



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Deborah Souza Castanheira

Avaliação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Rio de Janeiro

2016

Deborah Souza Castanheira

Avaliação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
Prof^a. Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares

Rio de Janeiro

2016

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C346 Castanheira, Deborah Souza.
Avaliação de pilares tubulares de aço preenchidos com
concreto / Deborah Souza Castanheira. – 2016.
146f.

Orientadores: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Pedro
Colmar Gonçalves da Silva Vellasco e Maria Elizabeth da
Nóbrega Tavares.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Vigas - Aço e concreto - Dissertações.
3. Perfis tubulares estruturais - Dissertações. 4. Perfis tubulares
estruturais. I. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. II. Vellasco,
Pedro Colmar Gonçalves da Silva. III. Tavares, Maria Elizabeth
da Nóbrega. IV. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. V.
Título.

CDU 624.014.27

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Deborah Souza Castanheira

Avaliação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 28 de Abril de 2016

Banca Examinadora:



Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima - Presidente / Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco - Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Profa. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares - Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. André Tenchini da Silva (UERJ)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Eduardo de Miranda Batista (UFRJ)
Faculdade de Engenharia – UFRJ

Rio de Janeiro

2016

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, que independente de todos os obstáculos, sempre se esforçaram para me dar a educação mais íntegra possível.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais que tornaram possível toda a minha formação, desde o jardim de infância ao mestrado. É graças ao apoio financeiro, intelectual e o carinho deles que todos esses anos de evolução da minha vida foram possíveis de serem conquistados.

Ao Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, pela amizade, por todo o conhecimento transmitido desde a graduação, pela paciência e dedicação na ajuda dos ensaios, pela melhor forma de orientação em todas as etapas desta dissertação, e principalmente, pela compreensão e motivação quando me vi quase desistindo de tudo.

Ao Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, por todas as “dicas” durante os ensaios e por passar sua experiência técnica e teórica sempre que necessário.

A Prof^a. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares, pelo conhecimento transmitido durante todas as fases do desenvolvimento desta dissertação, principalmente nas etapas de definição e caracterização do concreto usado nas colunas mistas.

Ao Prof. Manuel Augusto do Laboratório de Engenharia Mecânica da UERJ, sempre disposto a ajudar em qualquer momento do dia no que fosse preciso para a realização de todos os ensaios.

Aos funcionários do laboratório de Engenharia Civil da UERJ, em especial ao Antônio Inácio e ao Beto, que sempre estiveram presentes e dispostos a ajudar.

Aos amigos que conquistei durante a realização dos ensaios, Paulo Barreto e Bruno Costa, que sem a ajuda deles e as boas risadas, nenhum dos ensaios teria saído do papel.

Ao amigo Rogger Furtado, por diversos sábados de estudo.

Ao amigo Raphael Carneiro, encorajando-me a escrever uma média de três páginas por dia para não perder o prazo.

A amiga Ida Marinho, sempre me ensinando e me motivando tanto profissionalmente quanto tecnicamente.

Aos amigos Angelus Jesus e Flávia Farias, que sempre me motivaram a continuar lutando pelo que eu queria.

A UERJ, sem ela nada disso seria possível.

Viver é como andar de bicicleta:
É preciso estar em constante movimento para manter o equilíbrio.

