduras - Modelo PM1

A Figura 4.31 mostra o gráfico das deformações no lado esquerdo (a) e direito (b) da estrutura em função da força axial 2P imposta pelo atuador:

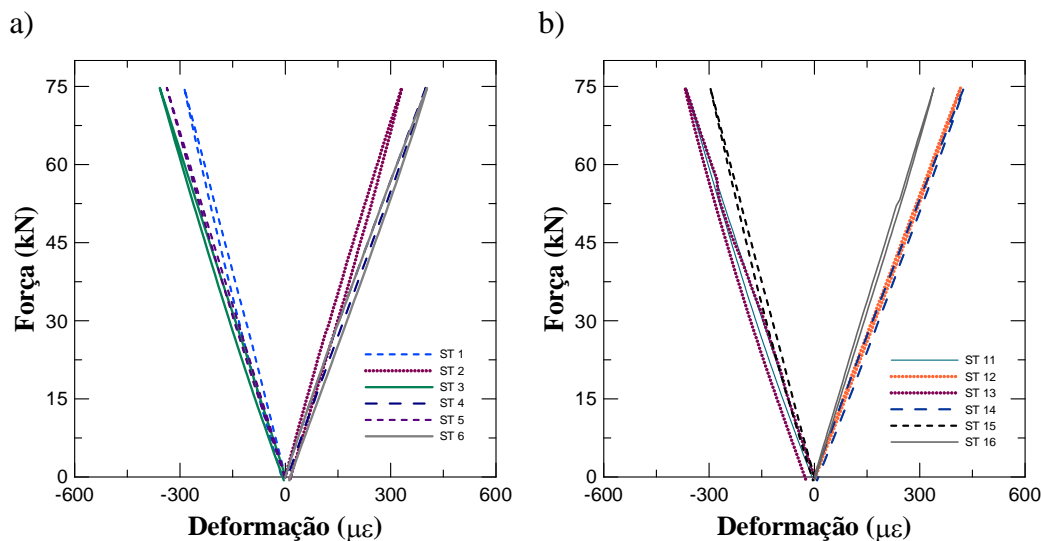


Figura 4.31 - Curva Força x deformação do lado a) esquerdo b) direito – Modelo PM2

Por meio da Lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), onde $E = 200$ GPa, é possível calcular a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço A572 e CA-50. Para o aço A572 a deformação é de $1725 \mu\varepsilon$, enquanto que a do aço CA-50 é de $2500 \mu\varepsilon$. Como o ensaio se deu no regime elástico, os extensômetros não atingiram as deformações correspondentes.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados na mesma linha no centro da estrutura (ST 7-9, ST 8-10 e ST 17-18) foi possível calcular a tensão atuante utilizando a Lei de Hooke. A Figura 4.32 representa a curva de Força *versus* tensão:

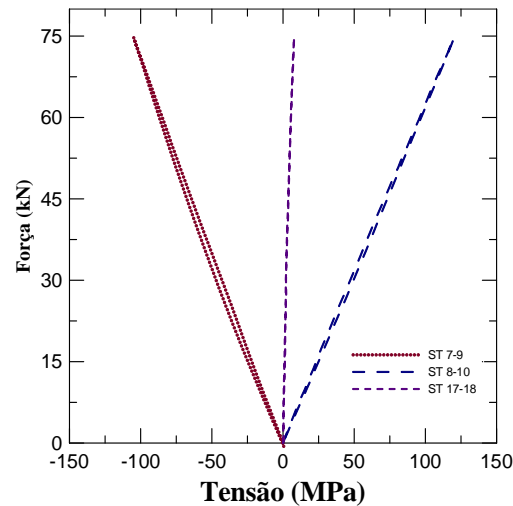


Figura 4.32 - Curva Força x Tensão dos extensômetros centrais - Modelo PM2

Pode-se notar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão e com tensões máximas de 105 MPa, enquanto que a mesa inferior foi submetida a tensões de tração em torno de 120 MPa. A alma do perfil de aço foi submetida a tensões de tração baixas, em torno de 8 MPa.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados na armadura (ST 19-21 e ST 20), tem-se a curva de Força *versus* tensão das armaduras do modelo PM2 na Figura 4.33:

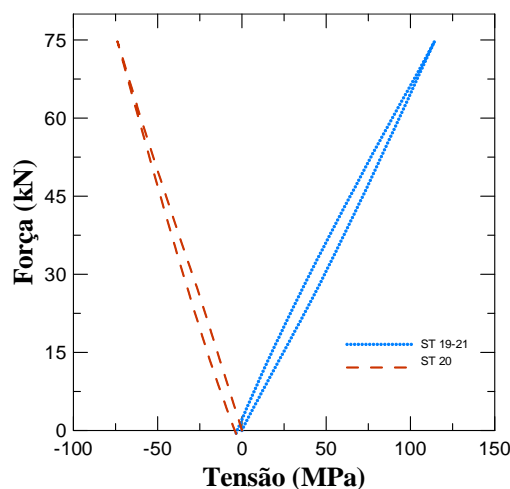


Figura 4.33 - Curva Força x Tensão das armaduras - Modelo PM2

As armaduras inferiores (ST 19-21) atingiram tensões de tração 114 MPa, enquanto que a armadura superior (ST 20) atingiram tensões de compressão de 75 MPa.

Com a média entre as deformações medidas pelos extensômetros posicionados do lado esquerdo do perfil (ST 1, ST 2, ST 3-5 e ST 4-6) e do lado direito (ST 11-13, ST 12,14, ST 15 e ST 16), tem-se a curva de Força *versus* tensão das armaduras do modelo PM2 na Figura 4.34:

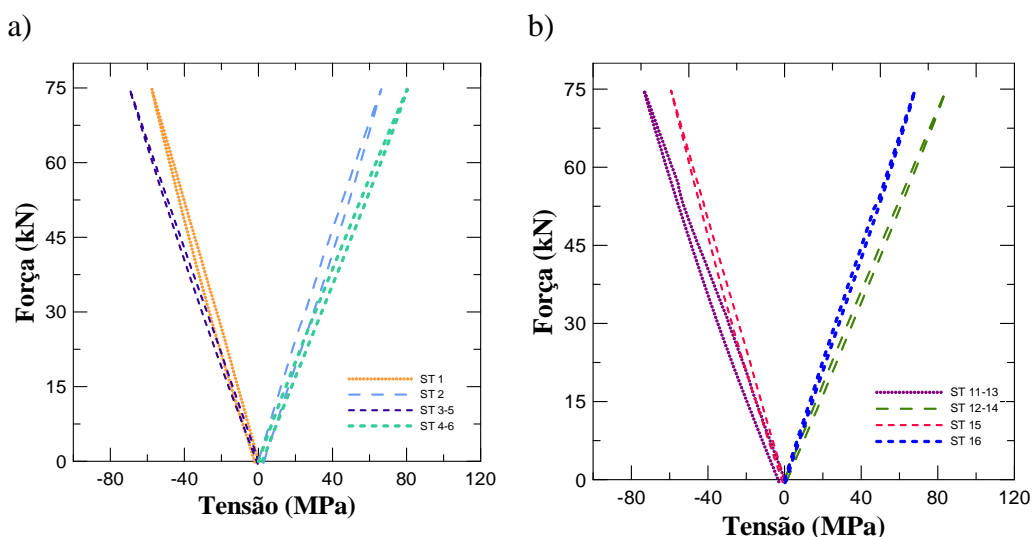


Figura 4.34 - Curva Força x Tensão do lado a) esquerdo b) direito - Modelo PM2

Os extensômetros da mesa superior atingiram uma tensão máxima de compressão de 70 MPa, enquanto que os extensômetros da mesa inferior atingiram uma tensão máxima de tração de 80 MPa.

4.7.3.

Resumo dos Resultados Experimentais

A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos resultados obtidos experimentalmente no regime elástico dos modelos PM1 e PM2. Enquanto que as Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam um resumo das tensões máximas e as deformações equivalente de tração e compressão que atingiram as mesas do perfil de aço e as armaduras, respectivamente.

Tabela 4.3 - Resumo das resistências e flechas no programa experimental

Modelo	2P	M_{max}	δ_{pp}	δ_{max}	EI
	(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)	(kNmm ²)
Modelo PM1	70,0	152,6	2,13	15,33	2,18x10 ¹⁰
Modelo PM2	75,0	128,0	1,97	15,77	2,23x10 ¹⁰

Tabela 4.4 - Resumo das tensões e deformações do aço no programa experimental

Modelo	2P	σ_{máx}	ε_{máx}	σ_{máx}	ε_{máx}
	(kN)	tração	tração	compressão	compressão
		(MPa)	(με)	(MPa)	(με)
Modelo PM1	70,0	140	740	120	620
Modelo PM2	75,0	120	530	105	610

Tabela 4.5 - Resumo das tensões e deformações da armadura no programa experimental

Modelo	2P	σ_{máx}	ε_{máx}	σ_{máx}	ε_{máx}
	(kN)	tração	tração	compressão	compressão
		(MPa)	(με)	(MPa)	(με)
Modelo PM1	70,0	130	690	79	420
Modelo PM2	75,0	115	580	75	370

Como foi discutido anteriormente, as tensões não ultrapassaram as tensões de escoamento do aço e da armadura nos ensaios experimentais uma vez que o ensaio realizado se restringiu ao regime elástico.

5 Análise Computacional

5.1. Software de modelagem estrutural

A análise por meio do método dos elementos finitos foi realizada através do software ABAQUS [20] e consiste em um estudo preliminar para calibração dos resultados experimentais.

5.2. Definição e geometria dos modelos estudados

A análise numérica será executada em 4 modelos diferentes. O primeiro sistema analisado é formado por dois perfis laminados W310x21, composto por cinco conectores formados pelo perfil W150x22,5. Já o segundo sistema é composto pelo perfil laminado W250x32,7 tanto no perfil principal como nos conectores. Os sistemas compostos somente por elementos de aço são denominados PA, já os sistemas mistos são denominados PM. Esses modelos serão submetidos à um deslocamento no eixo não-múltiplo da seção mista e a divisão de todos os modelos estudados são apresentados na Tabela 5.1 abaixo:

Tabela 5.1 - Modelos estudados

Modelo	Nomenclatura	Perfil Principal	Perfil Conector
1	PA1	W310x21	W150x22,5
2	PA2	W250x32,7	W250x32,7
3	PM1	W310x21	W150x22,5
4	PM2	W250x32,7	W250x32,7

O sistema é formado por dois perfis de aço de 6000 mm de comprimento. Esses perfis são conectados por perfis de aço e com duas chapas na ponta. O modelo misto é preenchido com concreto e armado com 4 armaduras longitudinais de 16 mm de diâmetro. Diferente dos modelos analisados em laboratório, na modelagem

não foram considerados os estribos e os *stud bolts*. A geometria dos modelos estudados, PM1 e PM2, são apresentados abaixo na Figura 5.1 e as dimensões dos perfis são mostradas na Tabela 5.2:

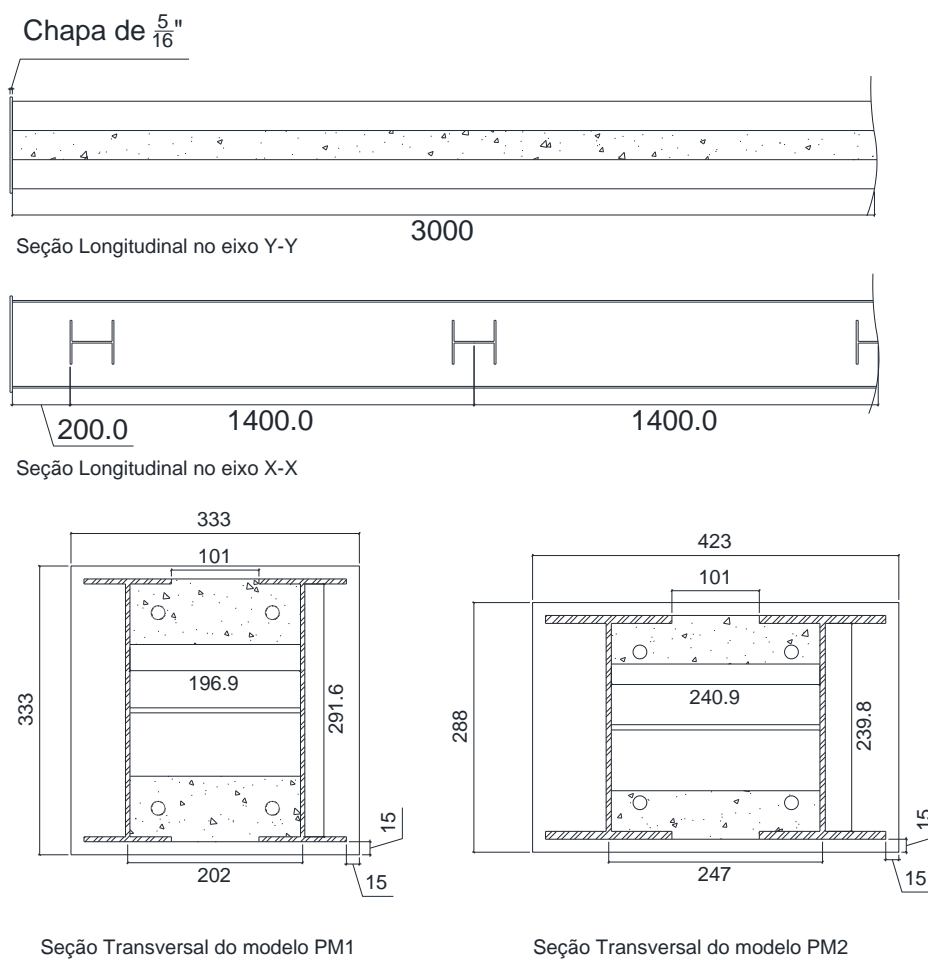


Figura 5.1 - Geometria dos modelos estudados

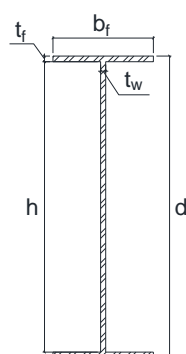


Tabela 5.2 - Dimensões dos Perfis (em mm)

Perfil	d	b _f	t _f	t _w
W310x21	303	101	5,7	5,1
W250x32,7	258	146	9,1	6,1
W150x22,5	152	152	6,6	5,8

5.3. Unidades

Não é necessário declarar as unidades utilizadas no programa. Entretanto, deve-se atentar para que os valores resultem em informações tenham sentido físico. Com isso, as unidades utilizadas são apresentadas na Tabela 5.3:

Tabela 5.3 - Unidades usadas

Dimensão	Unidade	Símbolo
Comprimento	Milímetro	[mm]
Força	Newton	[N]
Tensão	MegaPascal	[MPa]

5.4. Modelo Geométrico

Todos os elementos (armadura, perfil e concreto) foram modelados utilizando o elemento sólido C3D8R, cada elemento possui 8 nós com três graus de liberdade por nó (translação nos eixos x, y e z) e integração reduzida. Entre as particularidades desse elemento está a simulação de fissuração do concreto.

5.5. Modelo Constitutivo dos Materiais

5.5.1. Aço do Perfil

As propriedades do aço podem variar de acordo com a sua composição química. Este material possui comportamento dúctil com regimes de deformação elástica e plástica. O aço é um material com comportamento elástico linear quando a sua rigidez se mantém constante em baixas tensões através do seu módulo de elasticidade. No comportamento plástico, ocorre aumento das deformações sem alterar o patamar de escoamento. O valor máximo desse patamar é denominado resistência à ruptura [21].

O aço utilizado nos perfis foi o A-572 Grau-50. Sua resistência ao escoamento (f_y) é de 345 MPa e a resistência à ruptura (f_u) é de 450 MPa, valores retirados da Tabela A.2 (Aço de uso frequente especificados pela ASTM para uso estrutural) da

ABNT NBR 8800:2008 [13]. De acordo com o item 4.5.2.9 da norma brasileira, deve-se adotar as seguintes propriedades mecânicas gerais. O módulo de elasticidade longitudinal (E_s) 200 GPa e o coeficiente de Poisson 0,3. Considerou-se o modelo de plasticidade isotrópica e os modelos de dano não foram considerados.

O gráfico na Figura 5.2 representa o comportamento tensão-deformação do aço considerado na modelagem.

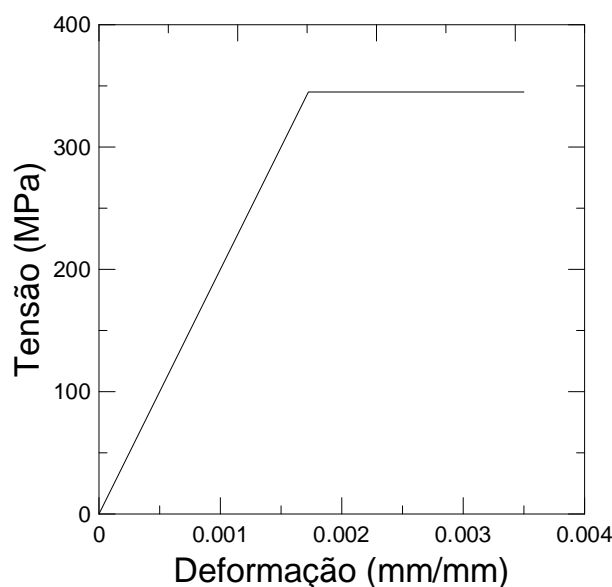


Figura 5.2 - Comportamento Tensão-Deformação do Aço usado na modelagem

5.5.2. Aço da Armadura

O aço utilizado nas armaduras longitudinais foi o CA-50, com resistência característica de escoamento, f_{yk} , de 500 MPa, como determinado pela norma ABNT NBR 7480:2007 [19] na Tabela B.3. O módulo de elasticidade longitudinal (E_s) 200 GPa e o coeficiente de Poisson 0,3. O gráfico na Figura 5.3 representa o comportamento tensão-deformação da armadura idealizado considerado na modelagem:

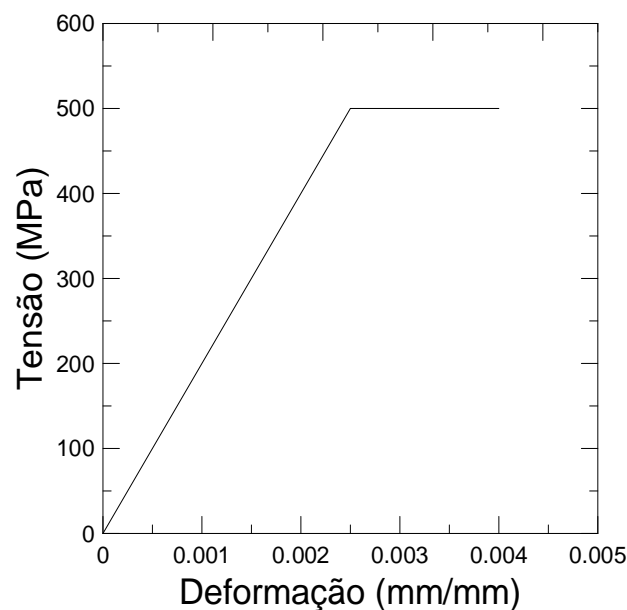


Figura 5.3 – Comportamento Tensão-Deformação da Armadura usado na modelagem

5.5.3. Concreto

O concreto é um material heterogêneo e é composto por três elementos: cimento, agregados e água, podendo conter aditivos para melhor desempenho. O traço do concreto deve atender à resistência, durabilidade e a trabalhabilidade desejada. O material possui uma relação tensão-deformação não-linear. Isso se deve à evolução de micro e microfissuras no elemento à medida que a carga está sendo aplicado [22].

A curva característica tensão de compressão *versus* deformação do concreto é dividida em três faixas. A primeira faixa representa a fase linear do material e corresponde a fase até 40% da resistência máxima à compressão. Nessa etapa, as microfissuras já existentes antes da aplicação da carga permanecem inalteráveis. A segunda faixa, apresenta a fase do encruamento do concreto, mostrando a ascensão da curva até atingir a resistência máxima do material. Nessa etapa, as fissuras começam a aparecer, mas se propagam de forma estável. A partir desse momento se estabelece o comportamento não-linear do material, nessa fase a curva tensão-deformação deixa de ser linear para apresentar um aspecto curvo. A última faixa, é caracterizada pelo início do colapso do concreto e a propagação instável das fissuras até a sua falha [22,23].

O concreto não tem um bom comportamento à tração, apresentando uma resistência baixa e comportamento frágil. De acordo com Queiroz [22], isso pode ser atribuído à redução da faixa de tensões relacionada à propagação estável de fissuras no concreto, em relação ao seu comportamento à compressão. Outro motivo está na resistência à tração da interface argamassa e agregado graúdo ser muito menor do que em relação à argamassa.

O modelo de Concrete Damaged Plasticity (CDP) foi usado no Abaqus para representar o comportamento do concreto. CDP consiste em definir o comportamento à compressão e à tração do concreto através de parâmetros de plastificação e danos. A evolução do dano no concreto do modelo é dada tanto nas tensões de tração como nas de compressão. O parâmetro dano pode variar de 0 a 1.

Existem várias curvas que representam o comportamento tensão de compressão *versus* deformação do concreto. Algumas curvas sugeridas pelo Eurocode 2 [24], Najafgholipour [23] e Pavlovic [25,26], respectivamente, são apresentadas nas Figuras 5.4-5.6 abaixo. As curvas de Pavlovic e Najafgholipour diferenciam-se da curva dada pelo Eurocode 4 por estenderem a curva decrescente. Pavlovic [25] apresenta uma extensão senoidal seguida de uma extensão linear, enquanto que Najafgholipour mostra um modelo com a curva decrescente simétrica à curva crescente.