Albert Einstein

RESUMO

CASTANHEIRA, Deborah Souza. *Avaliação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto*. 2016. 1476f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Elementos estruturais feitos de perfis tubulares com costura têm sido cada vez mais adotados pela indústria da construção devido aos substanciais avanços alcançados nos processos de soldagem e fabricação. As seções tubulares com costura são consideravelmente mais econômicas que suas equivalentes sem costura e também estão prontamente disponíveis em comprimentos longos e contínuos. Apesar destes fatos, as atuais normas de projetos estruturais ainda contêm recomendações para seções tubulares com costura baseadas em resultados de testes realizados com seções produzidas com processos de fabricação já em desuso. Estes procedimentos de fabricação são ainda mais conservadores quando aplicados em elementos mistos tubulares com costura inibindo a sua maior adoção em todo o mundo. Esta dissertação apresenta uma campanha experimental realizada para investigar o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos por concreto e feitos com perfis tubulares retangulares com costura. Os ensaios envolveram pilares com: seções apenas de aço, seções de aço preenchidas com concreto e seções de aço preenchidas com concreto e adição de barras de armadura. O principal objetivo dos testes foi o de identificar a contribuição de cada componente na resposta estrutural global, ou seja, perfil de aço, concreto confinado e barras de armadura. Os resultados permitiram uma avaliação das recomendações de projeto presentes no Eurocode 4, visando determinar curvas de flambagem menos conservativas para serem usadas na investigação de pilares mistos feitos de perfis tubulares retangulares com costura.

Palavras-chave: Pilares mistos; Perfis tubulares com costura; Curvas de flambagem; Eurocode 4.

ABSTRACT

CASTANHEIRA, Deborah Souza. *Evaluation of tubular steel columns filled with concrete*. 2016. 1476f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Structural elements made of seam hollow profiles have been increasingly more adopted by the construction industry due to the substantial advances achieved in the welding and fabrication processes. The seam hollow sections are considerably less expensive than their seamless equivalents and are also readily available in long continuous lengths. Despite these facts the current structural design standards still contains recommendations for seam hollow sections based in test results performed with sections produced with outdated fabrication processes. These design procedures are even more conservative when applied to composite tubular seam elements inhibiting their worldwide widespread adoption. This thesis presents an experimental campaign performed to investigate the structural behaviour of concrete filled composite columns made with seam rectangular hollow profiles. The experiments involved columns with: only steel sections, concrete filled and concrete filled and additional reinforcing bars. The main aim of the tests was to identify the contribution of each component in the overall structural response i.e., steel profile, confined concrete and reinforcing bars. The results enable an evaluation of the design recommendations present in Eurocode 4 aiming to determine less conservative buckling curves to be used for the investigated composite columns made of seam rectangular square hollow sections.

Keywords: Composite columns; Seam hollow profiles; Buckling curves; Eurocode 4.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte Aquífera de Magdeburgo, Magdeburgo – Alemanha [6].	20
Figura 2 – Tokyo Sky Tree, Tóquio – Japão [9].	21
Figura 3 – Burj Khalifa, Dubai – Emirados Árabes [11].	22
Figura 4 – Centro Empresarial Senado – CES, Rio de Janeiro – Brasil [14].	23
Figura 5 – WTorre Morumbi, São Paulo – Brasil [15].	24
Figura 6 – Salvador Shopping, Bahia – Brasil [17].	25
Figura 7 – Aeroporto Santos Dumont, Rio de Janeiro – Brasil [18] e [19].	26
Figura 8 – Ensaio a compressão axial do pilar tubular de aço preenchido com concreto [31].	31
Figura 9 – Distribuição de tensões residuais [4].	35
Figura 10 – Diagrama esquemático das tensões em arco [47].	37
Figura 11 – Pilar misto – perfil de aço envolto por concreto armado [50].	39
Figura 12 – Pilar misto – Perfil tubular de aço preenchido por concreto [51].	39
Figura 13 - Seções transversais típicas de pilares mistos [23].	40
Figura 14 – Representação de flambagem local em uma peça comprimida [52].	41
Figura 15 – Representação de flambagem local em pilares tubulares comprimidos axialmente (acervo do autor).	42
Figura 16 – Distribuição de tensões residuais em perfis tubulares formados a frio (com costura) e laminados a quente (sem costura) [54].	43
Figura 17 – Valores reais e teóricos para esbeltez normalizada [53].	44
Figura 18 - Diagrama tensão x deformação do concreto [29].	46
Figura 19 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação dos aços ASTM A36, A325, A490 [52].	47
Figura 20 – Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: adesão [57].	49
Figura 21 - Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: aderência mecânica [57].	50
Figura 22 – Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: atrito [57].	50
Figura 23 - Elemento de concreto sujeito à compressão e surgimento de microfissuras ao redor dos agregados [61].	52
Figura 24 - Tensões de confinamento em seções tubulares circulares [4].	53