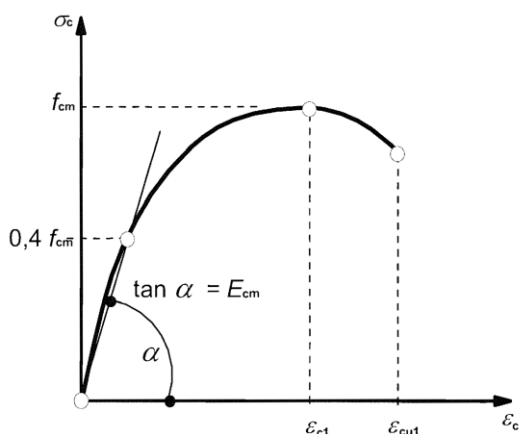


Figura 5.4 - Curva Característica de Compressão Eurocode 2 (Adaptada [24])

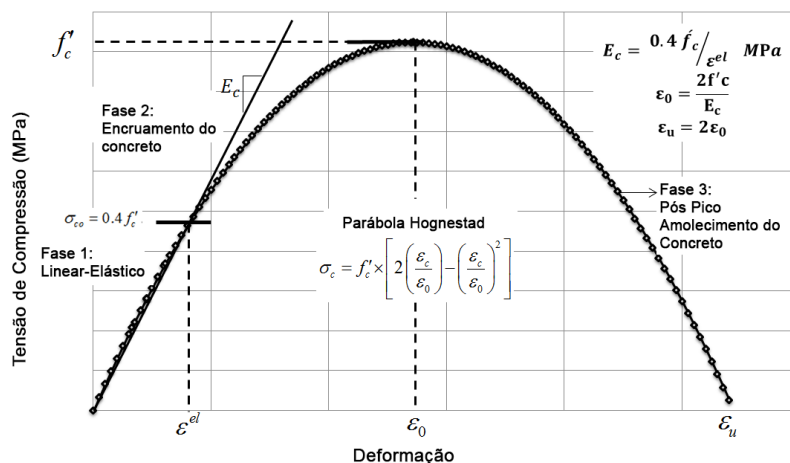


Figura 5.5 - Curva Característica de Compressão Najafgholipour (Adaptada [23])

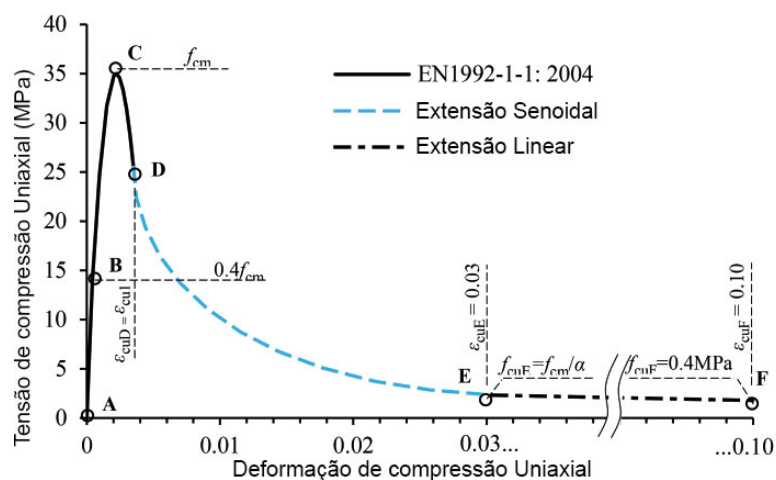


Figura 5.6 - Curva Característica de Compressão Pavlovic (Adaptada [25])

A curva característica do comportamento tensão de tração *versus* deformação do concreto é dividida em duas partes. A primeira fase apresenta o comportamento elástico-linear até atingir a resistência à tração. A segunda fase inicia a ruptura e amolecimento do material, apresentando uma curva descendente. Najafgholipour [23] apresentou uma curva tensão de tração *versus* deformação do concreto representada na Figura 5.7:

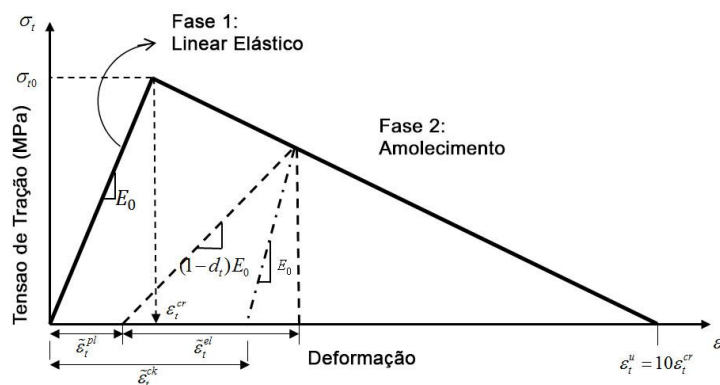


Figura 5.7 - Curva Característica de Tração (Adaptada [23])

O dano no concreto acontece tanto na compressão como na tração após atingir a resistência máxima. A degradação do concreto no regime de amolecimento do material é definida através das curvas de dano. As curvas de dano referentes a comportamento à compressão e à tração estão apresentadas nas Figuras 5.8a e 5.8b abaixo:

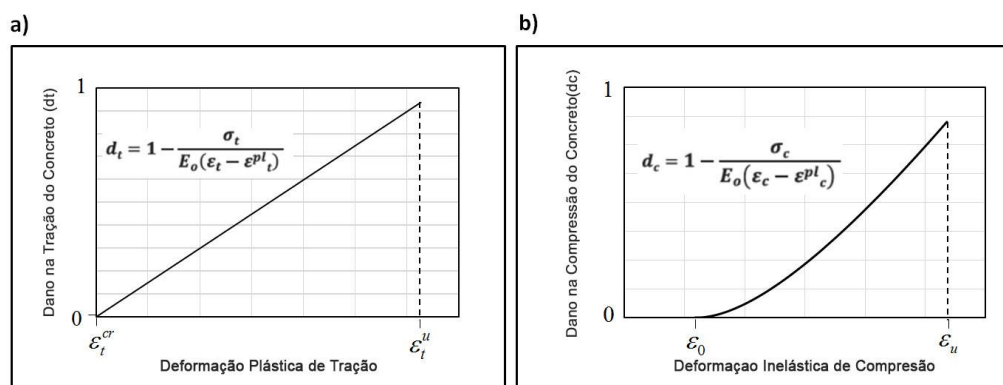


Figura 5.8 – a) Curva de Dano na Tração e b) na Compressão (Adaptada [23])

As propriedades do concreto obedecem ao Eurocode 2 [24], sendo o coeficiente de Poisson é 0,2 e o módulo de elasticidade (E_c) é 33 GPa. Os parâmetros de entrada do modelo de Concrete Damaged Plasticity (CDP) são apresentados na Tabela 5.4 abaixo:

Tabela 5.4 - Parâmetros de entrada do modelo CDP [23]

Parâmetro	Símbolo	Valor
Ângulo de Dilatação	ψ	38
Excentricidade	ε	0,1
Coefficiente de tensão	f_{b0}/f_{c0}	1,16
Fator de Forma	κ	0,667
Parâmetro de Viscosidade		0

As curvas características, baseadas nas curvas da pesquisa de Pavlovic [25,26], utilizadas na modelagem para as tensões de compressão e tração são apresentadas abaixo na Figura 5.9:

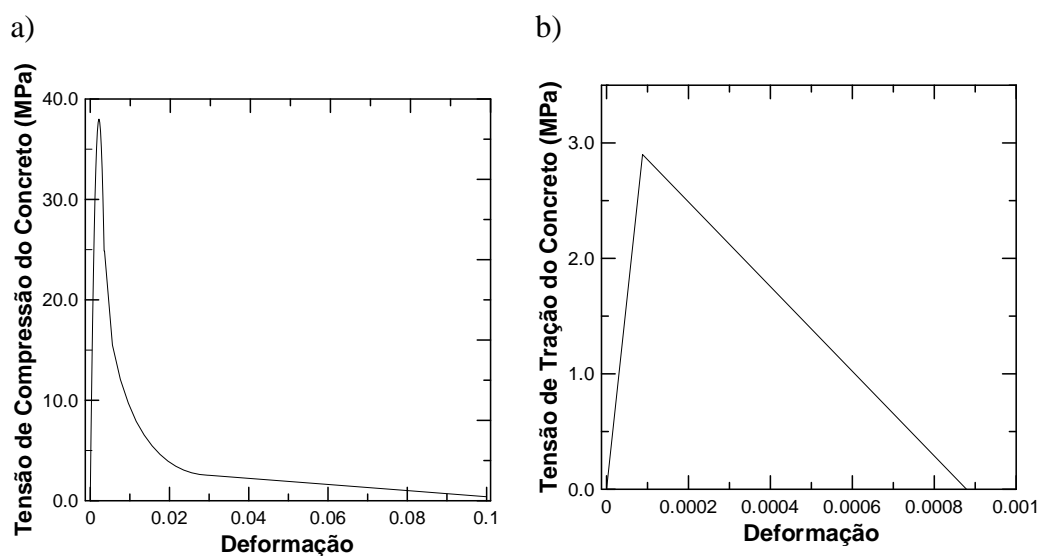


Figura 5.9 - a) Curva Tensão de Compressão do Concreto b) Curva Tensão de Tração do Concreto usadas na modelagem

5.6. Elementos

Uma malha uniforme de tamanho 50 mm foi adotada para todos os elementos do sistema (perfis de aço, conectores, chapas, armadura e concreto). A Tabela 5.5 apresenta o número de elementos de cada modelo:

Tabela 5.5 – Tipo e número de elementos

Modelo	Tipo de Elemento	Forma do Elemento	Ordem Geométrica	Nº de Elementos
PA1	C3D8R	Hexaedra	Linear	4407
PA2	C3D8R	Hexaedra	Linear	4512
PM1	C3D8R	Hexaedra	Linear	10957
PM2	C3D8R	Hexaedra	Linear	11062

As Figuras 5.10 e 5.11 a seguir apresentam a malha dos elementos do modelo PM1 modelados no programa ABAQUS:

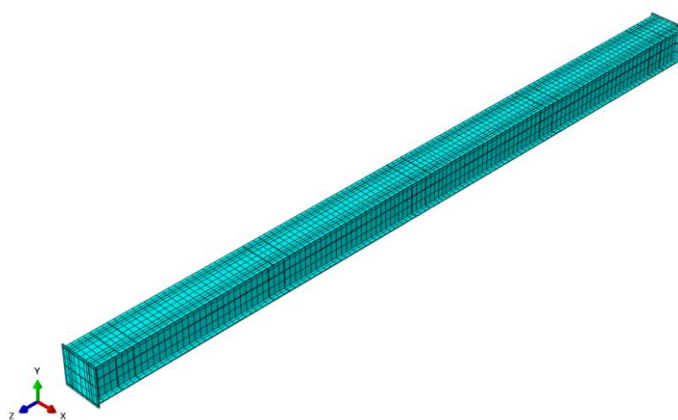


Figura 5.10 - Malha do sistema misto

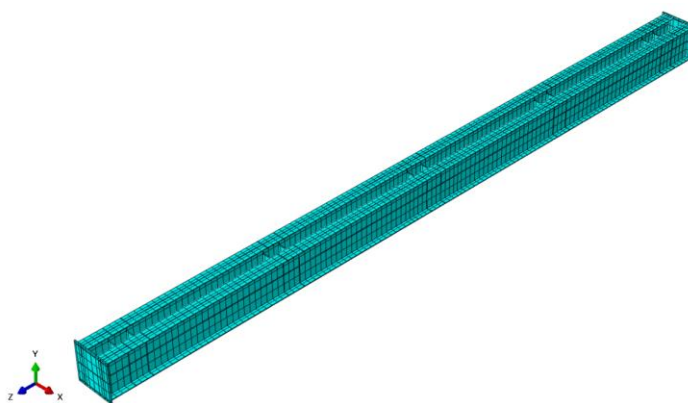


Figura 5.11 - Modelo sem concreto

A Figura 5.12 mostra a distribuição dos conectores ao longo do comprimento.

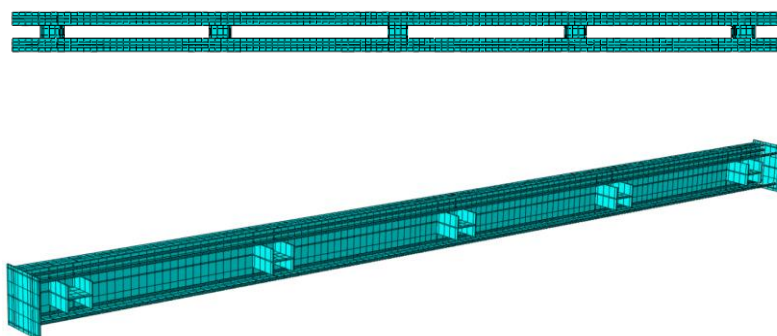


Figura 5.12 - Distribuição dos conectores

A Figura 5.13a a seção transversal do sistema e a 5.13b mostra as armaduras longitudinais e os conectores.

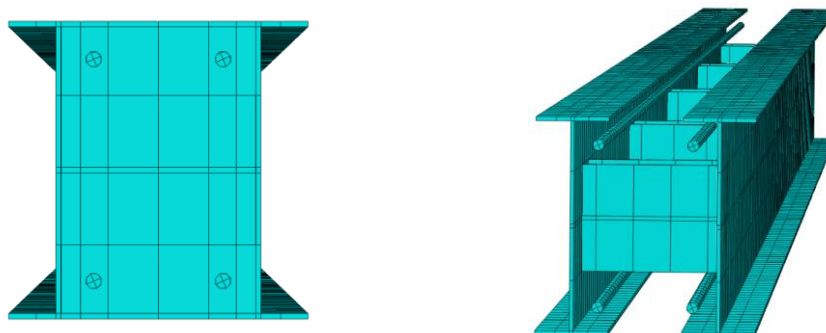


Figura 5.13 - a) Seção transversal do modelo PM1 b) Distribuição das armaduras e conectores

A Figura 5.14 mostra a malha da armadura, conector e chapa, respectivamente:

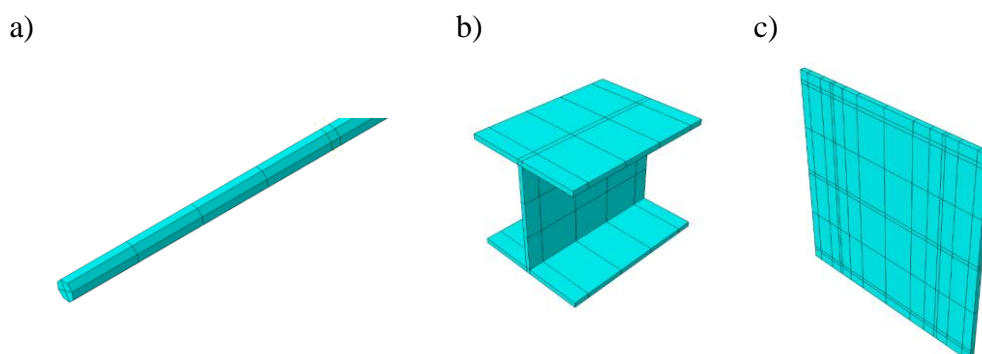


Figura 5.14 - Malha dos elementos a) armadura b) conector c) chapa

As Figura 5.15 e a Figura 5.16 apresentam a malha do perfil de aço e a malha do concreto, respectivamente:

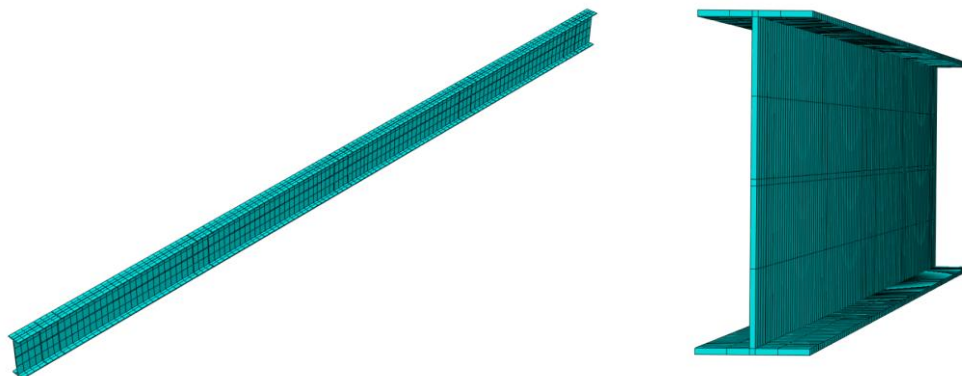


Figura 5.15 - Malha do perfil de aço

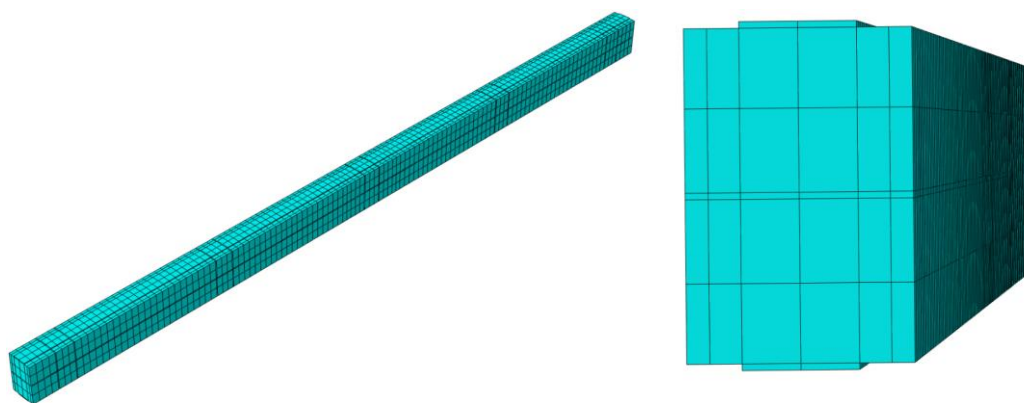


Figura 5.16 - Malha do concreto

5.7. Interação entre os elementos

No sistema modelo, utilizou a interação General Contact entre os elementos de aço e concreto, com coeficiente de fricção de 0,6. Os perfis de aço foram ligados aos conectores e as chapas nas extremidades através do contato Tie, que simula uma solda. Já o contato utilizado entre o concreto e os conectores e as armaduras longitudinais foi o Embedded, que significa que esses elementos estavam preenchidos com concreto.

5.8. Condições de contorno e aplicação de carregamentos

No sistema proposto, a viga foi considerada bi-apoiada, ou seja, o apoio ao lado direito é um apoio de primeiro gênero (o grau de liberdade restringido no primeiro apoio foi o translacional Y) e o apoio ao lado esquerdo é um apoio de segundo gênero (os graus de liberdade restringidos são os translacionais Y e Z). O deslocamento foi aplicado no centro e esse deslocamento era dividido em dois pontos de aplicação de carga. As condições de apoio foram aplicadas respeitando as condições estabelecidas nos ensaios experimentais.

Com isso, as Figuras 5.17 e 5.18 abaixo apresentam as posições das condições de apoio:

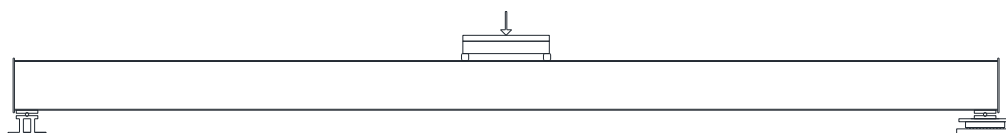


Figura 5.17 - Sistema de aplicação de carga

A Figura 5.18 mostra detalhes dos apoios e da aplicação de carga:

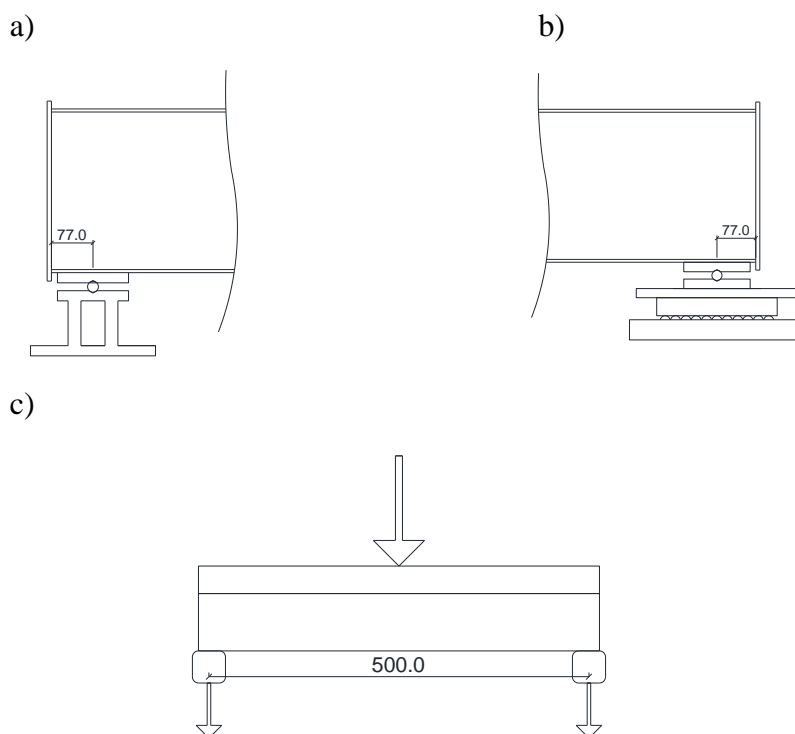


Figura 5.18 - a) apoio fixo b) apoio móvel c) aplicação de carga

Tanto os apoios, quanto o carregamento foram aplicados utilizando a restrição *MPC Constraints (Multipoint Constraints)*, que consiste na criação de um nó piloto que será ligado a um outro nó ou a um conjunto de nós através do Método *Master-Slave*. Com isso, as condições aplicadas ao nó piloto serão repassadas aos nós selecionados.

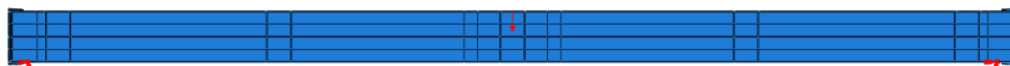
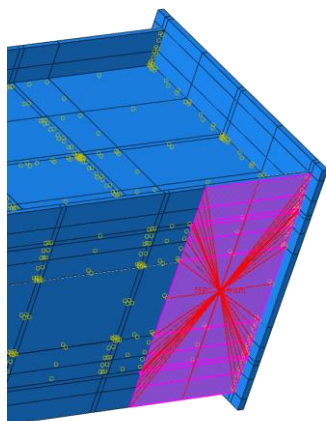


Figura 5.19 - Condições de contorno no ABAQUS

A Figura 5.20 mostra a aplicação do MPC na condição de contorno do apoio móvel da direita. Um nó central controla os demais nós de uma região, com isso toda a região segue as condições de contorno aplicadas nesse nó piloto.

a)



b)

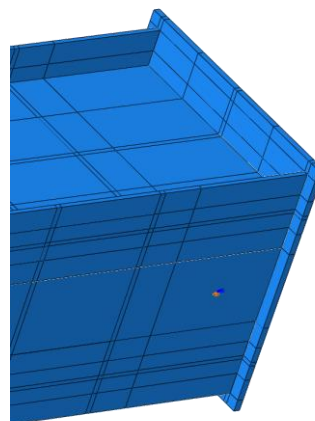


Figura 5.20 - MPC no Apoio Móvel

Um deslocamento aplicado no nó central é distribuído para outros dois nós espaçados de 500 mm que repassam o deslocamento para a estrutura, como mostrado na Figura 5.21:

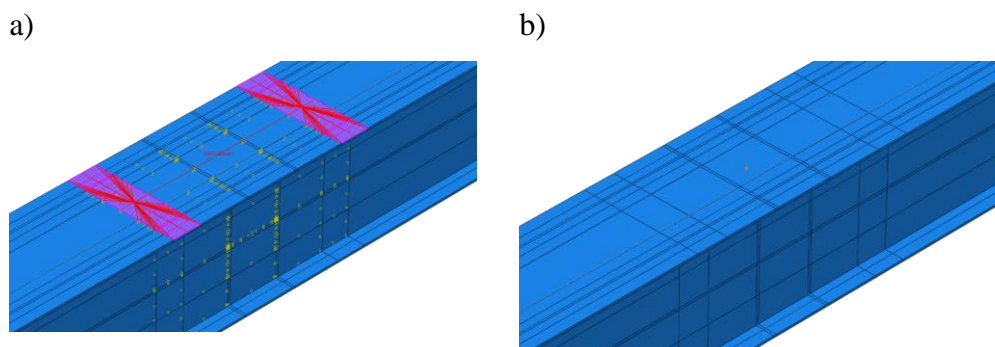


Figura 5.21 - MPC na Aplicação de Carga

5.9. Tipo de análise

Modelos com interações de contato complexas, grandes deslocamentos e materiais com comportamento não-linear (plasticidade e dano) normalmente não conseguem atingir a convergência através de uma análise numérica estática. Por isso, os modelos mistos analisados consideraram a abordagem “*quasi*-estática” usando a solução Dynamic/Explicit, no qual a convergência é obtida com maior facilidade através de métodos de energia. Nesse modelo, deve-se fazer controle da energia cinética, de modo que a energia cinética fique estável, próxima de zero, garantindo uma análise “*quasi* -estática” na análise dinâmica.

Vale ressaltar, que esse método não possui os problemas de convergência que ocorrem normalmente nas análises estáticas, por isso a importância de resultados experimentais para confrontar os resultados e assim, validar o modelo. As não-linearidades geométricas e dos materiais foram consideradas no modelo.

Para os modelos de aço utilizou-se a análise não-linear estática. Essa análise considera as não-linearidades geométricas e as de materiais. Nessa análise, a carga/deslocamento será dividida em um número de incrementos. Ao final de cada incremento, a estrutura estará em equilíbrio e a matriz de rigidez é modificada de forma a refletir as mudanças das não-linearidades na rigidez da estrutura. O programa ABAQUS usa o método de Newton-Raphson para obter as soluções [23].

5.10. Resultados Numéricos

Após realizar a análise não-linear nos modelos serão apresentados abaixo os resultados obtidos no pós-processamento. Os modelos foram submetidos à um

deslocamento no eixo não-múltiplo da seção mista e a partir dos seus resultados foram retiradas as curvas de Força *versus* deslocamento, Momento *versus* deslocamento, a distribuição das tensões de Von Mises, as deformações e a evolução do dano do concreto nos modelos mistos.

Para a curva de momento *versus* deslocamento adicionou-se os momentos devido ao peso próprio da estrutura e o momento gerado pela viga de transmissão. Os valores de momento e deslocamento de cada modelo são apresentados no capítulo 4 do programa experimental

5.10.1.

Comportamento Momento *versus* deslocamento

Nessa seção serão apresentadas as curvas do comportamento à flexão no eixo não-múltiplo dos modelos de aço e mistos para um deslocamento aplicado no meio do vão.

5.10.1.1.

Modelo PA1

A Figura 5.22 apresenta as curvas Força *versus* deslocamento e Momento *versus* deslocamento do modelo PA1:

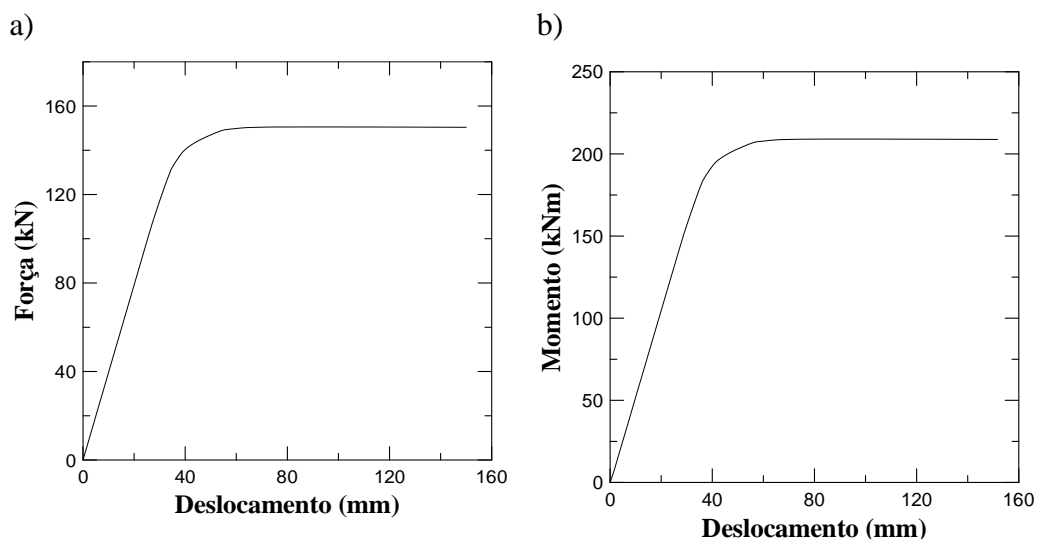


Figura 5.22 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PA1

Inicialmente o pilar de aço PA1 comportou-se elasticamente até atingir uma carga $2P=130$ kN. Neste instante o Momento fletor, M_f , é de 183,5 kNm ($M_f > 0,85$

M_{\max}). Após essa fase, o incremento do deslocamento aumenta para um menor incremento de carga até a carga máxima de plastificação, é possível notar uma perda de rigidez da estrutura. Os valores de carga última (2P), momento fletor máximo (M_{\max}) e deslocamento vertical (d) para cada fase, são apresentados na Tabela 5.6 abaixo:

Tabela 5.6 - Resumo carga última e flechas - Modelo PA1

Regime	2P (kN)	M_{\max} (kNm)	d (mm)
Elástico	130	183,5	36
Plástico	150	208,3	61-150

5.10.1.2. Modelo PA2

A Figura 5.23 apresenta as curvas Força *versus* deslocamento e Momento *versus* deslocamento do modelo PA2:

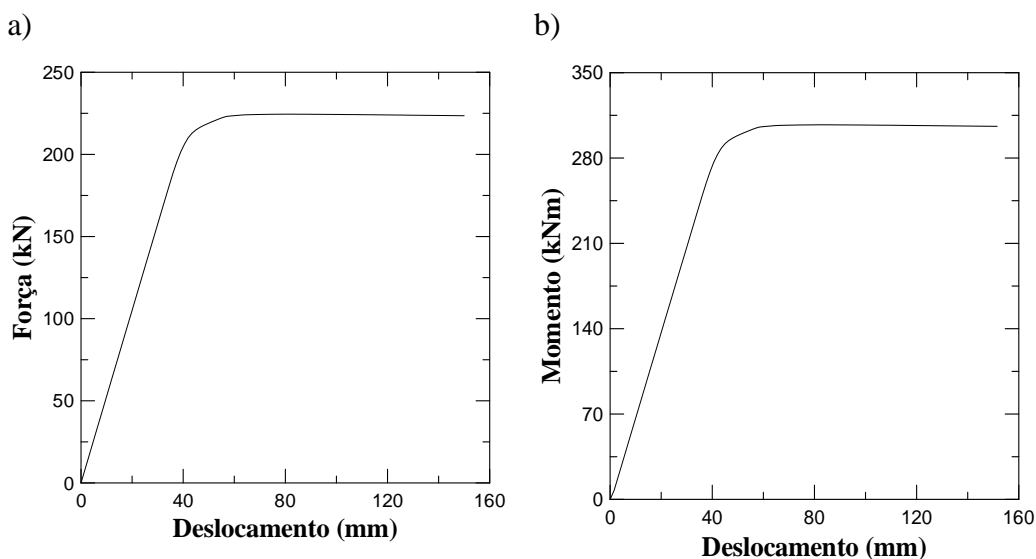


Figura 5.23 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PA2

Inicialmente o pilar de aço PA2 comportou-se elasticamente até atingir uma carga $2P=201$ kN. Neste instante o Momento fletor, M_f , é de 283 kNm ($M_f > 0,85 M_{\max}$). Após essa fase, o incremento do deslocamento aumenta para um menor incremento de carga até a carga máxima de plastificação, é possível notar uma perda de rigidez da estrutura. Os valores de carga última (2P), momento fletor máximo (M_{\max}) e deslocamento vertical (d) para cada fase, são apresentados na Tabela 5.7 abaixo:

Tabela 5.7 - Resumo carga última e flechas - Modelo PA2

Regime	2P (kN)	M _{max} (kNm)	d (mm)
Elástico	201	283	40
Plástico	223	306	60-150

5.10.1.3. Modelo PM1

A Figura 5.24 apresenta as curvas Força *versus* deslocamento e Momento *versus* deslocamento do modelo PM1:

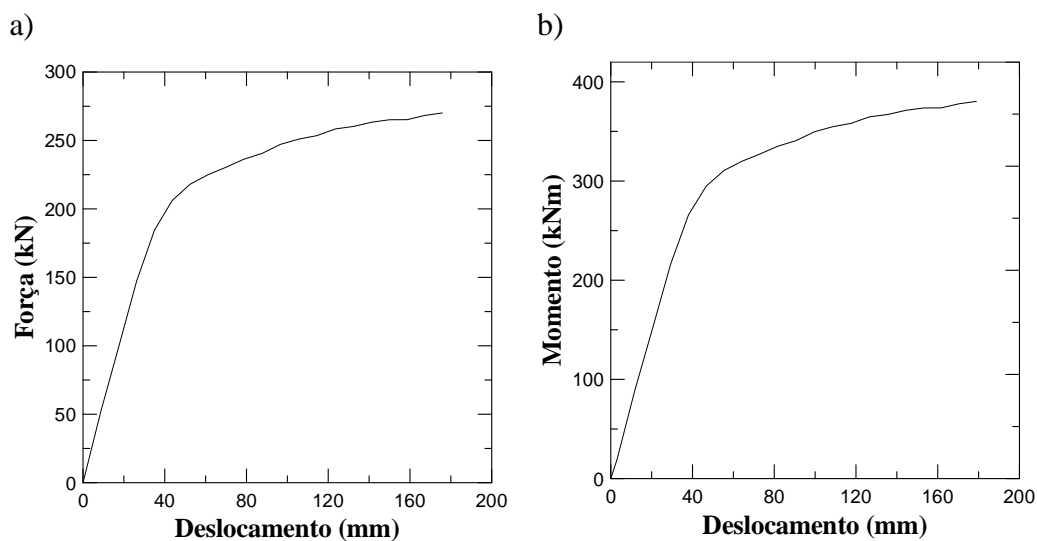


Figura 5.24 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PM1

Inicialmente o pilar misto PM1 comportou-se elasticamente até atingir uma carga $2P=185$ kN. Neste instante o Momento fletor, M_f , é de 266 kNm ($M_f > 0,70 M_{max}$). Após essa fase, o incremento do deslocamento aumenta para um menor incremento de carga até a carga máxima de plastificação, é possível notar uma perda de rigidez da estrutura. Os valores de carga última (2P), momento fletor máximo (M_{max}) e deslocamento vertical (d) para cada fase, são apresentados na Tabela 5.8 abaixo:

Tabela 5.8 - Resumo carga última e flechas - Modelo PM1

Regime	2P (kN)	M _{max} (kNm)	d (mm)
Elástico	185	266	38
Plástico	265,12	373,65	153-178

5.10.1.4. Modelo PM2

A Figura 5.25 apresenta as curvas Força *versus* deslocamento e Momento *versus* deslocamento do modelo PM2:

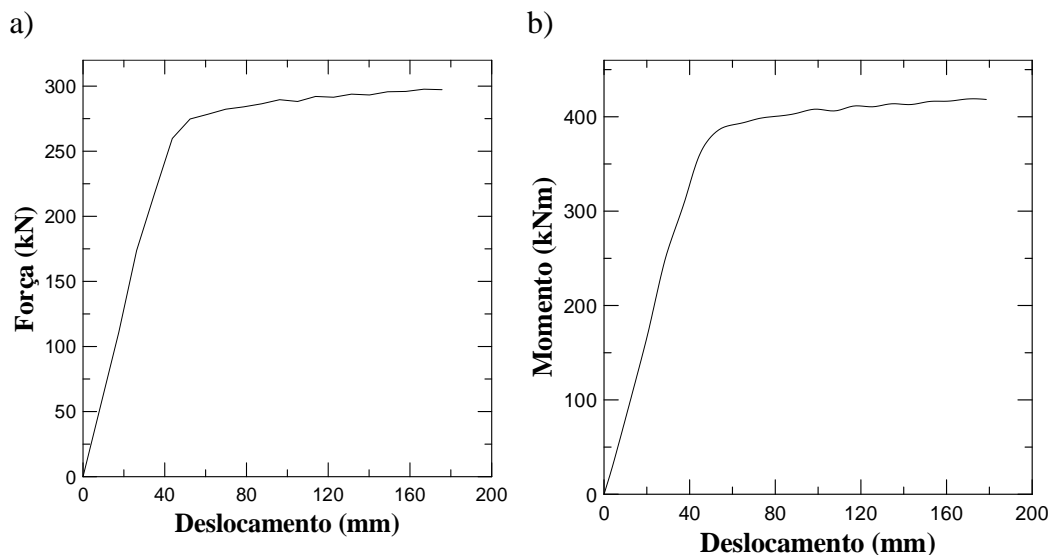


Figura 5.25 - Curva a) Força x deslocamento b) Momento x deslocamento - Modelo PM2

Inicialmente o pilar misto PM2 comportou-se elasticamente até atingir uma carga $2P=260$ kN. Neste instante o Momento fletor, M_f , é de 368,3 kNm ($M_f > 0,85 M_{max}$). Após essa fase, o incremento do deslocamento aumenta para um menor incremento de carga até a carga máxima de plastificação, é possível notar uma perda de rigidez da estrutura. Os valores de carga última ($2P$), momento fletor máximo (M_{max}) e deslocamento vertical (d) para cada fase, são apresentados na Tabela 5.9 abaixo:

Tabela 5.9 - Resumo carga última e flechas - Modelo PM2

Regime	$2P$ (kN)	M_{max} (kNm)	d (mm)
Elástico	260	368,3	45
Plástico	295,66	416,2	150-177

5.10.2. Distribuição das tensões de Von Mises

O critério de plastificação de Von Mises [27] propõe um critério denominado Critério de escoamento por energia de distorção. Esse critério define que o

plastificação tem início quando a energia atinge o valor crítico, ou seja, a tensão limite de escoamento, f_y . A equação do critério é apresentada abaixo na eq. (4.1):

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)]} \quad (4.1)$$

Esta seção apresenta as curvas de tensão de von mises em relação a um deslocamento aplicado no meio do vão para os perfis de aço, o conector central e o conector mais extremo, a região central das armaduras superior e inferior.

5.10.2.1. Modelo PA1

A Figura 5.26 apresenta a distribuição das tensões de Von Mises nos perfis de aço no Modelo PA1 a medida que o deslocamento está sendo aplicado.

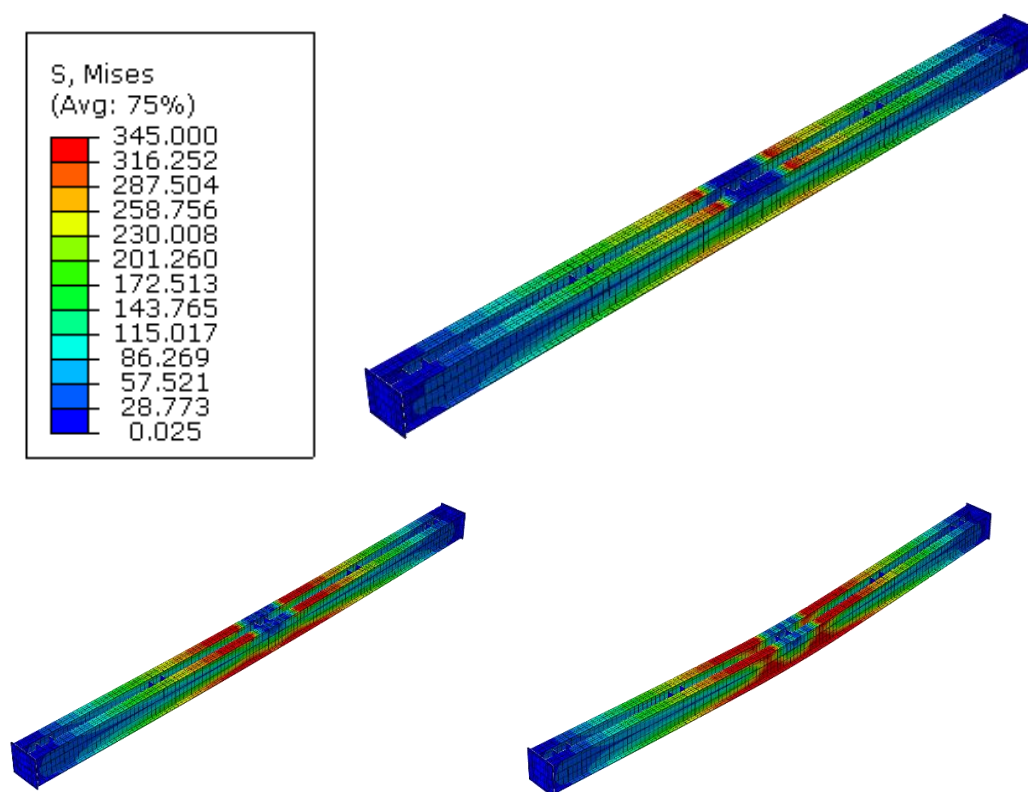


Figura 5.26 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PA1

A Figura 5.26 mostra a evolução das tensões equivalentes de von Mises e é possível observar que as tensões estão concentradas na região central dos perfis de aço, iniciando a plastificação na parte inferior do modelo.

A Figura 5.27 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento nos perfis de aço na parte inferior do perfil e na parte superior no modelo PA1:

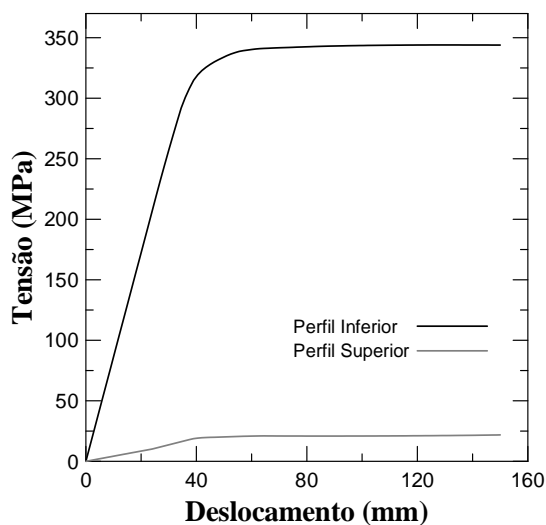


Figura 5.27 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PA1

Próximo de um deslocamento no meio do vão de 40 mm, a mesa inferior do perfil de aço começa a escoar, atingindo tensões de tração de 345 MPa. A mesa superior possui tensões de compressão em torno de 20 MPa.

A Figura 5.28 apresenta a distribuição das tensões no conector central no modelo PA1:

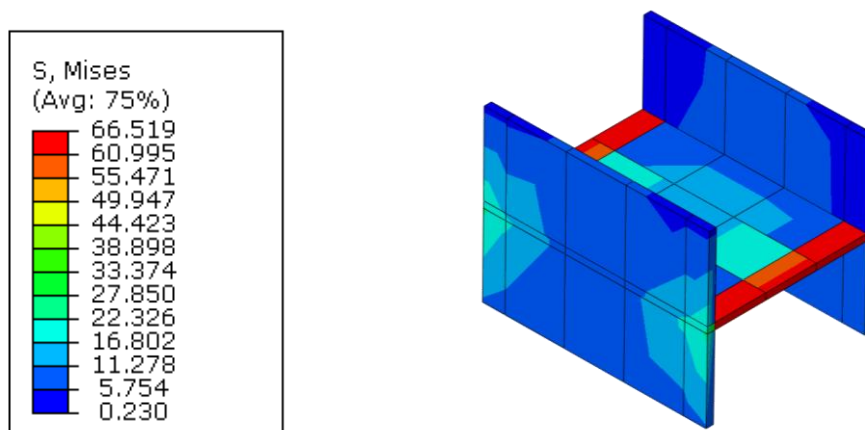


Figura 5.28 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PA1

É possível observar que as tensões estão concentradas nas extremidades da alma do conector. A parte mais solicitada do conector central é a alma do perfil, atingindo tensões de 66 MPa. As mesas apresentam uma tensão de até 16 MPa.

Analisando os conectores das extremidades, observa-se pela Figura 5.29, que a parte mais solicitada foi a mesa dos conectores, com tensões de 6,7 MPa.

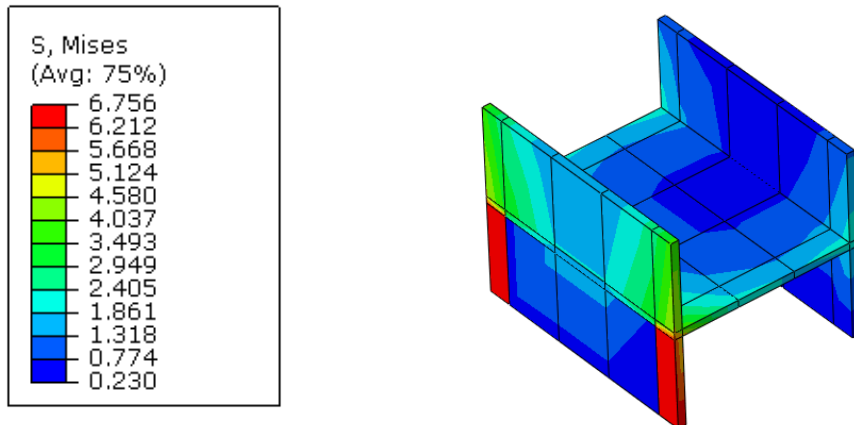


Figura 5.29 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PA1

A Figura 5.30 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento do conector central e os conectores das extremidades:

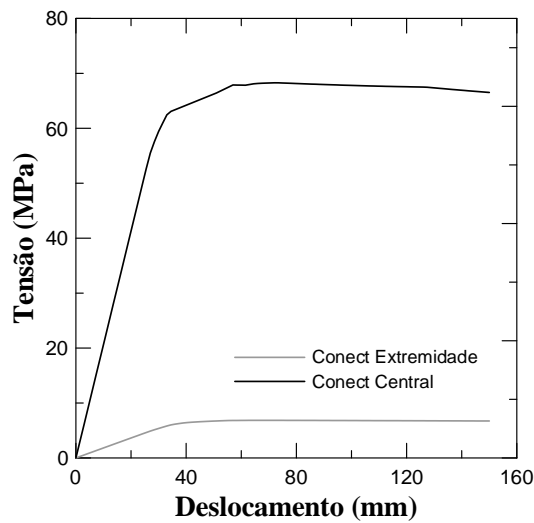


Figura 5.30 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PA1

5.10.2.2. Modelo PA2

A Figura 5.31 apresenta a distribuição das tensões de Von Mises nos perfis de aço no Modelo PA2 a medida que o deslocamento está sendo aplicado.

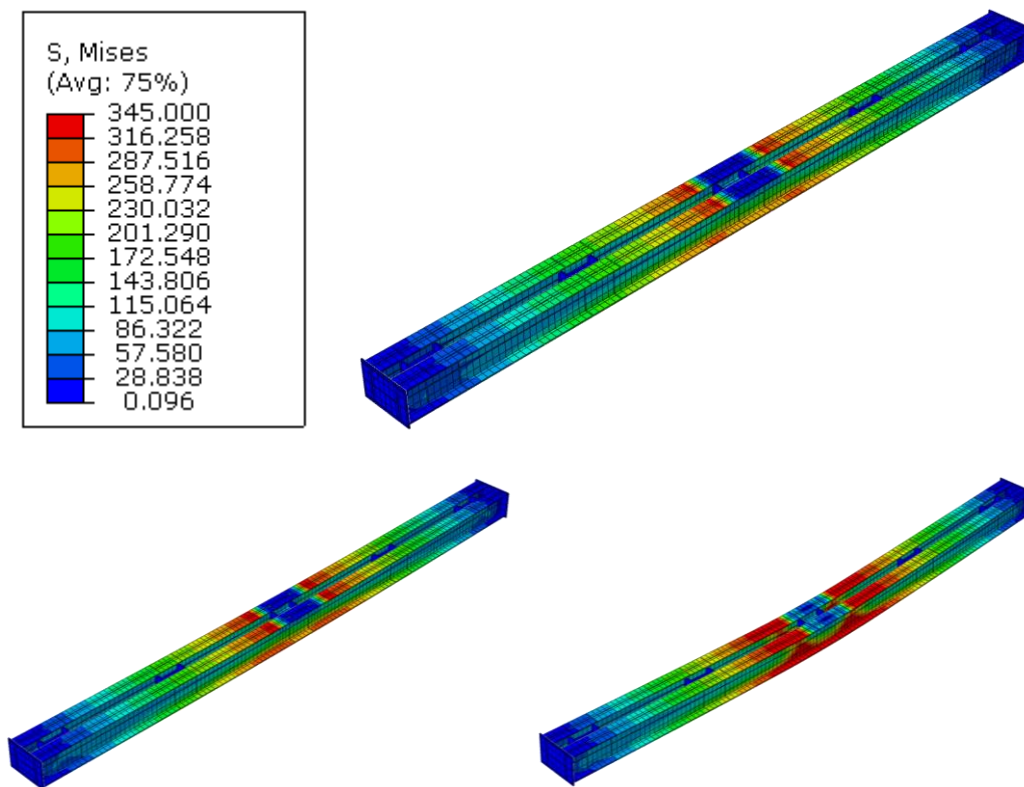


Figura 5.31 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PA2

A Figura 5.31 mostra a evolução das tensões equivalentes de von Mises e é possível observar que as tensões estão concentradas na região central dos perfis de aço, iniciando a plastificação na parte inferior do modelo.

A Figura 5.32 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento nos perfis de aço na parte inferior do perfil e na parte superior no modelo PA2:

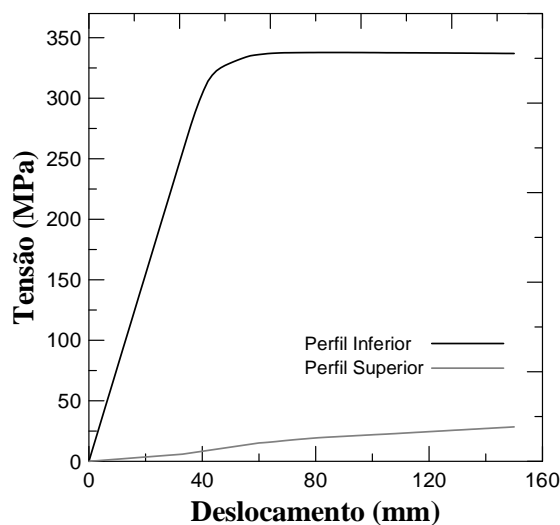


Figura 5.32 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PA2

Próximo de um deslocamento no meio do vão de 40 mm, a mesa inferior do perfil de aço começa a escoar, atingindo tensões de tração de 345 MPa. A mesa superior possui tensões de compressão em torno de 28 MPa.

A Figura 5.33 apresenta a distribuição das tensões no conector central no modelo PA2:

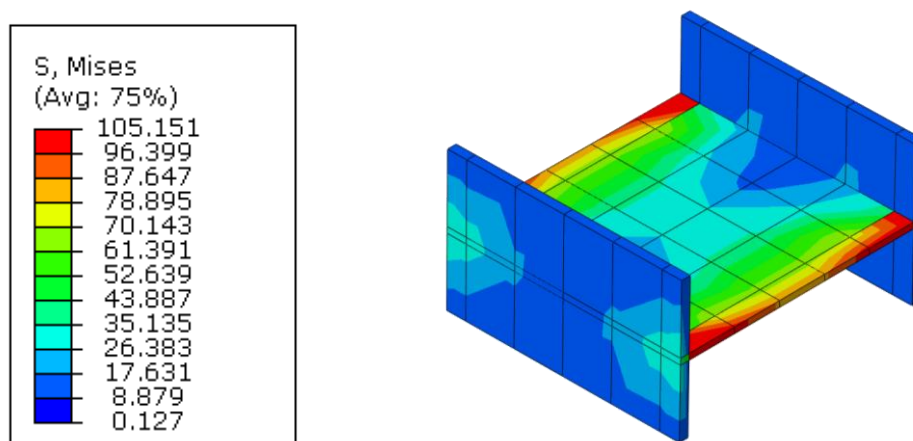


Figura 5.33 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PA2

É possível observar que as tensões estão concentradas nas extremidades da alma do conector. A parte mais solicitada do conector central é a alma do perfil, atingindo tensões de 105 MPa. As mesas apresentam uma tensão de até 26 MPa.