Figura 25 - Tensões de confinamento em seções tubulares retangulares e quadradas [4].	53
Figura 26 – Cobrimento máximo do perfil de aço envolto de concreto [23].	62
Figura 27 – Relações máximas entre a altura h e a largura b da seção mista [23].	63
Figura 28 – Distribuição de tensões a compressão para uma seção de concreto [23].	64
Figura 29 – Efeito do confinamento do concreto numa seção tubular circular de aço [62].	65
Figura 30 – Momento fletor devido à imperfeição inicial do pilar [28].	66
Figura 31 - Curvas europeias de flambagem [28].	77
Figura 32 – Moldagem e retirada dos corpos de prova.	83
Figura 33 – Ruptura dos corpos de prova em diferentes idades de resistência.	84
Figura 34 – Compressômetro e prensa hidráulica para ensaio de Módulo de Elasticidade Secante.	85
Figura 35 – Curva tensão <i>versus</i> deformação obtida no ensaio de Módulo de Elasticidade Secante.	85
Figura 36 – Corpos de prova para ensaio de tração de acordo com a NBR 6152 [73], [74].	86
Figura 37 – Corpo de prova utilizado no ensaio com as dimensões definidas pela NBR 6152 [73], com suas medidas cotadas em mm.	86
Figura 38 – Curva tensão x deformação obtida no ensaio.	87
Figura 39 – Preparação dos perfis para soldar as placas de base.	88
Figura 40 – Preparação das placas de base para soldar os perfis.	88
Figura 41 – Colocação de calços entre a placa de base e o perfil.	89
Figura 42 – Máquina de soldagem MAG e processo de solda.	90
Figura 43 – Ponteamento da solda com eletrodos e pilares apenas com aço com placas superior e inferior já soldadas.	90
Figura 44 – Coluna bi-rotulada em relação ao eixo de menor inércia da seção transversal.	91
Figura 45 - Placa com chanfro e rolo móvel.	92
Figura 46 – Gabarito e estribos.	93
Figura 47 – Amarração dos ferros.	94
Figura 48 – Ferros dentro dos perfis.	94

Figura 49 – Curva tensão <i>versus</i> deformação obtida no ensaio de Módulo de Elasticidade.....	95
Figura 50 – Materiais sendo pesados para concretagem.....	96
Figura 51 – Corpos de prova com desmoldante.....	97
Figura 52 – Aditivo super plastificante.....	97
Figura 53 – Verificação do slump.....	98
Figura 54 – Concretagem e adensamento com vibrador.....	98
Figura 55 – Perfis concretados.....	99
Figura 56 – Corpos de prova com moldes e desmoldados.....	99
Figura 57 – Ruptura dos dois corpos de prova a 42 dias de resistência.....	100
Figura 58 – Comparação entre os resultados de resistência a compressão do concreto em diferentes datas.....	101
Figura 59 – Extensômetro de resistência elétrica em grande escala [78].....	101
Figura 60 – Especificação do extensômetro usado nos pilares ensaiados.....	102
Figura 61 – Peça na sua estrutura inicial e peça deformada [79].....	102
Figura 62 – Transdutor de deslocamento da Gefran utilizado nos ensaios [80].....	103
Figura 63 – Etapas da instrumentação.....	103
Figura 64 – Pilares metálicos instrumentados.....	104
Figura 65 – Posicionamento dos transdutores de deslocamentos com a vista frontal e traseira, respectivamente.....	104
Figura 66 – Posicionamento dos transdutores de deslocamentos, ensaio TR-05_A_C_B.....	105
Figura 67 – Posicionamento dos extensômetros.....	105
Figura 68 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento.....	108
Figura 69 – Deformadas dos pilares de 0,5 m de altura após os ensaios (para a condição de extremidade: engaste-engaste).....	109
Figura 70 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento.....	110
Figura 71 – Imagens dos pilares de 1,0 m de altura deformados após os ensaios (para a condição de extremidade: livre-livre).....	112
Figura 72 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento pilares de aço.....	113
Figura 73 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento pilares de aço com concreto.....	114
Figura 74 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento pilares de aço com concreto e armadura.....	115
Figura 75 – Curvas carga <i>versus</i> deformação – TR-09_A – S1 & S3.....	117