Analisando os conectores das extremidades, observa-se pela Figura 5.34, que a parte mais solicitada foi a mesa dos conectores, com tensões de 5,6 MPa.

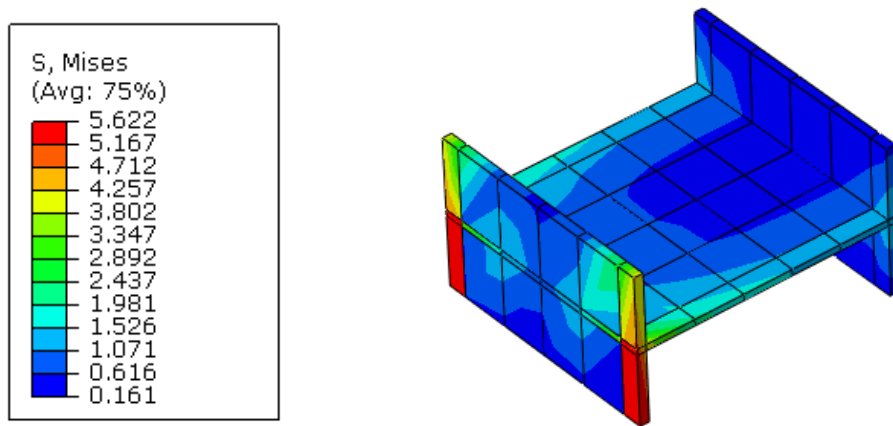


Figura 5.34 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PA2

A Figura 5.35 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento do conector central e os conectores das extremidades:

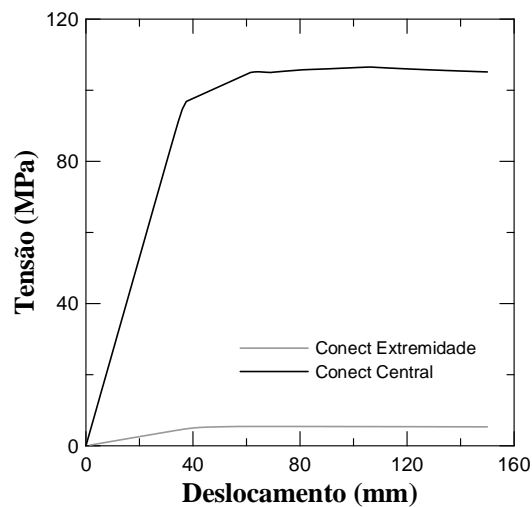


Figura 5.35 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PA2

5.10.2.3. Modelo PM1

A Figura 5.36 apresenta a distribuição das tensões de Von Mises nos perfis de aço no Modelo PM1 a medida que o deslocamento está sendo aplicado.

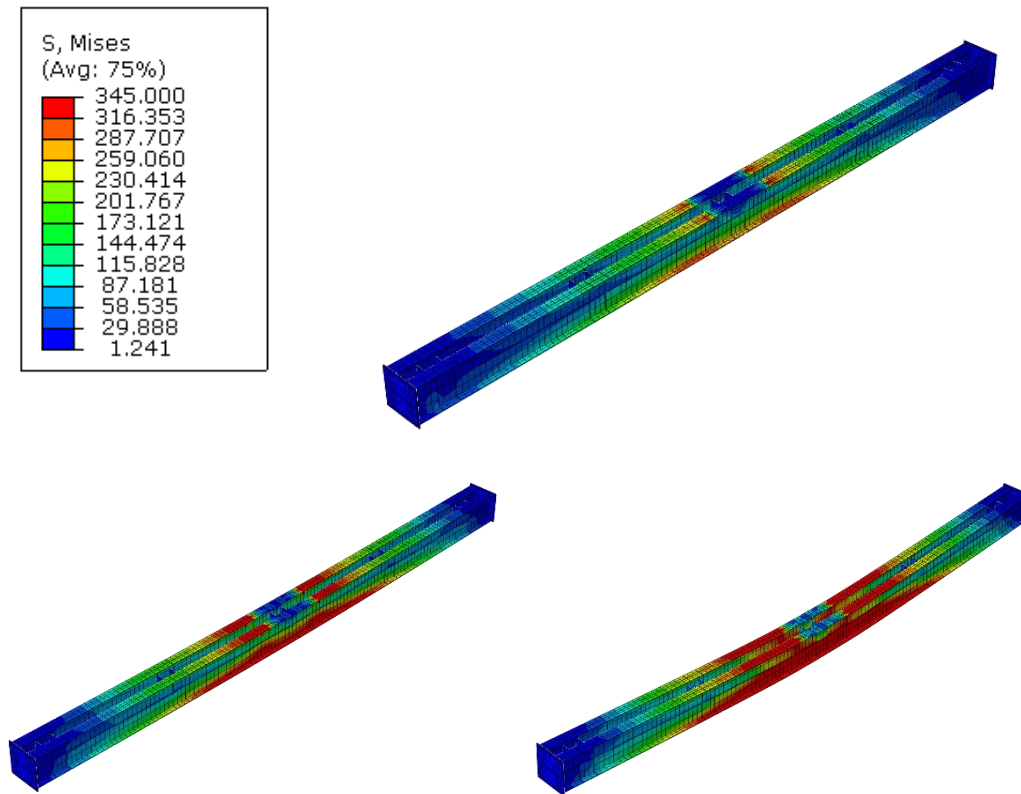


Figura 5.36 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PM1

A Figura 5.36 mostra a evolução das tensões equivalentes de von Mises e é possível observar que as tensões estão concentradas na região central dos perfis de aço, iniciando a plastificação na parte inferior do modelo.

A Figura 5.37 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento nos perfis de aço na parte inferior do perfil e na parte superior no modelo PM1:

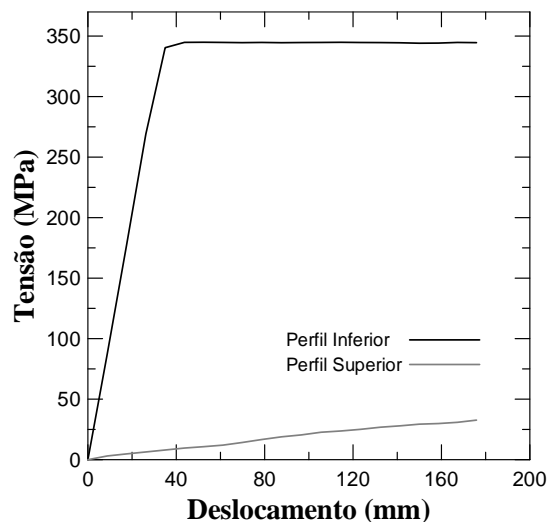


Figura 5.37 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PM1

Próximo de um deslocamento no meio do vão de 35 mm, a mesa inferior do perfil de aço começa a escoar, atingindo tensões de tração de 345 MPa. A mesa superior possui tensões de compressão em torno de 32 MPa.

A Figura 5.37 apresenta a distribuição das tensões no conector central no modelo PM1:

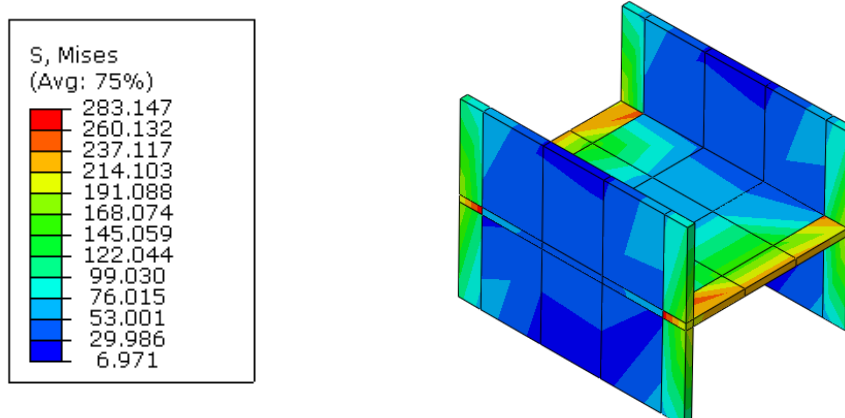


Figura 5.38 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PM1

É possível observar que as tensões estão concentradas nas extremidades da alma do conector. A parte mais solicitada do conector central é a alma do perfil, atingindo tensões de 283 MPa. As mesas apresentam uma tensão de até 191 MPa.

Analisando os conectores das extremidades, observa-se pela Figura 5.39, que a parte mais solicitada foi a alma dos conectores, com tensões de 51,9 MPa.

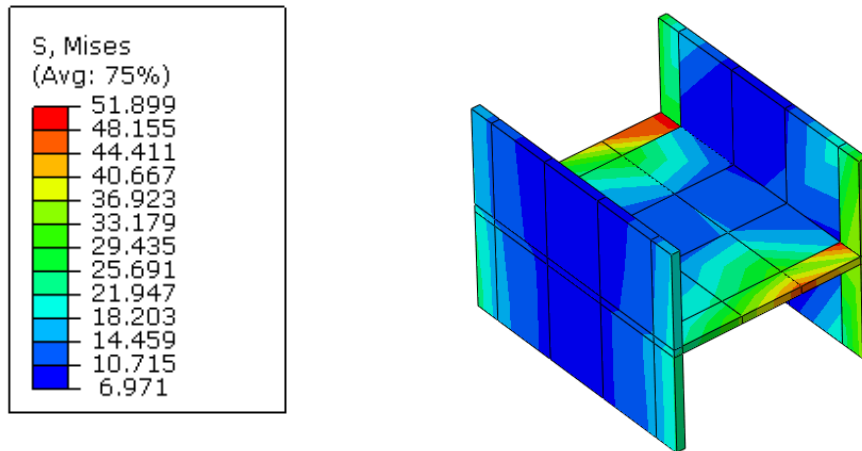


Figura 5.39 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PM1

A Figura 5.40 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento do conector central e os conectores das extremidades:

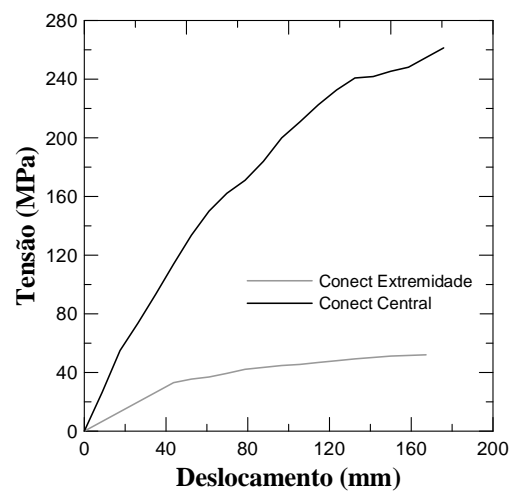


Figura 5.40 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PM1

A Figura 5.41 apresenta a distribuição das tensões da armadura no modelo PM1:

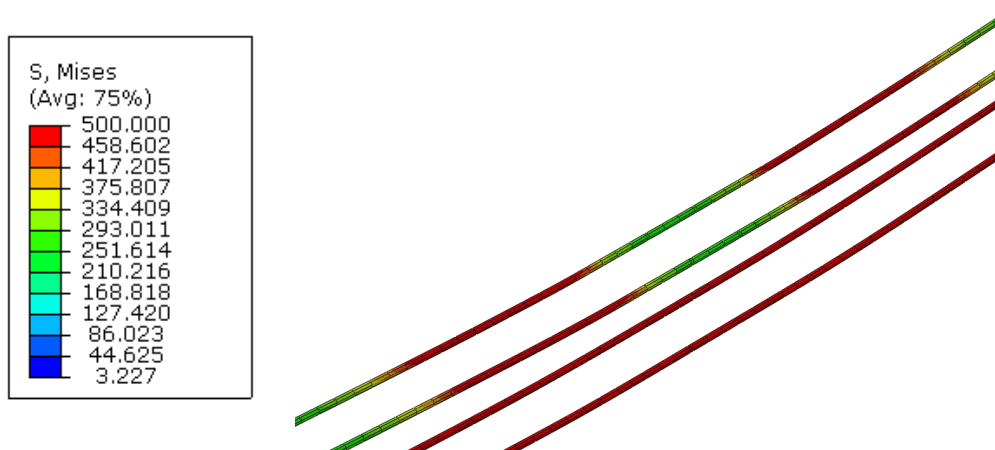


Figura 5.41 - Distribuição das tensões de Von Mises da armadura - Modelo PM1

A Figura 5.42 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento da armadura superior e inferior, na região central do modelo PM1:

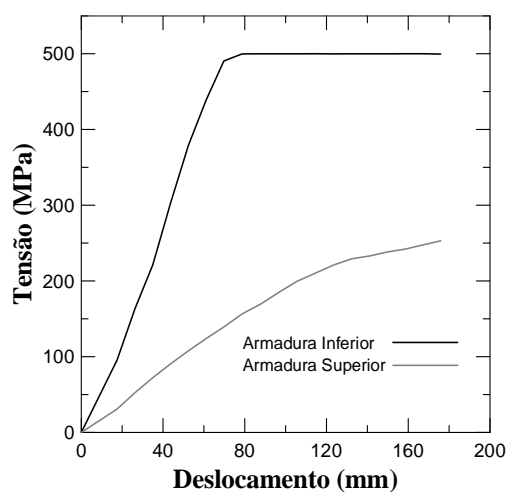


Figura 5.42 - Comparação Curva Tensão x deslocamento da armadura - Modelo PM1

Próximo de um deslocamento no meio do vão de 70 mm, a armadura inferior começa a escoar, atingindo tensões de tração de 500 MPa. A armadura superior possui tensões de compressão em torno de 250 MPa.

5.10.2.4. Modelo PM2

A Figura 5.43 apresenta a distribuição das tensões de Von Mises nos perfis de aço no Modelo PM2 a medida que o deslocamento está sendo aplicado.

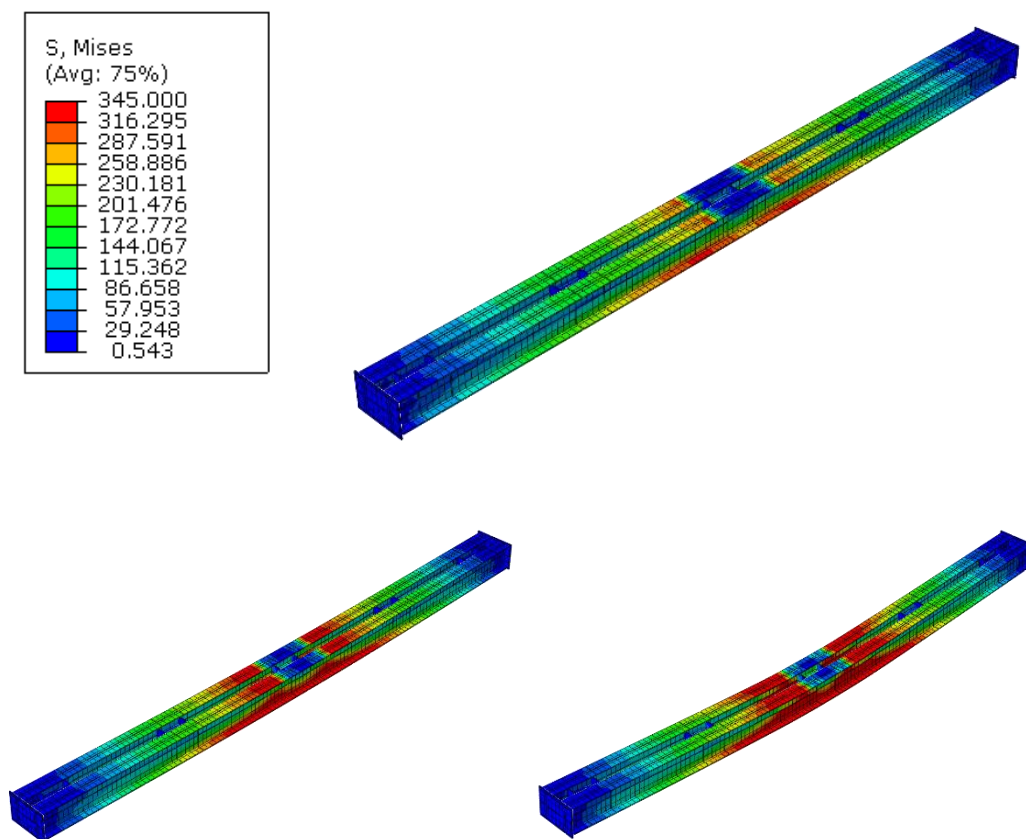


Figura 5.43 - Distribuição das tensões de Von Mises no perfil de aço - Modelo PM2

A Figura 5.43 mostra a evolução das tensões equivalentes de von Mises e é possível observar que as tensões estão concentradas na região central dos perfis de aço, iniciando a plastificação na parte inferior do modelo.

A Figura 5.44 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento nos perfis de aço na parte inferior do perfil e na parte superior no modelo PM2:

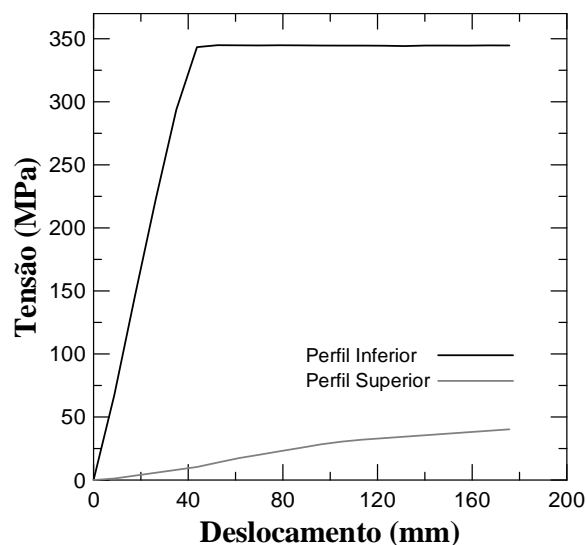


Figura 5.44 - Comparação Curva Tensão x deslocamento no perfil de aço - Modelo PM2

Próximo de um deslocamento no meio do vão de 45 mm, a mesa inferior do perfil de aço começa a escoar, atingindo tensões de tração de 345 MPa. A mesa superior possui tensões de compressão em torno de 40 MPa.

A Figura 5.45 apresenta a distribuição das tensões no conector central no modelo PM2:

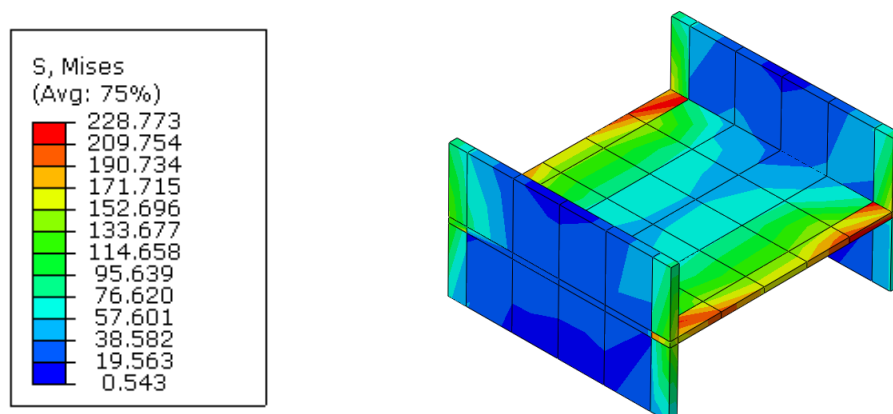


Figura 5.45 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector central - Modelo PM2

É possível observar que as tensões estão concentradas nas extremidades da alma do conector. A parte mais solicitada do conector central é a alma do perfil, atingindo tensões de 228 MPa. As mesas apresentam uma tensão de até 152 MPa.

Analisando os conectores das extremidades, observa-se pela Figura 5.46, que a parte mais solicitada foi a extremidade da alma e das mesas dos conectores, com tensões de 42,3 MPa.

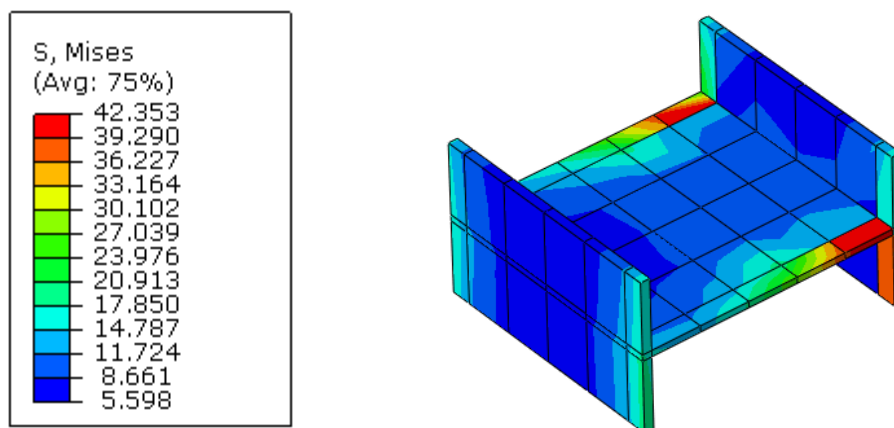


Figura 5.46 - Distribuição das tensões de Von Mises no conector das extremidades - Modelo PM2

A Figura 5.47 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento do conector central e os conectores das extremidades:

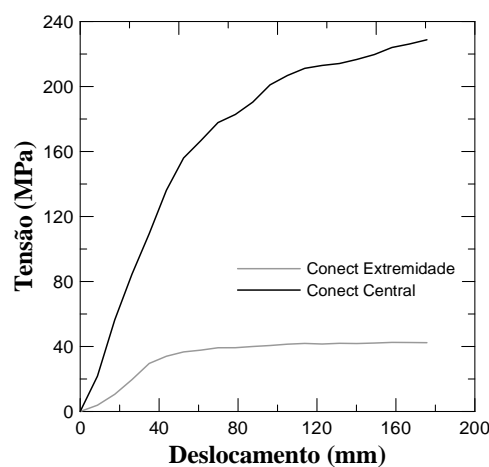


Figura 5.47 - Comparação Curva Tensão x deslocamento do conector central e da extremidade - Modelo PM2

A Figura 5.48 apresenta a distribuição das tensões da armadura no modelo PM2:

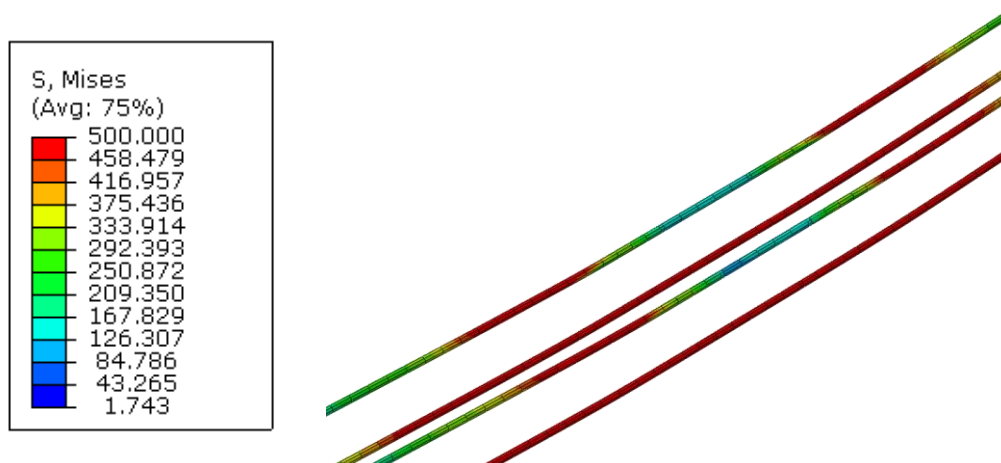


Figura 5.48 - Distribuição das tensões de Von Mises da armadura - Modelo PM2

A Figura 5.49 apresenta uma comparação das curvas de Tensão *versus* deslocamento da armadura superior e inferior, na região central do modelo PM2:

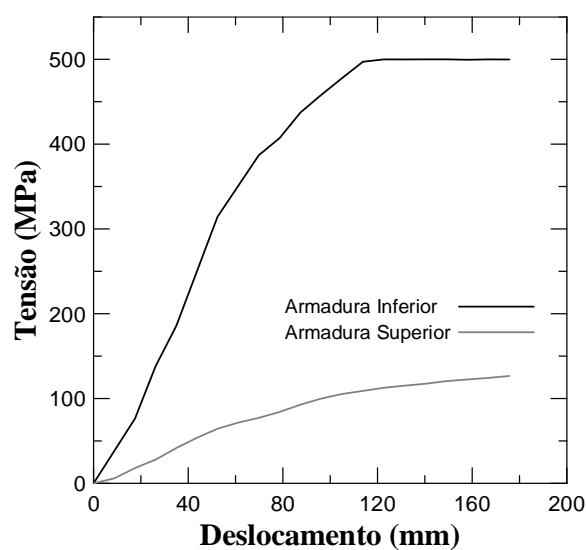


Figura 5.49 - Comparação Curva Tensão x deslocamento da armadura - Modelo PM2

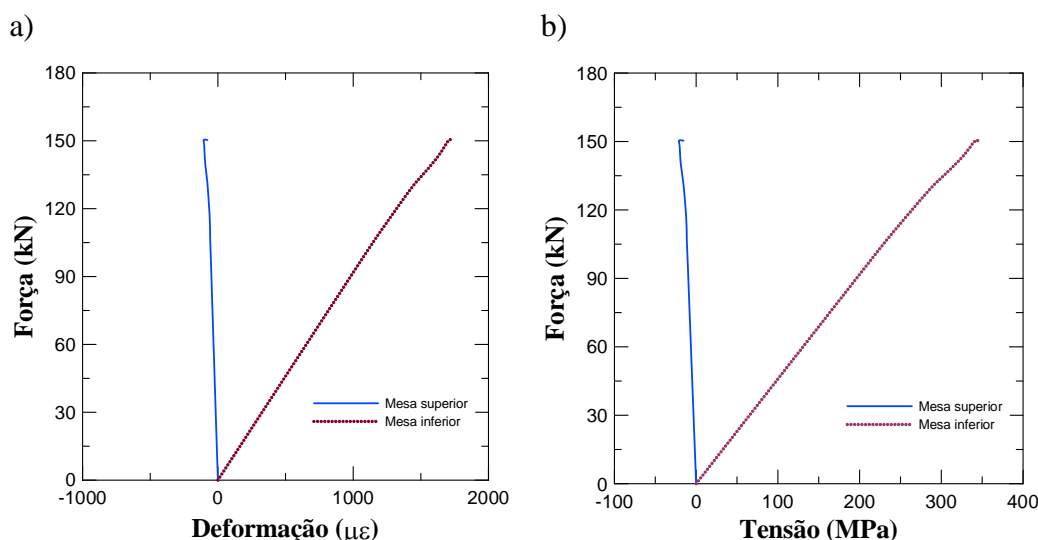
Próximo de um deslocamento no meio do vão de 115 mm, a armadura inferior começa a escoar, atingindo tensões de tração de 500 MPa. A armadura superior possui tensões de compressão em torno de 125 MPa.