Figura 76 – Curvas carga <i>versus</i> deformação – TR-09_A – S2 & S4.	117
Figura 77 – Curvas carga <i>versus</i> deformação – TR-05_A_C_B – S1 & S3.	118
Figura 78 – Curvas carga <i>versus</i> deformação – TR-05_A_C_B – S2 & S4.	119
Figura 79 – Curvas altura da coluna <i>versus</i> deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-03_A.....	120
Figura 80 – Curvas altura da coluna <i>versus</i> deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-04_A.....	121
Figura 81 – Curvas altura da coluna <i>versus</i> deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-02_A_C_B.....	122
Figura 82 – Curvas altura da coluna <i>versus</i> deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-05_A_C_B.....	123
Figura 83 – Sistema de condição de apoio dos pilares, variando espessura das placas.....	123
Figura 84 – Curvas N máx <i>versus</i> $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço.....	125
Figura 85 – Curvas N máx <i>versus</i> $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço com concreto.	126
Figura 86 – Curvas N máx <i>versus</i> $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço com concreto e armadura.	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Vantagens entre os materiais.....	26
Tabela 2 – Classificação de seções, EC3 1-1 [28].	48
Tabela 3 – Valores nominais da tensão de escoamento f_y e da tensão última f_u para aços estruturais de seção tubular enformados a frio [28].	55
Tabela 4 – Valores característicos de tensão e deformação do concreto [27].	56
Tabela 5 – Esbeltez máxima dos perfis de aço para desprezar a flambagem local [23].	58
Tabela 6 – Curvas de flambagem e imperfeições iniciais para pilares mistos [23].	61
Tabela 7 - Fator de imperfeição α para curvas de flambagem [28].	75
Tabela 8 – Grupos de pilares mistos analisados no estudo experimental.	79
Tabela 9 – Quantidade de cada material utilizada na concretagem do traço teste. ...	80
Tabela 10 – Análise granulométrica do agregado miúdo.	81
Tabela 11 – Análise granulométrica do agregado graúdo.	82
Tabela 12 – Caracterização dos materiais contidos no concreto.	82
Tabela 13 – Resistência à compressão do concreto teste a diferentes idades.	84
Tabela 14 – Caracterização do aço através do ensaio a tração axial.	87
Tabela 15 – Quantidade de cada material utilizada na concretagem dos perfis.	96
Tabela 16 – Resistência à compressão do concreto a diferentes idades.	100
Tabela 17 – Tabela comparativa entre os resultados experimentais encontrados nos ensaios e os teóricos calculados através do EC4 1-1 [23].	107
Tabela 18 – Tabela comparativa de ganho entre as parcelas de cada material.	128

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CFBC	Concrete-filled box column
CFST	Concrete-filled steel tubular
CFTST	Concrete-filled thin-walled steel tubular
EC0	Eurocode 0 - Basis of structural design.
EC1 1-1	Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
EC2 1-1	Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
EC3 1-1	Eurocode 3 – Parte 1-1: Design of Steel Structures – General rules and rules for buildings
EC4	Eurocode 4 – European Committee for Standardization – Design of composite steel and concrete structures
EC4 1-1	Eurocode 4 – Parte 1-1: Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
FEN	Faculdade de Engenharia
LEC	Laboratório de Engenharia Civil da UERJ
LVDT	Linear variable differential transducer
NBR 5738	Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova
NBR 6118	Projeto de estruturas de concreto – Procedimento
PBA	Performance-based analysis technique
TUPER	Tuper S.A – Tubos estruturais, industriais e de condução
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
VHS	Very high strength circular steel tubes