5.10.3. Análise das deformações e das tensões

Foi realizada uma análise das deformações das mesas no centro do vão de cada um dos modelos. Além disso, avaliou-se as deformações na mesa superior e inferior do perfil de aço localizados em $L/3$ e nas quatro armaduras. Por meio da Lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), onde $E = 200$ GPa, é possível calcular a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço A572 e CA-50. Para o aço A572 a deformação é de $1725 \mu\varepsilon$, enquanto que a do aço CA-50 é de $2500 \mu\varepsilon$. Assim, é possível avaliar se a região estudada entrou em regime plástico.

5.10.3.1. Modelo PA1

A Figura 5.50 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força versus tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizados no meio do vão do modelo PA1. As tensões correspondentes às deformações nos elementos podem ser calculadas com a Lei de Hooke.



**Figura 5.50 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas no centro do vão
– Modelo PA1**

Pode-se observar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão de até 20 MPa, enquanto que a mesa inferior está submetida a tensões de tração de 345 MPa.

A Figura 5.51 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força versus tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizado em L/3 do modelo PA1.

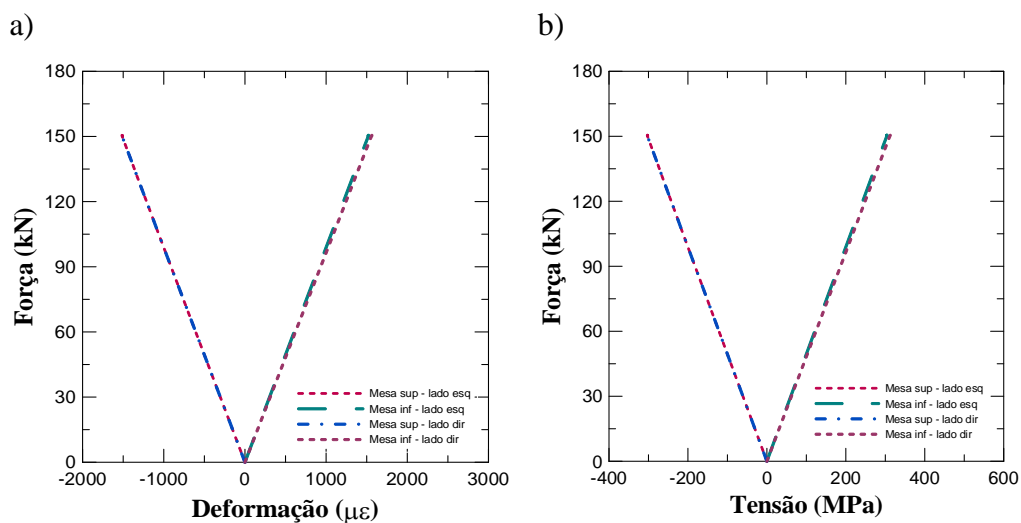


Figura 5.51 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PA1

As tensões dos elementos localizados em L/3 não superaram 310 MPa tanto nas tensões de compressão como nas de tração.

5.10.3.2. Modelo PA2

A Figura 5.52 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força versus tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizados no meio do vão do modelo PA2.

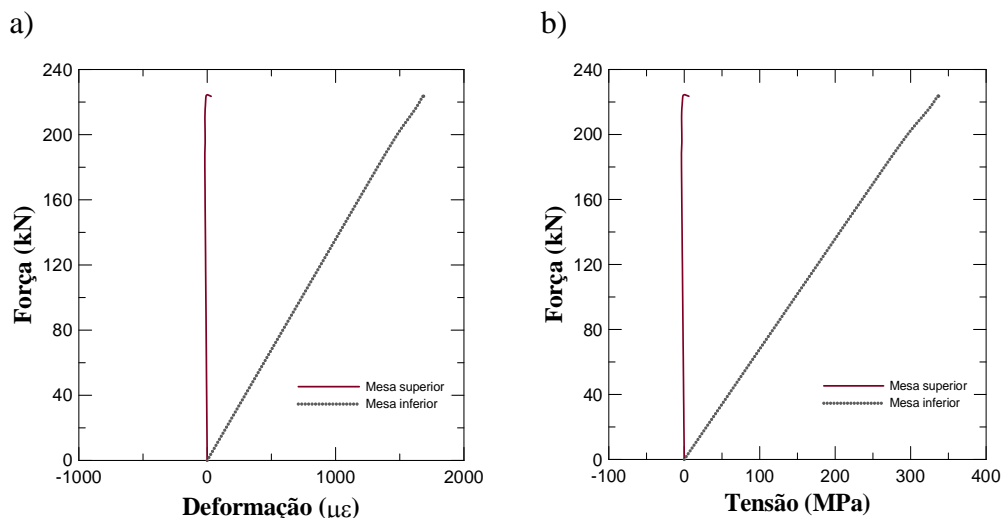


Figura 5.52 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão – Modelo PA2

Pode-se observar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão de até 10 MPa, enquanto que a mesa inferior está submetida a tensões de tração de 340 MPa.

A Figura 5.53 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força versus tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizado em L/3 do modelo PA2.

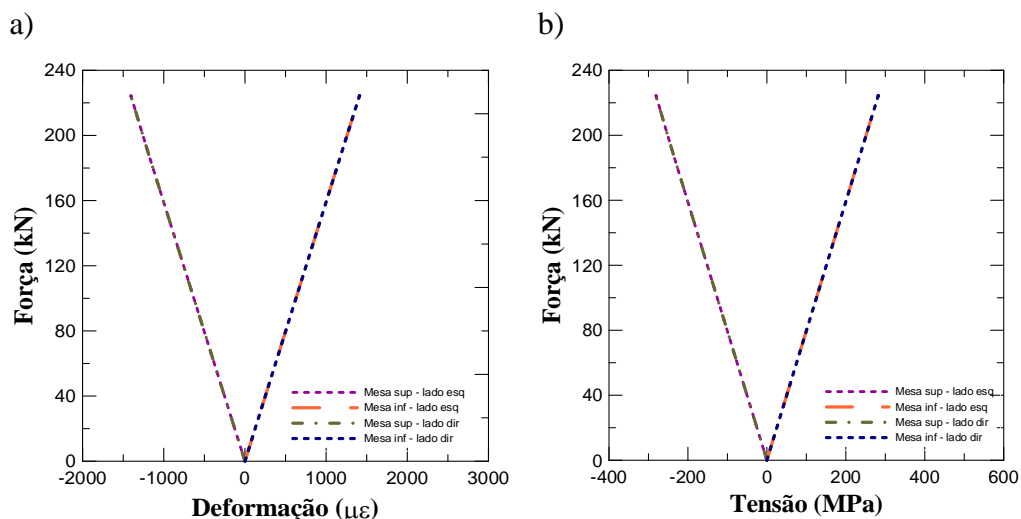
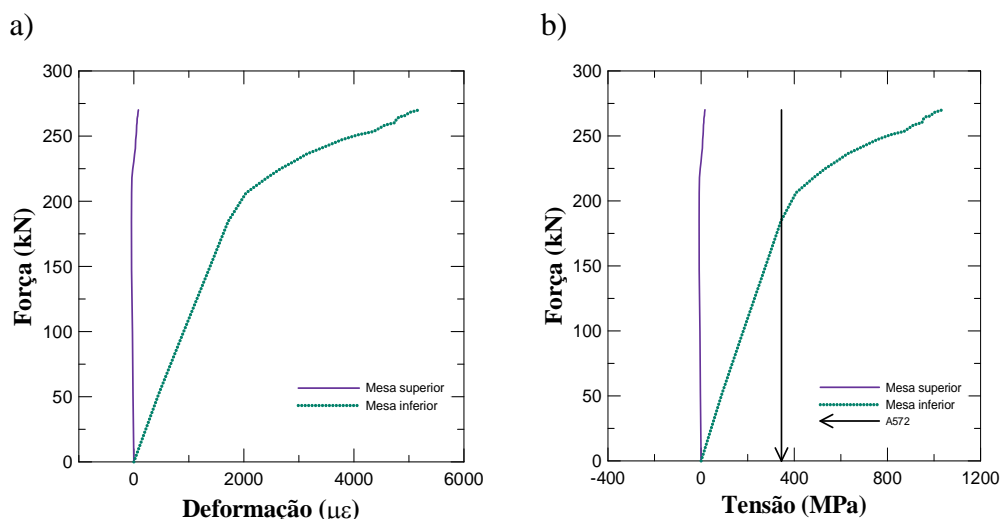


Figura 5.53 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PA2

As tensões dos elementos localizados em L/3 não superaram 280 MPa tanto nas tensões de compressão como nas de tração.

5.10.3.3. Modelo PM1

A Figura 4.56 mostra a curva Força *versus* deformação (a) e a curva Força *versus* tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizados no meio do vão do modelo PM1.



**Figura 5.54 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão –
Modelo PM1**

Pode-se observar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão de até 20 MPa, enquanto que a mesa inferior está submetida a tensões de tração que superaram as tensões de escoamento do aço de 345 MPa e chegam até 1000 MPa para deformações de 5100 $\mu\epsilon$. A seta no gráfico indica a posição no qual a mesa inferior começa a escoar.

A Figura 5.55 mostra a curva Força *versus* deformação (a) e a curva Força *versus* tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizado em L/3 do modelo PM1.

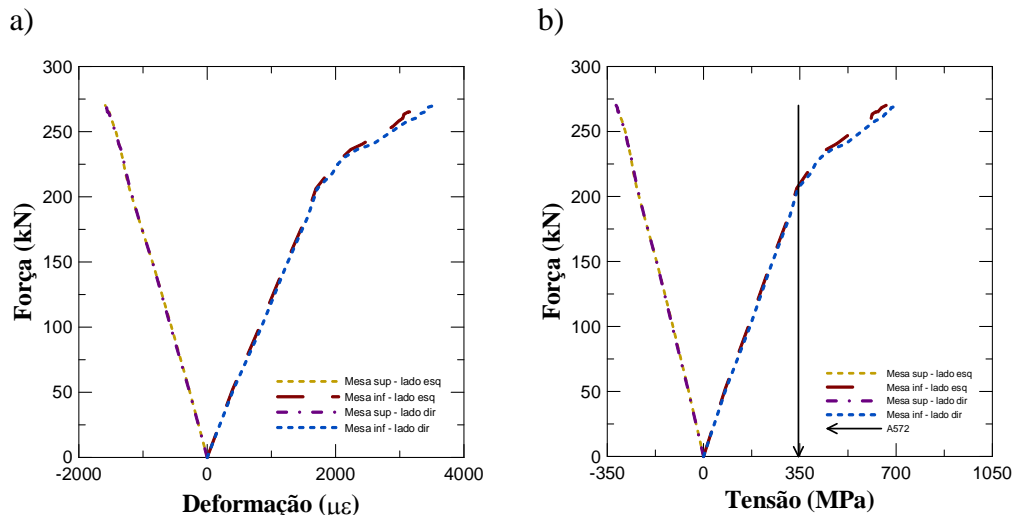


Figura 5.55 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PM1

As tensões dos elementos localizados em L/3 na mesa superior atingiram tensões de compressão em torno de 315 MPa, enquanto que os elementos da mesa inferior atingiram tensões de tração de até 700 MPa para deformações de 3500 $\mu\epsilon$, superior a tensão de escoamento.

A Figura 5.56 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força *versus* tensão (b) para elementos no meio do vão das armaduras superiores e inferiores do modelo PM1.

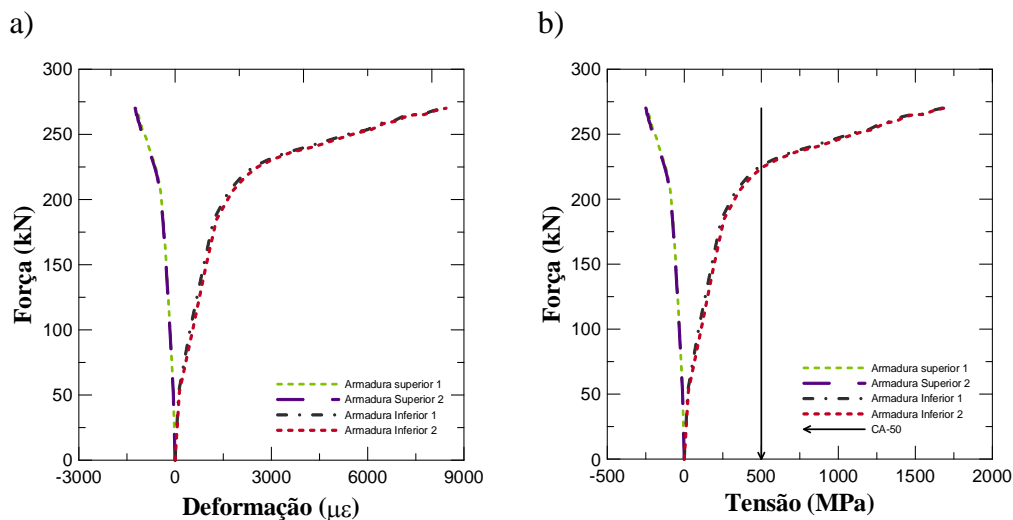


Figura 5.56 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das armaduras - Modelo PM1

As tensões das armaduras superior atingiram tensões de compressão em torno de 250 MPa, enquanto que as armaduras inferiores atingiram tensões de tração de até 1680 MPa para deformações 8400 $\mu\epsilon$. As armaduras inferiores tiveram tensões que superaram as tensões de escoamento do CA-50 de 500 MPa.

5.10.3.4. Modelo PM2

A Figura 5.57 mostra a curva Força *versus* deformação (a) e a curva Força *versus* tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizados no meio do vão do modelo PM2.

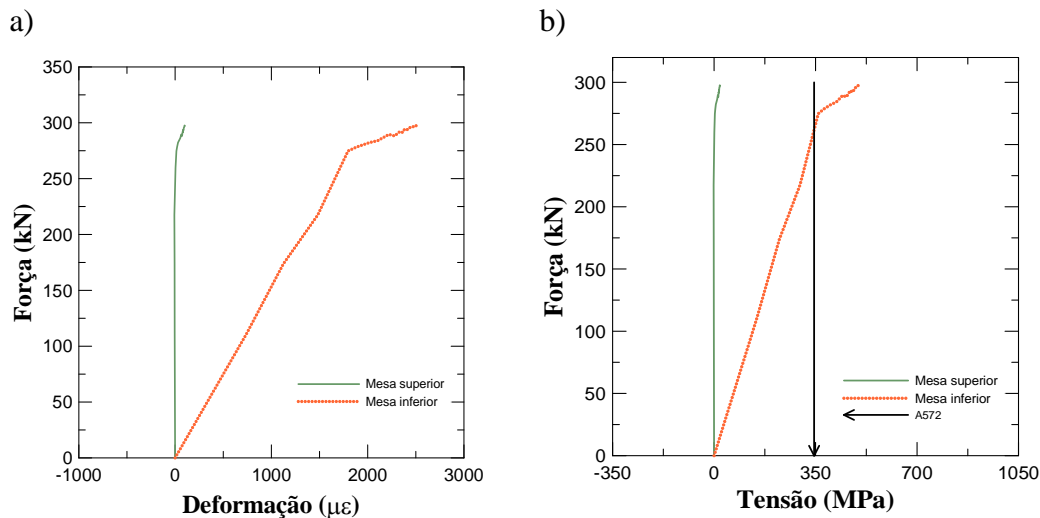


Figura 5.57 - Curva a) Força x deformação b) Força x tensão das mesas no centro do vão – Modelo PM2

Pode-se observar que a mesa superior está submetida a tensões de compressão de até 20 MPa, enquanto que a mesa inferior está submetida a tensões de tração que superam as tensões de escoamento do aço de 345 MPa e chegam até 500 MPa para deformações de 2500 $\mu\epsilon$.

A Figura 5.58 mostra a curva Força *versus* deformação (a) e a curva Força *versus* tensão (b) para elementos na mesa superior e elementos na mesa inferior localizado em L/3 do modelo PM2.

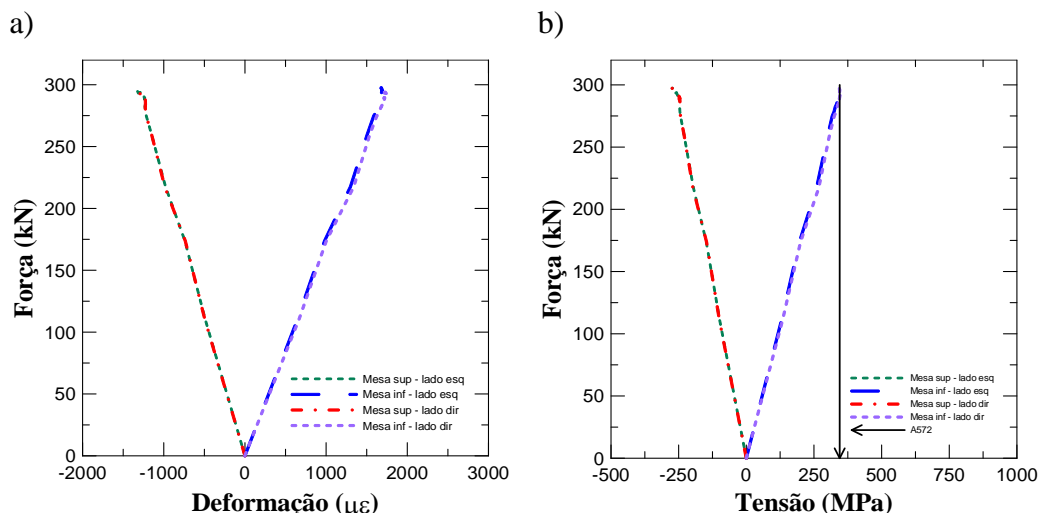


Figura 5.58 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das mesas em L/3 - Modelo PM2

As tensões dos elementos localizados em L/3 na mesa superior atingiram tensões de compressão em torno de 275 MPa, enquanto que os elementos da mesa inferior atingiram tensões de tração de até 350 MPa para deformações de 1750 $\mu\epsilon$, superior a tensão de escoamento do aço.

A Figura 5.59 mostra a curva Força versus deformação (a) e a curva Força versus tensão (b) para elementos no meio do vão das armaduras superiores e inferiores do modelo PM2.

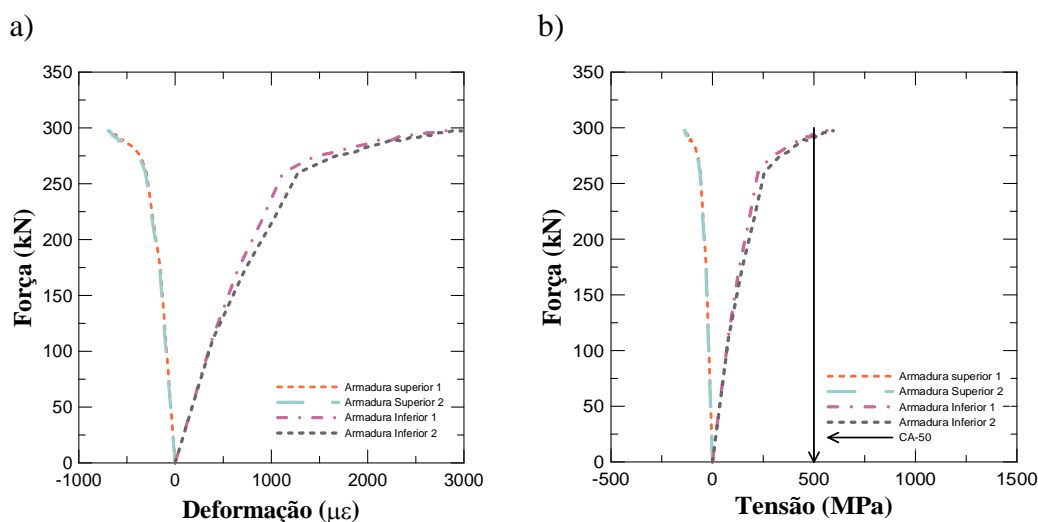


Figura 5.59 - Curva a) Força x deformação b) Força x Tensão das armaduras - Modelo PM2

As tensões das armaduras superior atingiram tensões de compressão em torno de 135 MPa, enquanto que as armaduras inferiores atingiram tensões de tração de até 595 MPa para deformações 2975 $\mu\epsilon$. As armaduras inferiores tiveram tensões que superaram as tensões de escoamento do CA-50 de 500 MPa.

5.10.4. Fissuração do concreto

A partir dos resultados é possível observar a evolução da fissuração do concreto nos modelos estudados.

5.10.4.1. Modelo PM1

A Figura 5.60 mostra a evolução do dano no concreto devido à tração no modelo PM1:

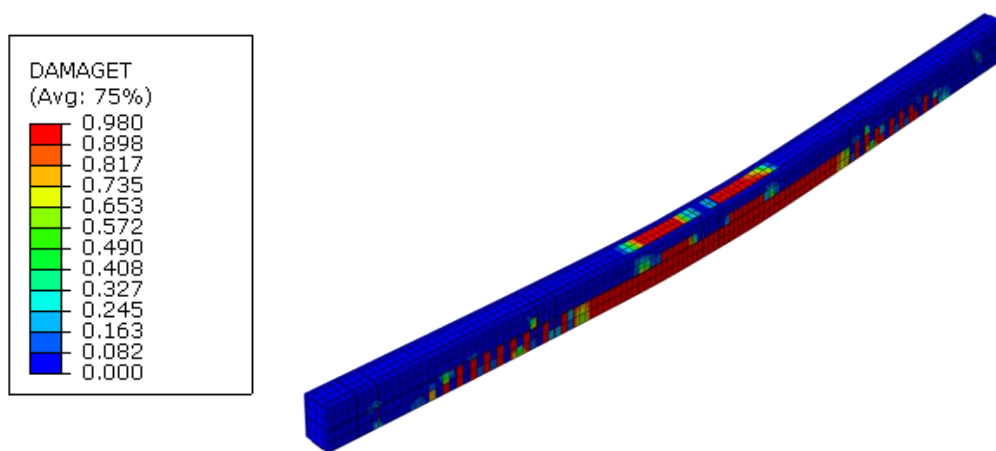


Figura 5.60 - Dano no concreto - Modelo PM1

Nas Figuras 5.61 e a Figura 5.62, respectivamente, é possível observar o caminho da fissuração do concreto tanto na parte inferior (plano xz), como na lateral (plano yz).