LISTA DE SÍMBOLOS

A_a	área da seção transversal do aço estrutural
A_c	área da seção transversal do concreto
A_s	área da seção transversal do aço da armadura
b	largura da seção transversal do aço estrutural
b_c	largura da seção transversal do concreto
d	diâmetro da barra longitudinal
e	excentricidade de carregamento
E_a	módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{c,eff}$	módulo de elasticidade efetivo do concreto
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do concreto
$(EI)_{eff}$	rigidez de flexão efetiva
E_s	módulo de elasticidade do aço da armadura
f_{cd}	valor de cálculo da resistência à compressão do concreto
f_{ck}	resistência à compressão do concreto
f_{cm}	resistência média do concreto à compressão
$f_{ct,m}$	resistência média à tração do concreto
f_{sd}	valor de cálculo da tensão de escoamento do aço da armadura
f_{sk}	tensão de escoamento do aço da armadura
f_u	tensão de ruptura do aço estrutural
f_y	tensão de escoamento do aço estrutural
h	altura da seção transversal do aço estrutural
h_c	altura da seção transversal do concreto
I_a	momento de inércia da seção transversal do aço estrutural
I_c	momento de inércia da seção transversal do concreto
I_s	momento de inércia da seção transversal do aço da armadura
n	quantidade de barras longitudinais
N_{cr}	valor crítico do esforço normal da resistência elástica
N_{Ed}	valor total da carga axial de compressão a ser aplicada
$N_{G,Ed}$	valor da carga axial de compressão a ser aplicada pertinente apenas às cargas permanentes da estrutura (longo prazo)
$N_{pl,Rk}$	valor de cálculo característico da resistência plástica à compressão da

	seção mista
t	espessura da seção transversal do aço estrutural
α	fator de imperfeição da curva de flambagem
α_{cc}	coeficiente devido ao confinamento do concreto
γ_{M0}	coeficiente de ponderação utilizado pelo Eurocode
ε	Parâmetro = $\sqrt{235/f_y}$
η_a	parâmetro de confinamento do aço estrutural
η_c	parâmetro de confinamento do concreto
$\bar{\lambda}$	esbeltez normalizada
ρ	relação da taxa de armadura
φ_t	coeficiente de fluência do concreto
χ	fator de redução de flambagem

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
GENERALIDADES	19
1. CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA	30
1.1 Revisão Bibliográfica	30
1.1.1 Pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	30
1.1.2 Tensões Residuais	34
1.1.3 Confinamento	36
1.2 Comportamento de Pilares Mistos – Aspectos Gerais	38
1.3 Seções transversais de pilares mistos	40
1.4 Tensão Residual e Flambagem	42
1.5 Materiais: Aço e Concreto	44
1.5.1 Concreto	45
1.5.2 Aço	46
1.6 Aderência Aço-Concreto	48
1.7 Confinamento do concreto nos pilares de aço preenchidos	50
2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS COMPRIMIDOS AXIALMENTE	54
2.1 Generalidades	54
2.2 Contribuição da seção transversal de aço estrutural	56
2.3 Influência da flambagem local	57
2.4 Métodos de cálculo	58
2.4.1 Método geral de cálculo	59
2.4.2 Método simplificado de cálculo	62
2.4.2.1 Resistência da seção transversal mista ao esforço normal	63
2.4.2.2 Parâmetros de verificação para o dimensionamento do pilar misto	67
2.4.2.3 Verificação quanto à segurança do pilar misto à compressão	69
2.4.3 Dimensionamento de pilares mistos tubulares retangulares comprimidos	70
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL	78
3.1 Considerações Iniciais	78
3.2 Descrição dos Ensaios	78
3.2.1 Traço teste e caracterização do material concreto	80