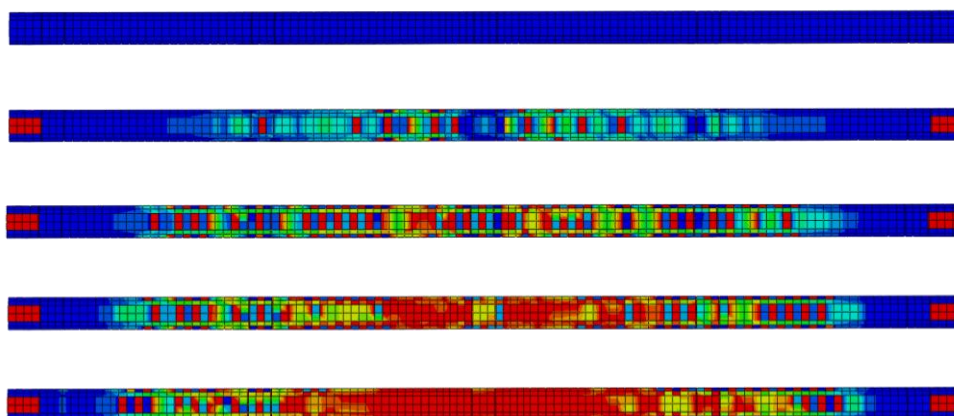


Figura 5.61 - Evolução da fissuração no concreto no plano xz - Modelo PM1

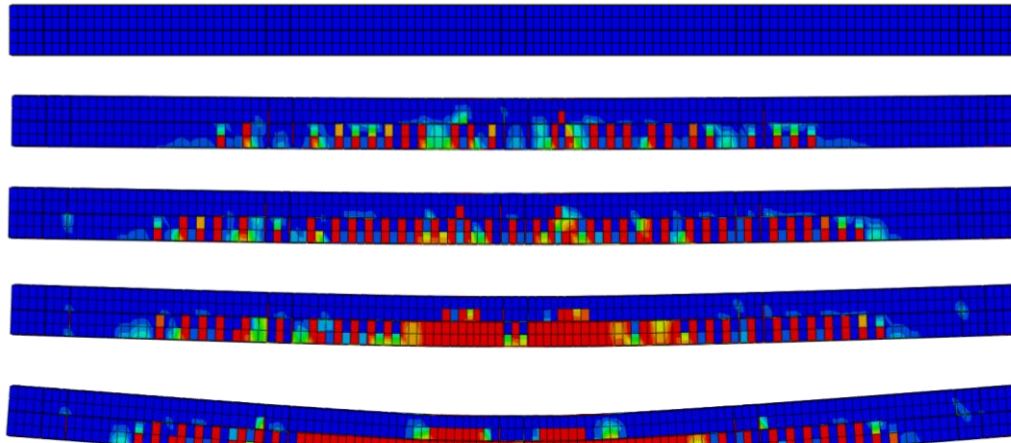


Figura 5.62 - Evolução da fissuração no concreto no plano yz - Modelo PM1

A Figura 5.63 apresenta a distribuição das tensões de tração e compressão no concreto.

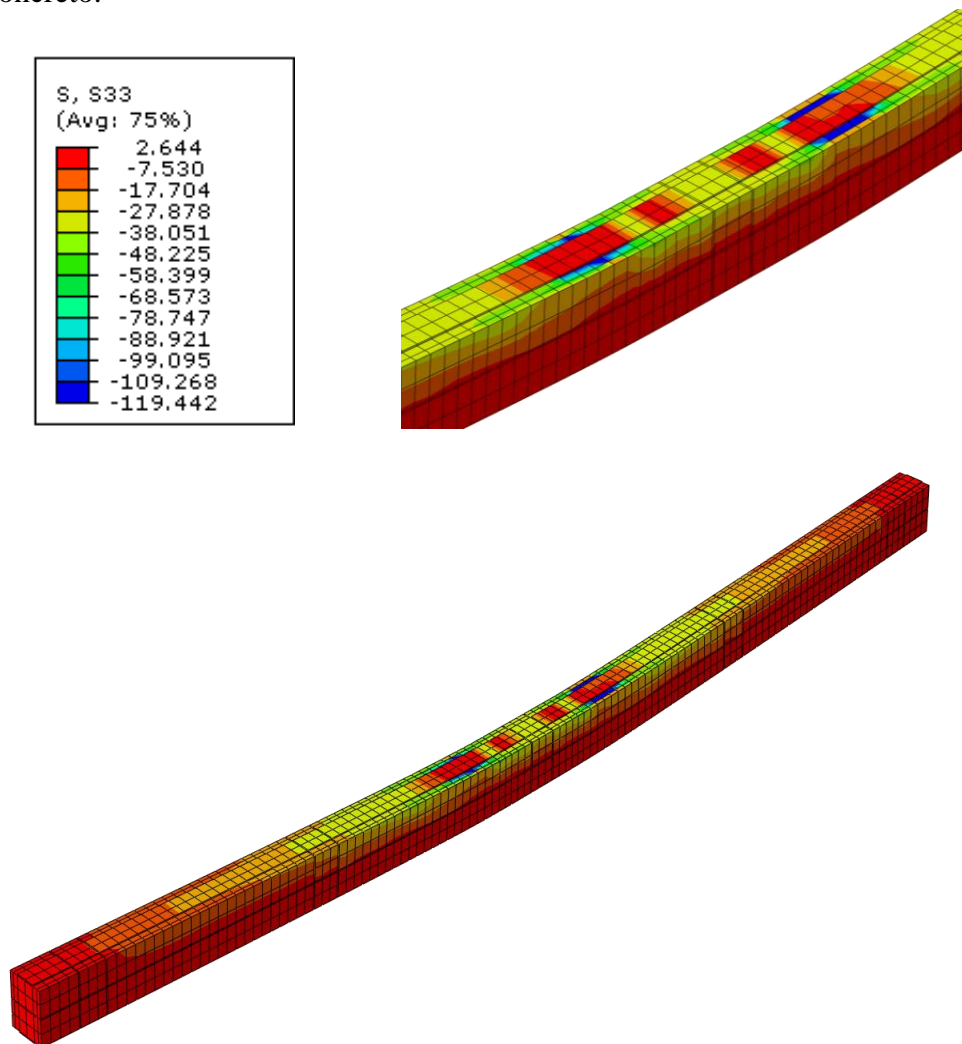


Figura 5.63 – Distribuição das tensões no concreto - Modelo PM1

A fissuração se inicia na região central e vai se espalhando nas regiões dos conectores e nos apoios. Pela Figura 5.63 é possível observar que o concreto apresenta um dano na parte superior da estrutura devido ao esmagamento do material, apresentando tensões de compressão elevadas.

5.10.4.2. Modelo PM2

A Figura 5.64 mostra a evolução do dano no concreto devido à tração no modelo PM2:

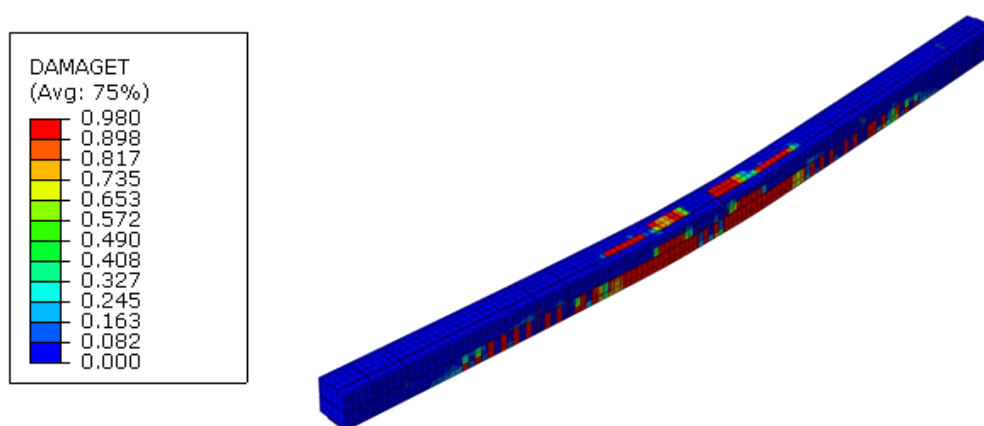


Figura 5.64 - Dano no concreto - Modelo PM2

Nas Figuras 5.65 e a Figura 5.66, respectivamente, é possível observar o caminho da fissuração do concreto tanto na parte inferior (plano xz), como na lateral (plano yz).

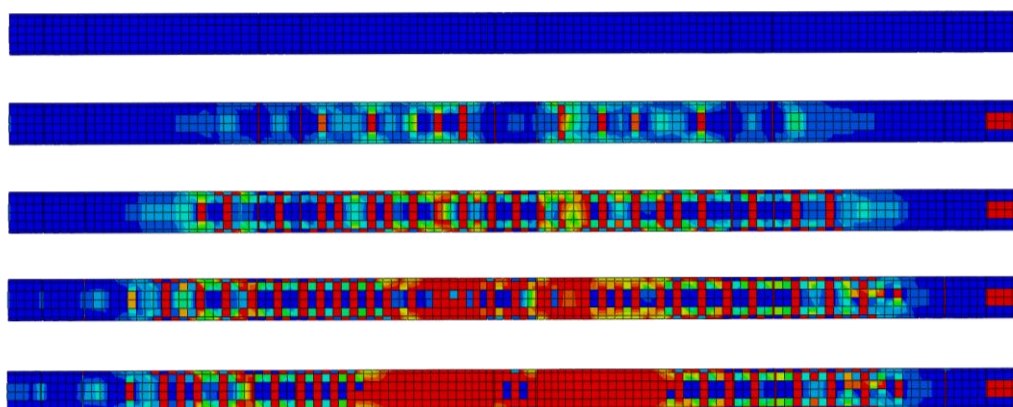


Figura 5.65 - Evolução da fissuração no concreto no plano xz - Modelo PM2

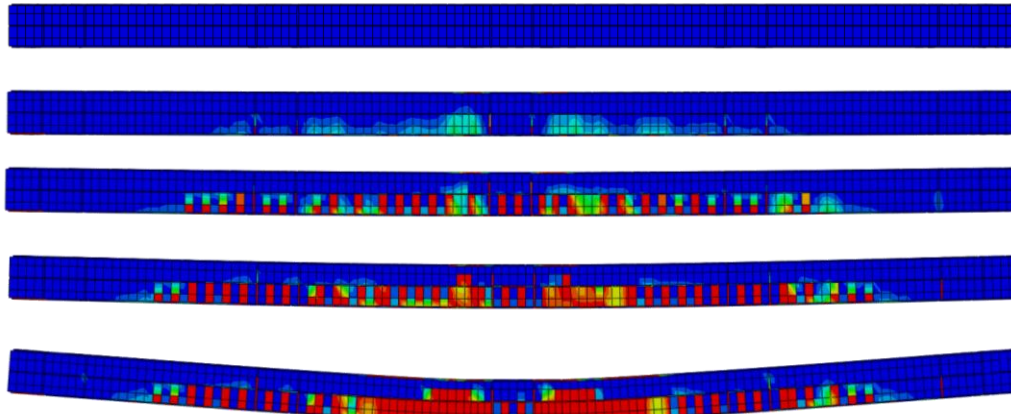


Figura 5.66 - Evolução na fissuração no concreto no plano yz - Modelo PM2

A Figura 5.67 apresenta a distribuição das tensões de tração e compressão no concreto.

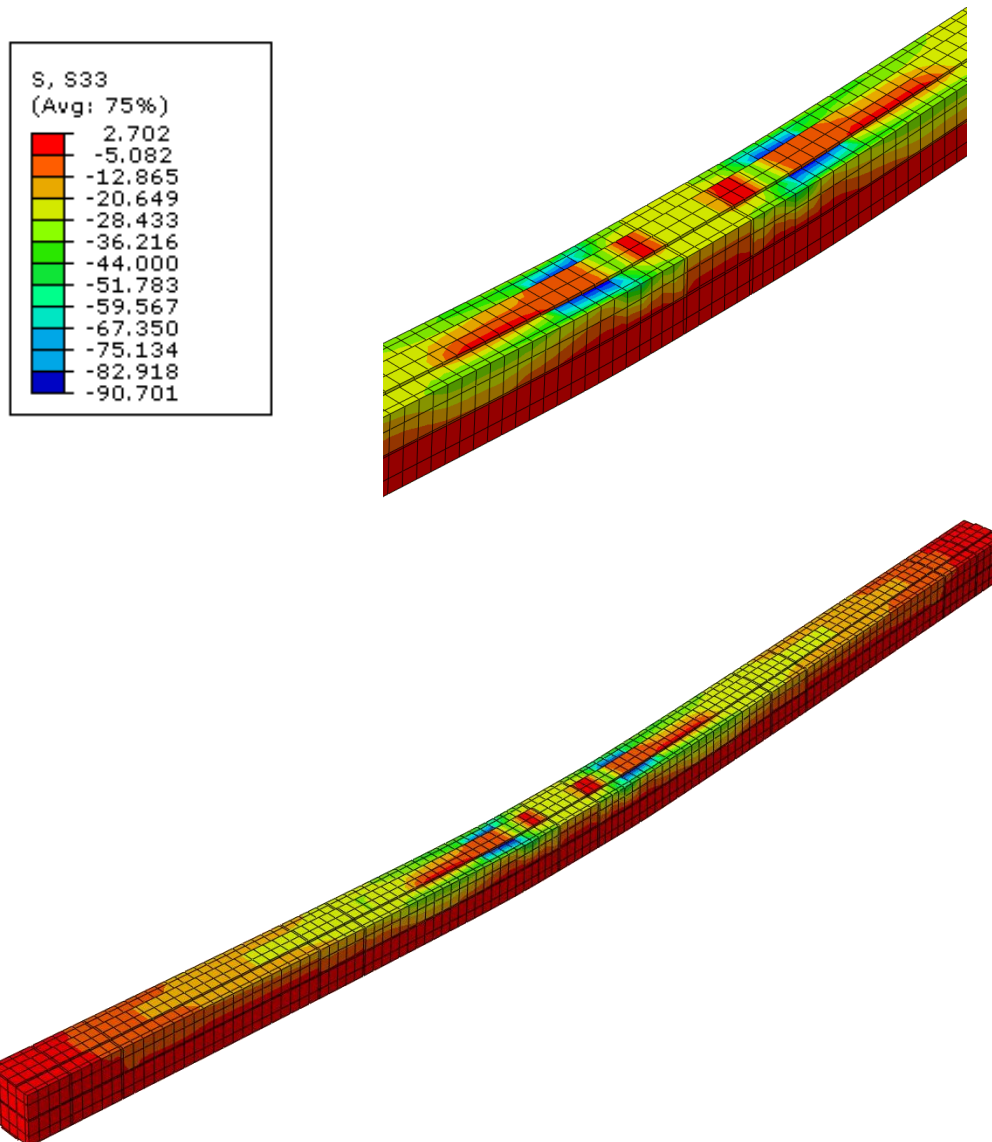


Figura 5.67 – Distribuição das tensões no concreto - Modelo PM2

A fissuração se inicia na região central e vai se espalhando nas regiões dos conectores e nos apoios. Pela Figura 5.67 é possível observar que o concreto apresenta um dano na parte superior da estrutura devido ao esmagamento do material, apresentando tensões de compressão elevadas.

6 Resultados Teóricos

6.1. Avaliação Teórica

Nessa seção serão apresentados os resultados teóricos da resistência à compressão, à flexão e a resistência combinada de flexo-compressão na plastificação para os modelos mistos seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800 e as formulações propostas no Modelo de Cálculo da seção 3.4 submetidos à flexão em 4 pontos no eixo não-múltiplo. A Tabela 6.1 a seguir apresenta as propriedades dos materiais.

Tabela 6.1 – Propriedade dos materiais

f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ys} (MPa)	E_a (GPa)	E_c (GPa)	E_s (GPa)
345	28,15	500	200	29,7	200

6.1.1. Modelo PM1

As Tabelas 6.2 e 6.3 apresentam as propriedades do modelo PM1 e as dimensões geométricas, respectivamente:

Tabela 6.2 – Propriedades geométricas do modelo PM1

A_a (mm ²)	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)
5277,12	56611,79	804,25
I_{ax} (mm ⁴)	I_{cx} (mm ⁴)	I_{sx} (mm ⁴)
71966472,3	422036346,3	10245987,3
Z_a (mm ³)	Z_c (mm ³)	Z_s (mm ³)
559139,15	4207920,08	90719,14

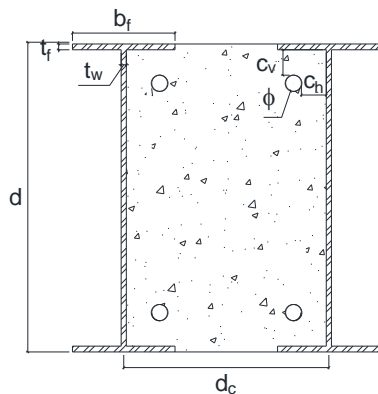


Tabela 6.3 - Dimensões do Modelo PM1
(em mm)

d	b _f	t _f	t _w	d _c	c	φ
303	101	5,7	5,1	202	25	16

6.1.1.1. Força axial de compressão

De acordo com a eq (2.2), a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total pode ser calculada como:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

$$\text{Onde } N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a, N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c, N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s$$

$$\text{Com isso, } N_{pl,Rd} = 2972,33kN$$

De acordo com a eq (2.3), a força axial resistente de cálculo de pilares mistos é dada por:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

Desenvolvendo o cálculo, tem-se que:

$$N_{Rd} = 2244,68kN$$

6.1.1.2. Momento fletor de plastificação

O momento fletor de plastificação pode ser calculado através da eq (2.12) e o momento fletor máximo é apresentado na eq (2.13):

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

$$M_{\max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s$$

O cálculo de Z_{an} , Z_{sn} e Z_{cn} depende da posição da linha neutra plástica (LNP). Verificando os intervalos das possíveis posições da linha neutra como apresentado no modelo de cálculo da seção 3.4, tem-se que $h_n \leq \frac{d}{2} - t_f - c - \phi$ e por isso, encontra-se na alma do perfil de aço e abaixo da armadura. O cálculo da linha neutra

nessa região é dado pela eq (3.13) e os módulos de resistência plástico na região de altura $2h_n$ são dados pelas eq (3.14) - (3.16):

$$h_n = \frac{[2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} = 50,56 \text{ mm}$$

$$Z_{an} = 2t_w h_n^2 = 26072,20 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sn} = 0$$

$$Z_{cn} = (d_c - t_w)h_n^2 = 503295,78 \text{ mm}^3$$

e com isso,

$$M_{pl,Rd} = 283,29 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,pl,Rd} = 250,77 \text{ kNm}$$

6.1.1.3. Diagrama N-M

Com os cálculos acima, pode-se construir a curva de interação N-M de resistência da seção. A Tabela 6.4 mostra os pontos da curva e a Figura 6.1 apresenta a curva de interação do modelo PM1:

Tabela 6.4 - Componentes da Curva de Interação do modelo PM1

Pontos	Força Axial	Momento fletor
Ponto A	$N_A = 2972,33 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kNm}$
Ponto B	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = 238,29 \text{ kNm}$
Ponto C	$N_C = 967,56 \text{ kN}$	$M_C = 238,29 \text{ kNm}$
Ponto D	$N_D = 483,78 \text{ kN}$	$M_D = 250,77 \text{ kNm}$
Ponto E	$N_E = 2250,08 \text{ kN}$	$M_E = 108,33 \text{ kNm}$

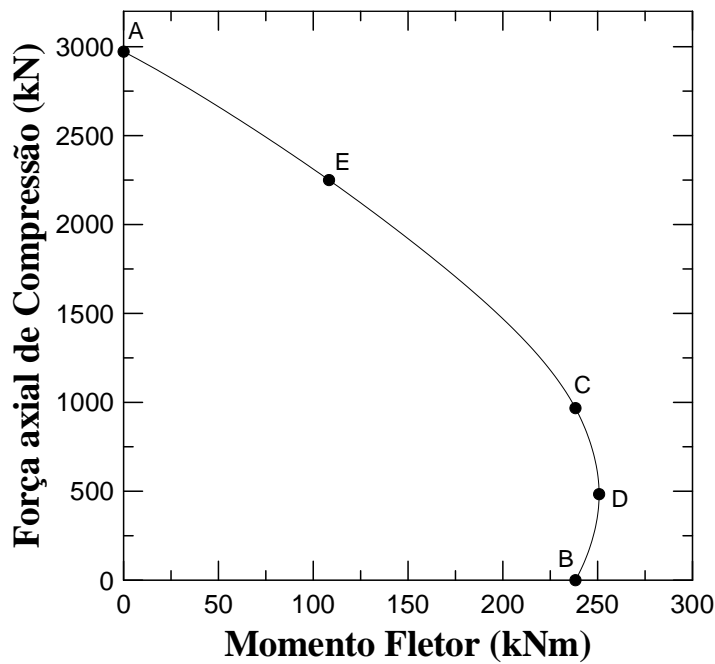


Figura 6.1 - Curva de interação N-M de resistência da seção modelo PM1

6.1.1.4. Carga máxima teórica

Para o cálculo da carga teórica que provoca ruína por flexão, deve-se considerar o Momento máximo de plastificação, $M_{pl,max}$, com os coeficientes de minoração da resistência dos materiais fixados em 1,0. Além disso, desconsiderou-se os pesos próprios das vigas de transmissão de carga e do sistema estudado. A Figura 6.2 a seguir mostra o esquema analisado:

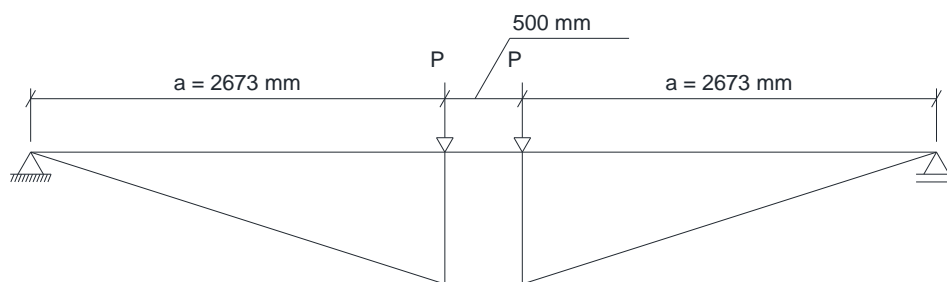


Figura 6.2 – Esquema estática dos modelos

A carga teórica e da flecha máxima de plastificação foram calculadas através das eq (6.1) e (6.2), respectivamente, considerando a=2673 mm.

$$P = \frac{M_{pl,max}}{a}$$

(6.1)

$$\delta = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24EI}$$

(6.2)

Os resultados obtidos teoricamente são apresentados na Tabela 6.5 para o modelo PM1 e as Figuras 6.3a e 6.3b representam, respectivamente, as curvas de Força *versus* deslocamento e Momento *versus* deslocamento:

Tabela 6.5 - Resultados Teóricos - Modelo PM1

M _{pl,max} (kNm)	P (kN)	2P (kN)	EI (kNmm ²)	δ (mm)
297,5	111,3	222,6	1,94x10 ¹⁰	47,1

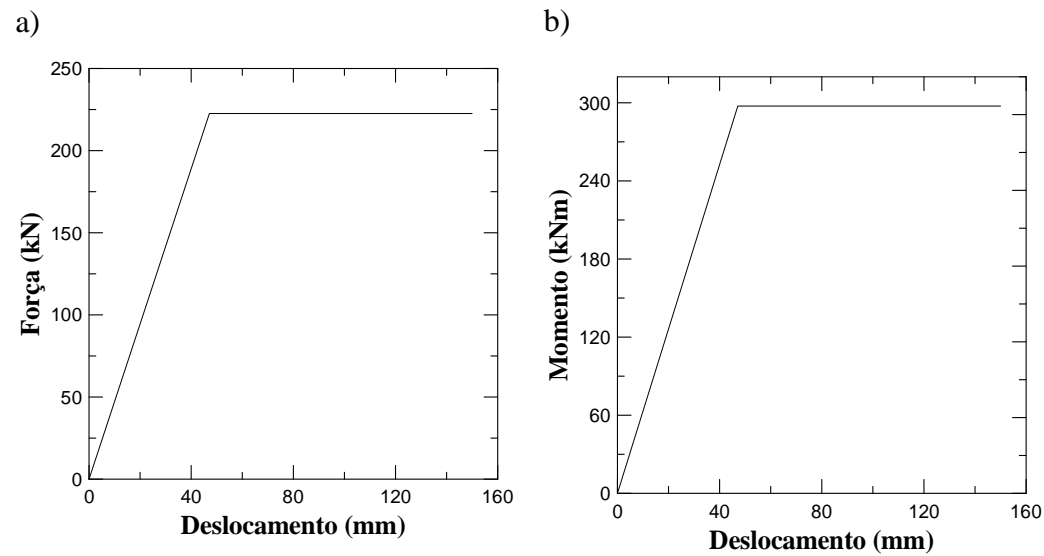


Figura 6.3 - Curva a) Fxd b) Mxd - Modelo PM1

6.1.2.

Modelo PM2

As Tabelas 6.6 e 6.7 apresentam as propriedades do modelo PM1 e as dimensões geométricas, respectivamente:

Tabela 6.6 – Propriedades geométricas do modelo PM2

A_a (mm ²)	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)
8239,96	56963,57	804,25
I_{ax} (mm ⁴)	I_{cx} (mm ⁴)	I_{sx} (mm ⁴)
96364344,7	299194346,4	6086233,1
Z_a (mm ³)	Z_c (mm ³)	Z_s (mm ³)
836764,40	3611945,57	69889,13

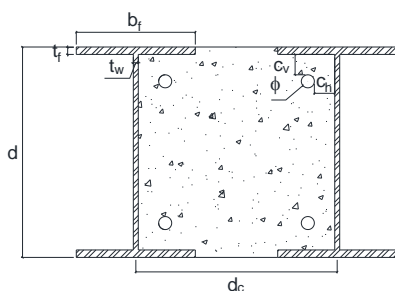


Tabela 6.7 - Dimensões do Modelo PM2 (em mm)

d	b _f	t _f	t _w	d _c	c	φ
258	146	9,1	6,1	247	25	16

6.1.2.1.

Força axial de compressão

De acordo com a eq (2.2), a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total pode ser calculada como:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

$$\text{Onde } N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a, N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c, N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s$$

$$\text{Com isso, } N_{pl,Rd} = 3907,59 \text{ kN}$$

De acordo com a eq (2.3), a força axial resistente de cálculo de pilares mistos é dada por:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

Desenvolvendo o cálculo, tem-se que:

$$N_{Rd} = 2863,25 \text{ kN}$$

6.1.2.2.

Momento fletor de plastificação

O momento fletor de plastificação pode ser calculado através da eq (2.12) e o momento fletor máximo é apresentado na eq (2.13):

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

$$M_{\max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s$$

O cálculo de Z_{an} , Z_{sn} e Z_{cn} depende da posição da linha neutra plástica (LNP). Verificando os intervalos das possíveis posições da linha neutra como apresentado no modelo de cálculo da seção 3.4, tem-se que $h_n \leq \frac{d}{2} - t_f - c - \phi$ e por isso, encontra-se na alma do perfil de aço e abaixo da armadura. O cálculo da linha neutra nessa região é dado pela eq (3.13) e os módulos de resistência plástico na região de altura $2h_n$ são dados pelas eq (3.14) - (3.16):

$$h_n = \frac{[2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} = 42,69 \text{ mm}$$

$$Z_{an} = 2t_w h_n^2 = 22236,62 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sn} = 0$$

$$Z_{cn} = (d_c - t_w)h_n^2 = 439082,14 \text{ mm}^3$$

e com isso,

$$M_{pl,Rd} = 312,97 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,pl,Rd} = 323,69 \text{ kNm}$$

6.1.2.3.

Diagrama N-M

Com os cálculos acima, pode-se construir a curva de interação N-M de resistência da seção. A Tabela 6.8 mostra os pontos da curva e a Figura 6.4 apresenta a curva de interação do modelo PM2:

Tabela 6.8 - Componentes da Curva de Interação do modelo PM2

Pontos	Força Axial	Momento fletor
Ponto A	$N_A = 3907,59 \text{ kN}$	$M_A = 0 \text{ kNm}$
Ponto B	$N_B = 0 \text{ kN}$	$M_B = 312,97 \text{ kNm}$
Ponto C	$N_C = 973,57 \text{ kN}$	$M_C = 312,97 \text{ kNm}$
Ponto D	$N_D = 486,78 \text{ kN}$	$M_D = 323,69 \text{ kNm}$
Ponto E	$N_E = 2240,80 \text{ kN}$	$M_E = 209,30 \text{ kNm}$

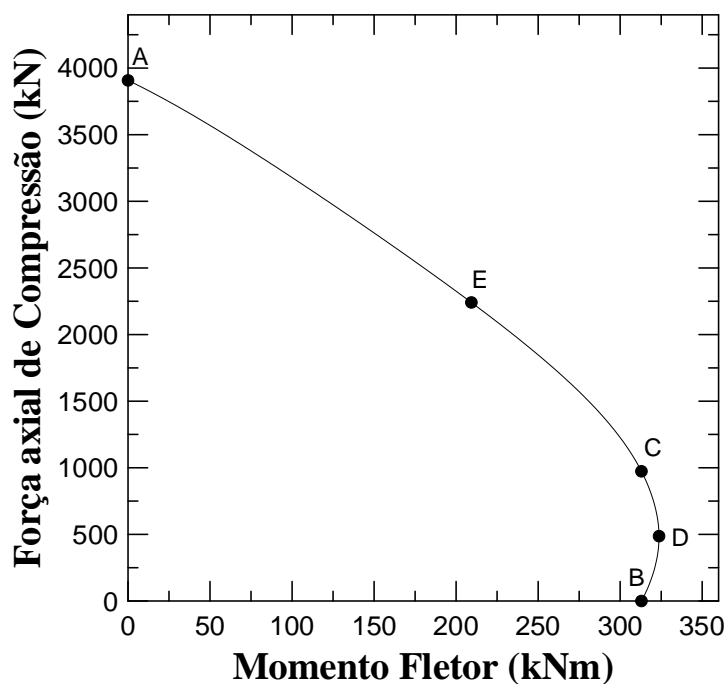


Figura 6.4 - Curva de interação N-M de resistência da seção modelo PM2

6.1.2.4. Carga máxima teórica

Seguindo os passos da seção 6.1.1.4 tem-se os resultados e as curvas teóricas do modelo PM2:

Tabela 6.9 - Resultados Teóricos - Modelo PM2

$M_{pl,max}$ (kNm)	P (kN)	2P (kN)	EI (kNmm ²)	δ (mm)
374,5	140,1	280,2	$2,26 \times 10^{10}$	51,0

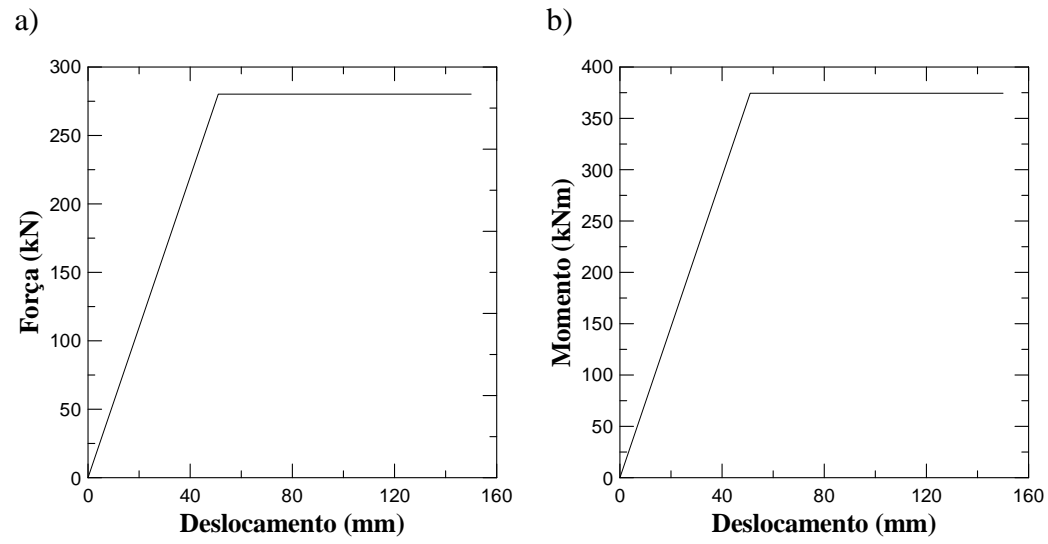


Figura 6.5 - Curva a) Fxd b) Mxd - Modelo PM2

7 Análise dos Resultados

7.1. Validação do modelo numérico

Apesar do estudo dessa dissertação ser focado no comportamento à flexão no eixo não-múltiplo, como forma de validar o programa numérico serão apresentadas comparações entre o programa numérico, programa experimental e o estudo teórico no eixo não-múltiplo estudado nesse trabalho e no eixo múltiplo estudado no trabalho de Soares [3].

7.1.1. Momento fletor

As Figuras 7.1 e 7.2 apresentam as curvas Momento *versus* deslocamento dos modelos PM1 e PM2 submetidos à flexão no eixo múltiplo. É feita uma comparação entre as curvas obtidas experimentalmente, através do método numérico e por meio de cálculos teóricos:

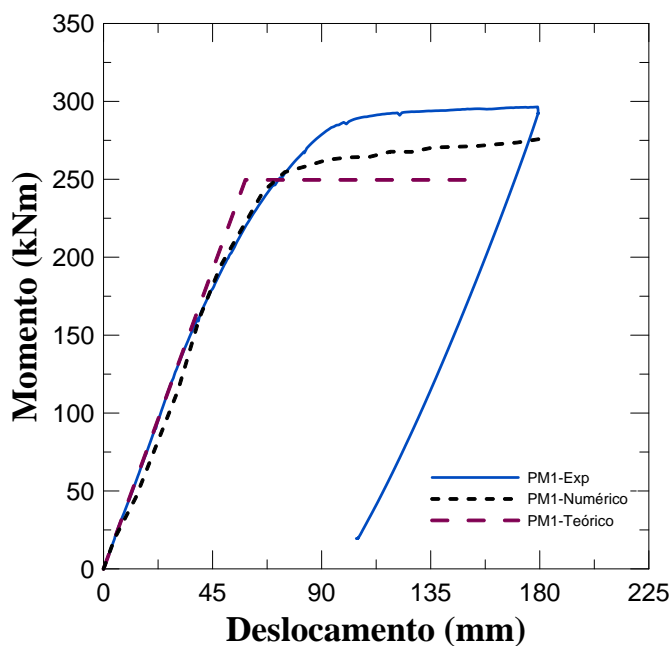


Figura 7.1 - Comparação Curva Mxd - Eixo Múltiplo – Modelo PM1

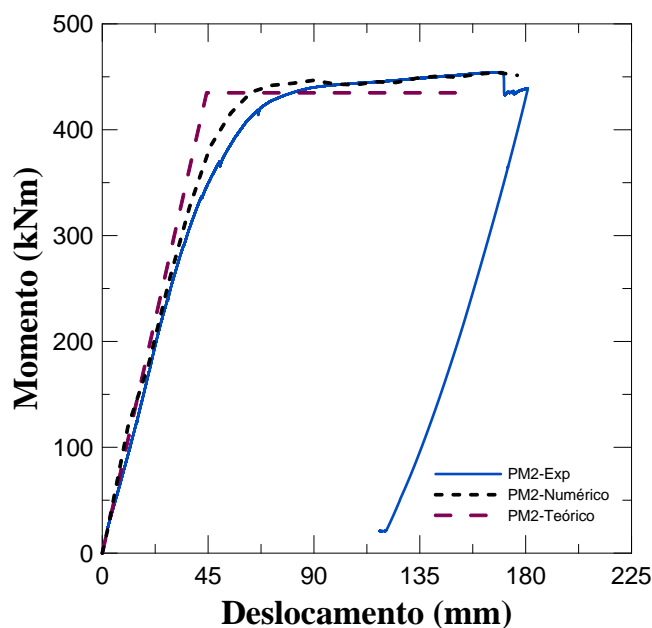


Figura 7.2 - Comparação Curva Mxd - Eixo Múltiplo – Modelo PM2

As Tabelas 7.1 e 7.2 mostram um resumo dos resultados para os modelos submetidos à flexão no eixo múltiplo:

Tabela 7.1 - Resumo dos resultados momento fletor - Eixo Múltiplo

Modelo	$M_{pl,exp}$ (kNm)	$M_{pl,numérico}$ (kNm)	$M_{pl,teórico}$ (kNm)
Modelo PM1	296,47	275,75	249,65
Modelo PM2	454,39	454,12	434,88

Tabela 7.2 – Comparação percentual do momento fletor - Eixo Múltiplo

Modelo	$M_{max,exp}/M_{max,teórico}$ (%)	$M_{max,exp}/M_{max,num}$ (%)	$M_{max,teórico}/M_{max,num}$ (%)
Modelo PM1	+18,75	+7,51	-9,47
Modelo PM2	+4,49	+0,05	-4,24

Pode-se observar que os modelos estudados se aproximam da curva teórica no regime elástico, mas ao passar para o regime plástico o modelo PM1 numérico se aproxima do modelo experimental e se afasta do modelo teórico, enquanto que o modelo PM2 numérico permanece próximo tanto dos resultados experimentais quanto do resultado teórico quando submetido à flexão no eixo múltiplo.

As Figuras 7.3 e 7.4 apresentam as curvas *Momento versus* deslocamento dos modelos PM1 e PM2 submetidos à flexão no eixo não-múltiplo. Deve-se salientar que os resultados obtidos experimentalmente são limitados ao regime elástico, por isso realizou-se uma comparação do regime plástico apenas das curvas teóricas e numéricas.

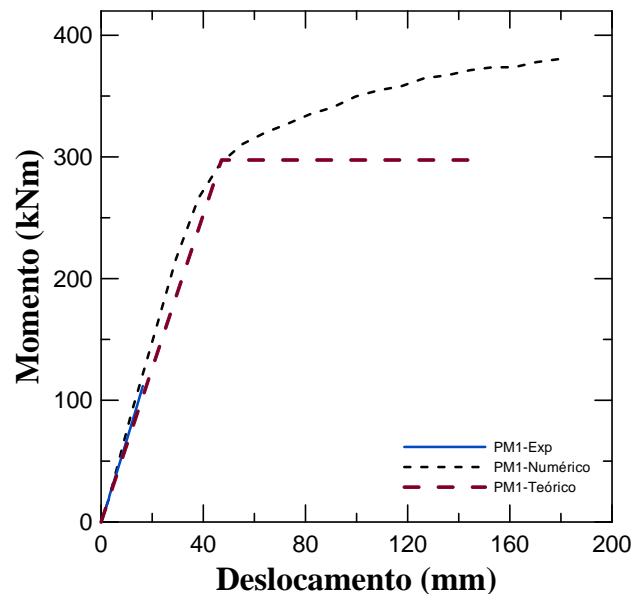


Figura 7.3 - Comparação Curva Mxd - Eixo Não-Múltiplo – Modelo PM1

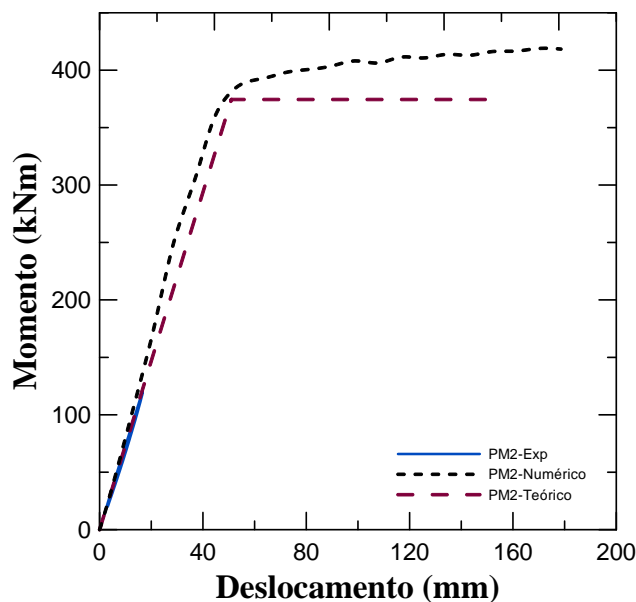


Figura 7.4 - Comparação Curva Mxd - Eixo Não-Múltiplo – Modelo PM2

A Tabela 7.3 mostra um resumo dos resultados do momento fletor para os modelos submetidos à flexão no eixo não-múltiplo:

Tabela 7.3 - Comparação percentual do momento fletor - Eixo Não-Múltiplo

Modelo	$M_{pl,numérico}$ (kNm)	$M_{pl,teórico}$ (kNm)	$M_{max,teórico}/M_{max,numérico}$ (%)
Modelo PM1	373,65	297,50	-20,38
Modelo PM2	416,20	374,45	-10,04

O modelo numérico PM2 se aproximou mais do modelo teórico em relação ao modelo PM1 quando observado o regime plástico. Ambos os modelos ultrapassaram o resultado esperado no modelo teórico.

7.1.2.

Deslocamento

Na Tabela 7.4 e 7.5 são apresentados os valores do deslocamento vertical, no meio do vão, para cada modelo submetido à flexão no eixo múltiplo. Foram comparados os deslocamentos obtidos para um carregamento $2P=50$ kN.

Tabela 7.4 - Resumo dos resultados dos deslocamentos - Eixo Múltiplo

Modelo	d_{exp} (mm)	$d_{numérico}$ (mm)	$d_{teórico}$ (mm)
Modelo PM1	15,79	17,39	15,67
Modelo PM2	7,99	6,56	6,82

Tabela 7.5 - Comparação percentual do deslocamento - Eixo Múltiplo

Modelo	$d_{exp}/d_{teórico}$ (%)	$d_{exp}/d_{numérico}$ (%)	$d_{teórico}/d_{numérico}$ (%)
Modelo PM1	+0,76	-9,20	-9,90
Modelo PM2	+17,15	+21,80	+3,96

Para o modelo PM1, no eixo múltiplo, os valores de deslocamento obtidos experimentalmente na fase elástica atingiram +0,76% dos resultados teóricos, enquanto que o deslocamento experimental equivale a -9,20% do deslocamento

numérico. Pela Tabela 7.115 pode-se observar que o modelo PM2 ensaiado obteve +17,15% do deslocamento teórico e +21,80% do numérico.

As Tabelas 7.6 e 7.7 mostram um resumo dos resultados do deslocamento vertical para um carregamento $2P=50\text{kN}$, para os modelos submetidos à flexão no eixo não-múltiplo:

Tabela 7.6 - Resumo dos resultados dos deslocamentos - Eixo Não-Múltiplo

Modelo	d_{exp} (mm)	$d_{\text{numérico}}$ (mm)	$d_{\text{teórico}}$ (mm)
Modelo PM1	9,66	8,73	10,59
Modelo PM2	9,21	7,56	9,10

Tabela 7.7 - Comparação percentual do deslocamento - Eixo Não-Múltiplo

Modelo	$d_{\text{exp}}/d_{\text{teórico}}$ (%)	$d_{\text{exp}}/d_{\text{numérico}}$ (%)	$d_{\text{teórico}}/d_{\text{numérico}}$ (%)
Modelo PM1	-8,79	+10,65	+21,30
Modelo PM2	+1,21	+21,82	+20,37

Para o modelo PM1, no eixo não-múltiplo, os valores de deslocamento obtidos experimentalmente na fase elástica atingiram -8,79% dos resultados teóricos enquanto que o deslocamento experimental equivale a +10,65% do deslocamento numérico. Pela Tabela 7.7 pode-se observar que o modelo PM2 ensaiado obteve +1,21% do deslocamento teórico e +21,82% do numérico.

7.1.3.

Rigidez

As Tabelas 7.8 e 7.9 exibem um resumo das rigidezes obtidas para os modelos submetidos à flexão no eixo múltiplo e no eixo não-múltiplo, respectivamente:

Tabela 7.8 - Resumo dos resultados das rigidezes - Eixo Múltiplo

Modelo	$(EI)_{\text{exp}}$ (kNmm²)	$(EI)_{\text{numérico}}$ (kNmm²)	$(EI)_{\text{teórico}}$ (kNmm²)
Modelo PM1	$1,30 \times 10^{10}$	$1,18 \times 10^{10}$	$1,31 \times 10^{10}$
Modelo PM2	$2,57 \times 10^{10}$	$3,13 \times 10^{10}$	$3,02 \times 10^{10}$

Tabela 7.9 - Resumo dos resultados das rigidezes - Eixo Não-Múltiplo

Modelo	$(EI)_{exp}$ (kNmm ²)	$(EI)_{numérico}$ (kNmm ²)	$(EI)_{teórico}$ (kNmm ²)
Modelo PM1	$2,18 \times 10^{10}$	$2,36 \times 10^{10}$	$1,94 \times 10^{10}$
Modelo PM2	$2,23 \times 10^{10}$	$2,72 \times 10^{10}$	$2,26 \times 10^{10}$

O modelo PM2 é o modelo mais rígido dos dois estudados por ser constituído de perfis mais robustos.

7.2.

Comparação entre os modelos de aço e mistos

Esta seção apresenta uma comparação entre os resultados numéricos obtidos para os modelos de aço, PA, e os modelos mistos, PM. Serão avaliadas o comportamento à flexão no eixo não-múltiplo e comparados os valores de momento fletor máximo de plastificação, deslocamento para um carregamento $2P=50\text{kN}$ e a rigidez à flexão de cada modelo.

7.2.1.

Momento fletor

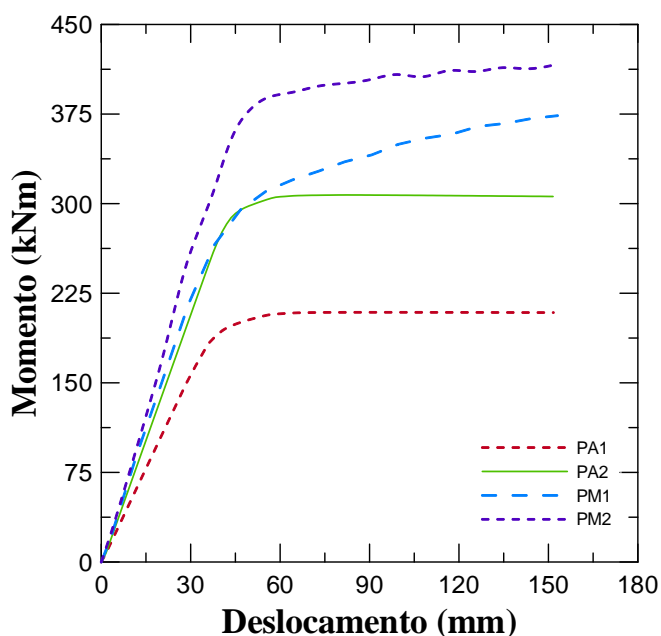


Figura 7.5 - Comparação das Curvas Mxd numérica dos modelos PA e PM

A Tabela 7.10 apresenta uma comparação dos momentos fletores dos modelos analisados numericamente. É feita uma análise entre o modelo somente de aço, PA, e o modelo misto, PM.

Tabela 7.10 – Comparação do momento fletor modelos PA e PM

Modelo	$M_{pl,numérico}$ (kNm)	$M_{pl,PM} / M_{pl,PA}$ (%)
Modelo PA1	208,30	+79,38
Modelo PM1	373,65	
Modelo PA2	306,0	+36,0
Modelo PM2	416,20	

Pode-se observar que ao preencher o modelo PA1 com concreto armado, teve-se um aumento de +79,38% seu momento fletor de plastificação. Enquanto que o modelo PA2 aumentou +36% ao ser preenchido com concreto. O modelo PM2 é o que apresenta o maior momento de plastificação, atingindo 416 kNm.

7.2.2.Deslocamento

A Tabela 7.11 apresenta uma comparação dos deslocamentos dos modelos analisados numericamente para um carregamento $2P=50kN$. É feita uma análise entre o modelo somente de aço, PA, e o modelo misto, PM.

Tabela 7.11 – Comparação do deslocamento modelos PA e PM

Modelo	$d_{numérico}$ (mm)	d_{PM} / d_{PA} (%)
Modelo PA1	12,67	-31,10
Modelo PM1	8,73	
Modelo PA2	9,51	-20,50
Modelo PM2	7,56	

Como era esperado, ao transformar um modelo de aço em um sistema misto, o modelo se torna mais rígido e se desloca menos ao ser submetido a um mesmo carregamento. O deslocamento do modelo PM1 diminuiu 31,10% do deslocamento do modelo PA1. Enquanto que o deslocamento do modelo PM2 diminuiu 20,50% em relação ao deslocamento do modelo PA2.

7.2.3.

Rigidez

A Tabela 7.12 apresenta uma comparação das rigidezes dos modelos analisados numericamente. É feita uma análise entre o modelo somente de aço, PA, e o modelo misto, PM.

Tabela 7.12 – Comparação da rigidez PA e PM

Modelo	$EI_{\text{numérico}}$ (kNmm²)
Modelo PA1	$1,62 \times 10^{10}$
Modelo PM1	$2,36 \times 10^{10}$
Modelo PA2	$2,17 \times 10^{10}$
Modelo PM2	$2,72 \times 10^{10}$

O modelo PM2 é o modelo mais robusto dos quatro analisados e por isso é o que apresenta maior rigidez enquanto que o PA1 é o menos rígido. O modelo 1 foi o que ganhou mais rigidez ao ser transformado em um sistema misto.

7.3.

Exemplo de aplicação

No estudo de caso analisado, considera-se o pórtico central de um galpão, mostrado na Figura 7.6, que receberá os carregamentos permanentes e variáveis devido ao sistema de cobertura. Os vigamentos principais apresentam seis vãos de 16 metros e pilares com 12 metros de altura. Esse estudo de caso visa determinar o perfil mínimo necessário para atender aos esforços solicitantes utilizando o sistema misto proposto e um sistema com dois perfis I de aço formando um perfil tubado. A partir dos resultados obtidos, será avaliado qual sistema construtivo apresenta menor consumo de aço. Os sistemas foram analisados no eixo de simetria da seção do aço.

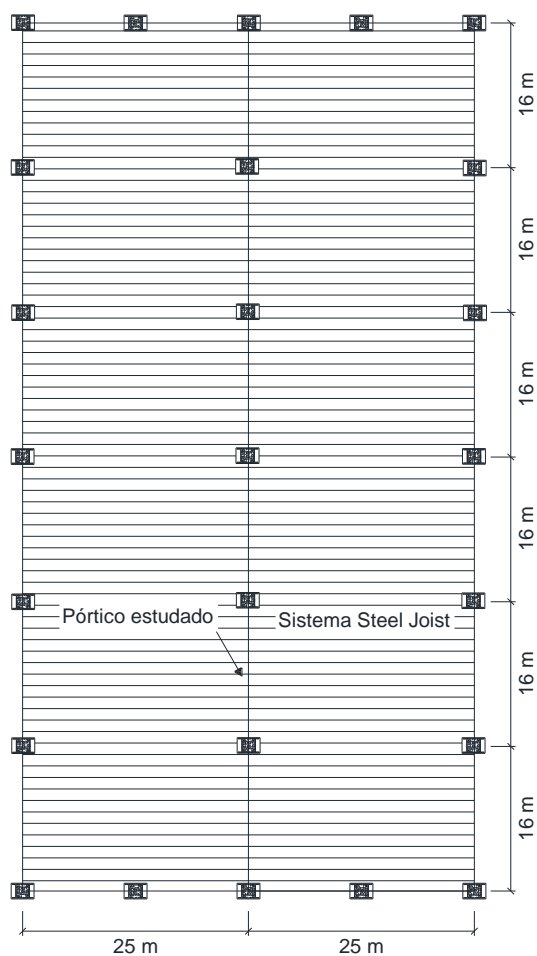


Figura 7.6 - Plano de cobertura - Estudo de Caso

Os carregamentos permanentes e variáveis são apresentados na Tabela 7.13.

Tabela 7.13 - Carregamentos verticais aplicados na estrutura

Ações Permanentes	
Steel joist e terças	0,18 kN/m ²
Telhas metálicas	0,10 kN/m ²
Peso próprio Pilares e Vigas	0,20 kN/m ²
Ações Variáveis	
Sobrecarga	0,25 kN/m ²
Forro e serviços	0,15 kN/m ²
Vento	0,60 kN/m ²

Os coeficientes de ponderações das ações seguem as recomendações da ABNT NBR 8800:2008. O coeficiente de ponderação das ações permanentes (γ_g) é de 1,3, o coeficiente de ponderação das ações variáveis (γ_q) é de 1,5 para a sobrecarga, 1,4 para a ação de forros e serviços e 1,4 para ações do vento. Além disso, considerou-se os fatores de combinação (ψ_0) de 0,7 para a sobrecarga e forro e serviço, e 0,6 para o vento.

Utilizou-se a combinação de ações no qual os carregamentos permanentes e variáveis são aplicados em todo o vão do pórtico estudado. Foram consideradas duas combinações de ações.

- Combinação 1: sobrecarga como variável predominante:

$$q_d = 1,3G + 1,5Q_1 + 1,4Q_2 + 1,4 \times 0,6 \times W$$

$$q_d = 1,3 \times (0,18 + 0,10 + 0,20) + 1,5 \times 0,25 + 1,4 \times 0,15$$

$$q_d = 1,209 \text{ kN/m}^2$$

Na viga central analisada:

$$q_d = 1,209 \times 12,5$$

$$q_d = 15,11 \text{ kN/m}$$

Para o vento:

$$W = \left(12,5 \times \frac{12}{2} \times 0,6 \times \frac{1,1}{7} \right) \times 1,4 \times 0,6$$

$$W = 5,94 \text{ kN}$$

Carga notional da combinação 1

$$H^* = 0,003 \times q_d \times 96$$

$$H^* = 4,35 \text{ kN}$$

A Figura 7.7 apresenta os esforços obtidos no programa Ftool para a combinação 1.

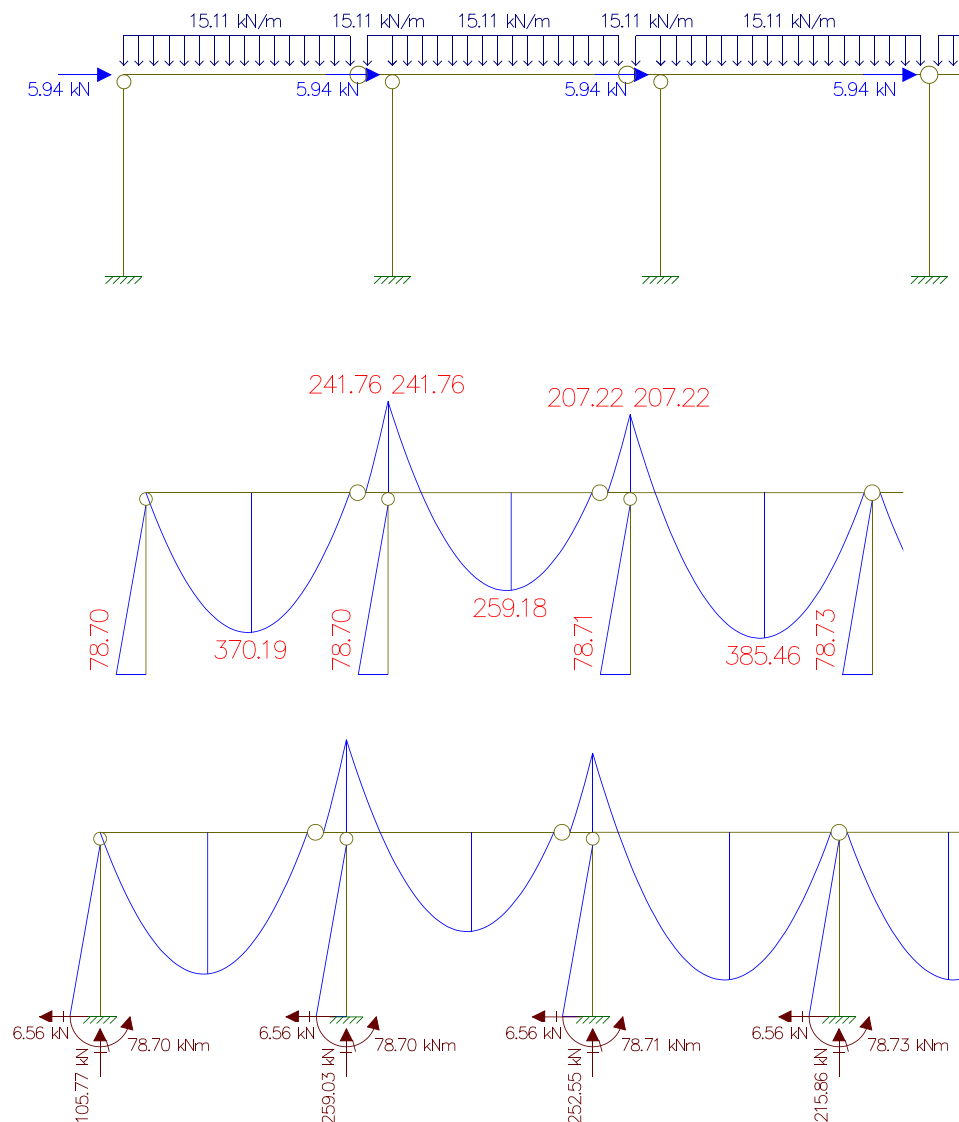


Figura 7.7 - Esforços Solicitantes Combinação 1 - Ftool

- Combinação 2: vento como variável predominante:

$$q_d = 1,3G + 1,5 \times 0,7 \times Q_1 + 1,4 \times 0,7 \times Q_2 + 1,4W$$

$$q_d = 1,3 \times (0,18 + 0,10 + 0,20) + 1,5 \times 0,7 \times 0,25 + 1,4 \times 0,7 \times 0,15$$

$$q_d = 1,0335 \text{ kN/m}^2$$

Na viga central analisada:

$$q_d = 1,0335 \times 12,5$$

$$q_d = 12,92 \text{ kN/m}$$

Para o vento:

$$W = \left(12,5 \times \frac{12}{2} \times 0,6 \times \frac{1,1}{7} \right) \times 1,4$$

$$W = 9,9 \text{ kN}$$

Carga notional da combinação 2

$$H^* = 0,003 \times q_d \times 96$$

$$H^* = 3,72 \text{ kN}$$

A Figura 7.8 apresenta os esforços obtidos no programa Ftool para a combinação 1.

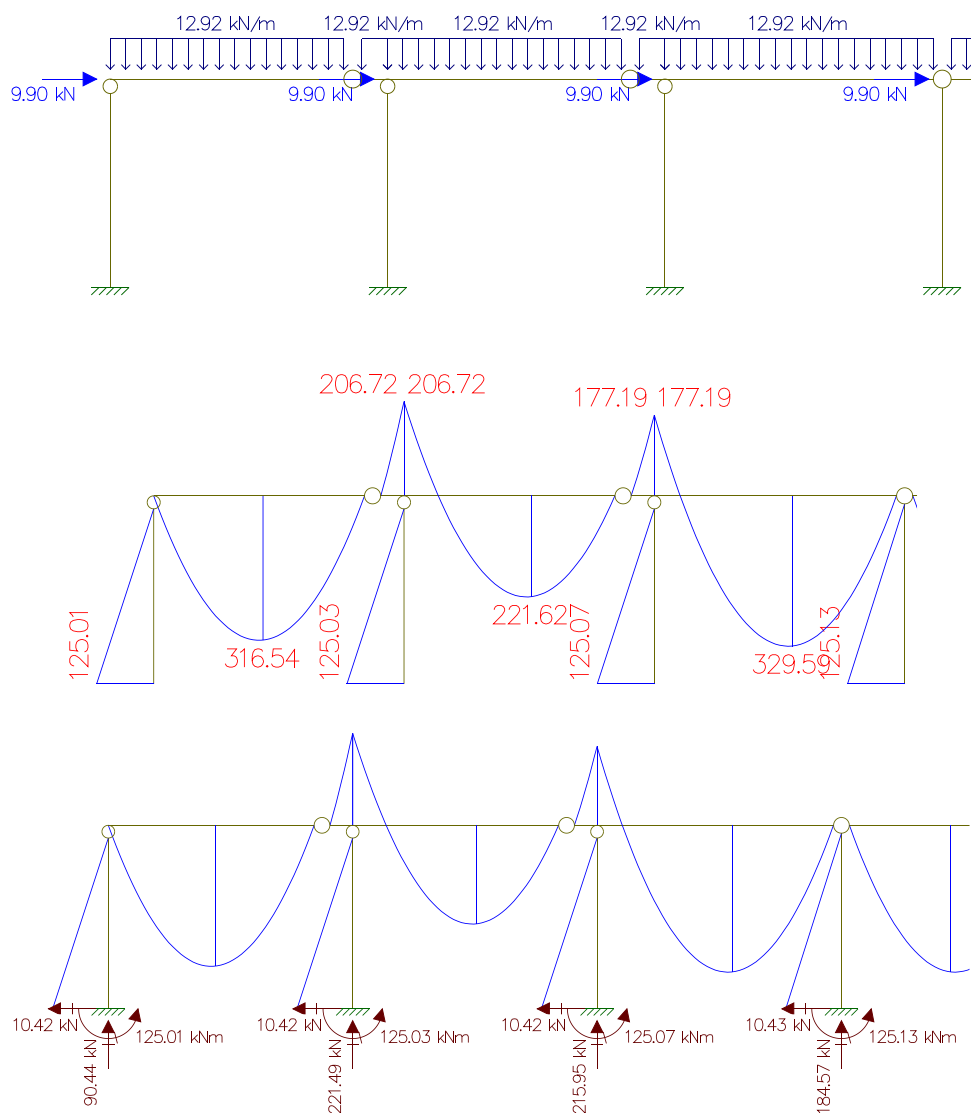


Figura 7.8 - Esforços Solicitantes Combinação 2 - Ftool

A tabela 7.14 apresenta os esforços máximos obtidos no programa Ftool para as combinações 1 e 2:

Tabela 7.14 – Esforços solicitantes do pórtico

	Combinação 1		Combinação 2	
Elemento	M_{Sd} (kNm)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNm)	N_{Sd} (kN)
Viga	385,46	-	329,59	-
Pilar externo	78,77	259,03	125,32	221,49

Serão comparados os esforços obtidos para a seção transversal do sistema misto proposto e para um sistema de perfil tubado de aço, que são apresentados na Figura 7.9:

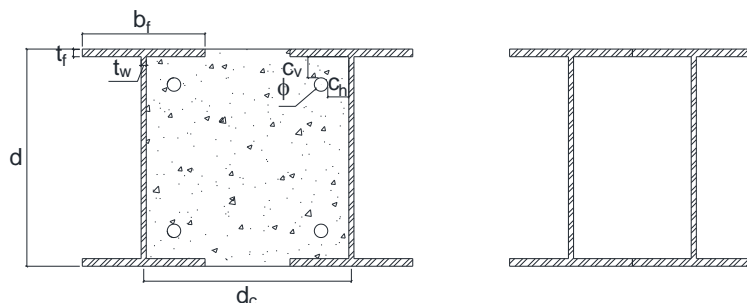


Figura 7.9 - Seção do Sistema Misto e do Sistema de Perfil Tubado

Os cálculos para $N_{c,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$ seguiram as especificações da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e para os pilares que estão submetidos aos esforços de flexo-compressão verificou-se as seguintes condições apresentadas no Capítulo 2:

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.14)$$

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.15)$$

T.U representa a taxa de utilização do perfil em flexo-compressão, igual ao termo do lado esquerdo das desigualdades (2.14) e (2.15).

O consumo de aço para o sistema misto é contabilizando convertendo o volume de concreto para uma quantidade equivalente em aço. Para os cálculos utilizou-se a conversão $1\text{m}^3=100\text{kg}$ de aço. Considerando os perfis mais leves para o dimensionamento, a Tabela 7.15 apresenta o resultado para os esforços das vigas:

Tabela 7.15 – Esforços resultantes da viga

Solução	Perfil	M_{Rd} (kNm)	T.U	Massa de aço (kg)
Perfil Tubado	w360x44	458,67	0,84	8448
Sistema misto	w310x32,7	393,42	0,98	6828

A tabela 7.16 apresenta o resultado para os esforços dos pilares. Para a análise dos pilares, além da resistência à flexo-compressão, considerou-se um deslocamento lateral máximo de $H/300$, ou seja, 40 mm. Para o deslocamento horizontal, considerou-se a combinação $1,0 W + 1,0 H^*$. No caso estudado, não foi considerado o uso de contraventamento ou mão francesa para contenção lateral. Por isso, foi necessário o uso de perfis mais pesados e robustos como apresentado na tabela abaixo:

Tabela 7.16 – Esforços resultantes dos pilares

Solução	Perfil	M_{Rd} (kNm)	N_{Rd} (kN)	T.U	δ (mm)	Massa de aço (kg)
Perfil Tubado	w460x68	875,75	1340,93	0,22	36,3	11424
Sistema misto	w460x52	923,62	2594,35	0,17	39,9	9619

A tabela 7.17 apresenta uma comparação entre as duas soluções, ao serem consideradas todas as vigas e os pilares do pórtico central. Adicionou-se a cada solução um acréscimo de 5% devido as chapas.

Tabela 7.17 - Comparação das soluções

Solução	Massa de aço (kg)	Massa de aço / metro² (kg/m²)	Economia (kg/m²)
Duplo I aço	20865,6	8,70	1,50
Sistema misto	17269,4	7,20	

A solução mista foi a que apresentou a solução mais leve e com economia de aço, apresentando uma economia de 1,50 kg/m² ao ser considerada a cobertura do galpão, mostrando ser um sistema eficiente e que pode ser utilizado no mercado da construção civil, ao ser comparada a uma solução usual de aço.

8.1.**Considerações finais**

Esta pesquisa teve como finalidade avaliar o comportamento à flexão, no eixo não-múltiplo, de um sistema proposto, pelo Professor Sebastião A. L. de Andrade (PUC-Rio), de pilares mistos. Foram comparados os resultados teóricos baseados na norma brasileira, os resultados experimentais obtidos no laboratório e numéricos modelados no programa ABAQUS. Realizou-se uma análise da resistência, das tensões e deformações de cada modelo, a fim de compreender o comportamento aço-concreto do sistema proposto. Os cálculos teóricos foram realizados seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008. Na modelagem de estruturas mistas, com concreto armado, necessita-se de cautela e mais estudos. A modelagem numérica realizada nessa pesquisa foi uma análise inicial do modelo e deve-se realizar maiores estudos em relação a análise “*quasi*-estática” e estudo de malhas, a fim de se obter uma análise calibrada em relação aos modelos em escala real.

A partir dos resultados numéricos, obtidos no ABAQUS, e dos resultados experimentais foi possível compreender melhor o comportamento à flexão dos pilares propostos. Ao ser comparada a rigidez que cada modelo estudado, observa-se que os modelos experimentais e numéricos se assemelham ao modelo teórico, sendo o modelo numérico o mais rígido dos três. Os três modelos foram semelhantes ao serem comparados na fase elástica da estrutura.

Os resultados obtidos experimentalmente e numericamente excederam os valores teóricos, obtidos através das formulações da ABNT NBR 8800:2008.

Avaliando os resultados obtidos numericamente para os pilares de aço e os pilares mistos pode-se notar um acréscimo significativo da capacidade resistente e na rigidez do modelo ao serem transformados em pilares mistos. No eixo não múltiplo, o modelo PM1 teve um acréscimo de +79% do seu momento fletor máximo, enquanto que o modelo PM2, aumentou em +36%,

Os resultados numéricos mostraram que as tensões mais elevadas se concentraram na região de aplicação da carga e foram evoluindo até os conectores assim como a fissuração no concreto. Analisando as tensões nessa região central pode-se observar que tanto a mesa inferior do perfil de aço como as armaduras inferiores sofrem plastificação e excederam a tensão de escoamento limite. Observando as fissurações do concreto, as fissuras na região superior do material, mostram que houve esmagamento do concreto. Além disso, pode-se perceber fissuração na região do carregamento, e também na região dos conectores, mostrando que ocorreu uma concentração de tensões na região.

Com isso, pode-se dizer que os pilares mistos propostos podem ser utilizados na prática da construção civil, como substituição de pilares e vigas em pórticos, como apresentado no estudo de caso do capítulo 7. Ao ser comparado com um sistema de perfis tubados de aço no mesmo eixo de flexão, nota-se que o sistema misto proposto gera uma economia considerável.

Dentre as vantagens desse novo sistema tem-se:

- aumento da resistência e da rigidez em relação às estruturas de aço;
- aproveitamento de perfis mais leves, que não poderiam ser utilizados isoladamente;
- processo de montagem e fabricação simples;
- resistência ao fogo, por ser uma estrutura mista;
- combinação das vantagens do aço e do concreto
- redução do peso próprio da estrutura;
- economia de custos.

8.2.

Sugestões para futuros trabalhos

A seguir são propostas algumas sugestões para trabalhos futuros a fim de complementar o estudo realizado:

- Elaborar um estudo paramétrico, de forma a se obter a configuração geométrica mais econômica.
- Avaliar o comportamento da flexo-compressão em ensaios experimentais e também através da modelagem numérica;
- Realizar maiores estudos em relação a interação entre o aço e o concreto e o efeito do confinamento;
- Avaliar a contribuição do concreto, variando a sua resistência e estudar a sua influência no sistema misto;
- Realizar estudos econômicos e viabilidade para utilização do sistema proposto em escala de fabricação industrializada.

- [1] NETHERCOT, D. A.; **Composite Construction**. 1. ed. Taylor & Francis, 2004. 242p.
- [2] ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G. S; **Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço**. 1. ed. Rio de Janeiro. Elsevier: Editora PUC-Rio; 2016. 408 p.
- [3] SOARES, R. P.; **Estudo Experimental do Comportamento de Elementos Mistos constituídos de Perfis Duplo I Preenchidos com Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 2018. 145p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica.
- [4] GRIFFIS, L. G.; The 1994 T.R. High Lecture: Composite Frame Construction In: **National Steel Construction Conference**, Pittsburgh, Pennsylvania, 1994, Proceedings, New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.
- [5] MALITE M.; **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. São Paulo, 1990. 152p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- [6] DE NARDIN, S.; **Estudo teórico - experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência** São Paulo, 1999. 162p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- [7] FIGUEIREDO, L.; **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto** São Paulo, 1998. 160p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- [8] BIANCHI F. R.; **Análise Do Comportamento Dos Pilares Mistos Considerando a Utilização De Conectores De Cisalhamento In: X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. I Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável (ENTAC/ciaCS'04)**. São Paulo, 2004. 15p.

- [9] ROIK, K; BERGMANN, R.; Design method for composite columns with unsymmetrical cross-sections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 15, pp 153–68, 1990.
- [10] COSENZA, E.; DI SARNO, L; FABBROCINO., G; PECCE, M.; **Composite Steel and Concrete Structures: Technology and Design**. 2005. 10p.
- [11] SZMIGIERA, E.; Confinement of concrete in two-chord battened composite columns. The 2016 World Congress on. **The 2016 Structures Congress (Structure16)**. Jeju Island, Korea, 2016. 20p.
- [12] HUNAITI, Y.; **Bond Strength in Battened Composite Columns**. Journal of Structural Engineering, vol.117, no. 3, pp.699–714, 1991.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [15] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.
- [16] VELLASCO, P. C. G. S; LIMA, L. R. O. ; ANDRADE, S. A. L. ; VELLASCO, M. M. B. R.; SILVA, L.A. P. S.; **Modelagem de estruturas de aço e mistas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; 2014. 343 p.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto- Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- [20] ABAQUS 6.14. Getting Started – Documentation 2014.

- [21] MARQUES, E. A. F.; DE ARAUJO, T. D. P.; Modelagem Numérica do Comportamento de Pilares de Concreto Armado Reforçados com PRFC usando o Modelo Constitutivo Concrete Damaged Plasticity, In **XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)**, Brasília, DF, 2016.18p.
- [22] QUEIROZ, F. D.; **Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos**. Belo Horizonte, 2003. 207p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia , Universidade Federal de Minas Gerais.
- [23] NAJAFGHOLIPOUR, M. A., DEHGHAN, S., DOOSHABI, A., NIROOMANDI, A., Finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections with governing joint shear failure mode. **Latin American Journal of Solids and Structures**: v. 14, pp. 1200–1225, 2017.
- [24] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.
- [25] PAVLOVIC, M; VELJKOVIC, M. FE validation of push-out tests: Using bolts as shear connectors. **Steel Construction** v. 10, no.2, pp.135–44, 2017.
- [26] PAVLOVIC, M. S.; **Resistance of Bolted Shear Connectors in Prefabricated Steel-Concrete Composite Decks**. Belgrade, 2013. 255p. Tese de Doutorado - University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering.
- [27] VON MISES, R.; **Mechanics of solid bodies in the plastically-deformable state**. Math-Phys Klasse 4, pp.582-592, 1913.