3.2.2	Preparo dos perfis e placas de aço e caracterização do aço.....	86
3.2.3	Placas de apoio chanfradas com rolo móvel	91
3.2.4	Armação e concretagem dos perfis	92
3.2.5	Instrumentação	101
3.2.6	Posicionamento dos ensaios	104
4	ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS	106
4.1	Generalidades	106
4.2	Apresentação das curvas carga <i>versus</i> deslocamento vertical.....	107
4.2.1	Pilares de 0,5 m.....	107
4.2.2	Pilares de 1,0 m.....	110
4.2.3	Pilares somente em aço	113
4.2.4	Pilares em aço preenchidos com concreto	114
4.2.5	Pilares em aço preenchidos com concreto e com armadura	115
4.3	Apresentação das curvas carga <i>versus</i> deformação	116
4.3.1	Ensaio do pilar TR-09_A.....	116
4.3.2	Ensaio do pilar TR-05_A_C_B.....	118
4.4	Apresentação das curvas altura <i>versus</i> deslocamento horizontal	119
4.4.1	Ensaio do pilar TR-03_A.....	120
4.4.2	Ensaio do pilar TR-04_A.....	121
4.4.3	Ensaio do pilar TR-02_A_C_B.....	121
4.4.4	Ensaio do pilar TR-05_A_C_B.....	122
4.5	Apresentação das curvas de flambagem	124
4.5.1	Pilares em aço	124
4.5.2	Pilares em aço preenchidos com concreto	126
4.5.3	Pilares em aço preenchidos com concreto e com armadura	127
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	129
5.1	Introdução	129
5.2	Principais conclusões	130
5.3	Trabalhos futuros	131
	REFERÊNCIAS.....	133
	ANEXO A.....	143

INTRODUÇÃO

Generalidades

Na construção civil as estruturas mais convencionais são as de concreto armado e as de aço, separadamente. O concreto armado consiste no uso de concreto com barras de aço adicionadas à estrutura, reforçando a resistência a esforços de tração que podem ocorrer simultaneamente aos de compressão.

As estruturas feitas apenas com aço são estruturas onde perfis de alta resistência são utilizados para a criação de edifícios inteiros, através de ligações realizadas por parafusos ou soldas.

No Brasil, o uso de estruturas de concreto armado é muito maior que de estruturas de aço. Para alguns autores, o principal motivo disto é cultural, porém para outros entram aspectos financeiros e algumas limitações técnicas influenciando a baixa utilização de estruturas de aço no Brasil [1].

A necessidade de se popular mais uma região com menos ocupação territorial vem aumentando ao longo do tempo. Desta forma de se pensar, a construção brasileira vem cada vez mais projetando habitações com áreas menores, porém edifícios mais altos, de maneira que se possa ocupar ainda mais o mesmo terreno, verticalizando-o [2].

Com o objetivo econômico de se atingir alturas cada vez maiores, novos estudos estão sendo propostos para a construção de edifícios. Um dos principais é a união entre o concreto armado e o aço estrutural, caracterizando-se como estruturas mistas.

A união dos dois materiais faz com que se atinjam resistências tanto de compressão quanto de tração maiores. O aço pode ser aplicado como perfil laminado, soldado ou formado a frio, e o concreto pode ser simples ou armado, preenchido ou revestido.

Além da alta resistência atingida pelos materiais em conjunto, obtêm-se outras vantagens com a sua utilização: como a ajuda na minimização da corrosão de barras de aço do concreto armado; o concreto em volta do perfil de aço atua

protegendo-o do calor propagado em caso de incêndio; o uso de estruturas mistas em pilares diminui a seção transversal (atendendo a demanda dos arquitetos) do mesmo mantendo a mesma resistência, caracterizando o aumento da sua rigidez; o uso do concreto preenchido com perfis de aço reduz os gastos com formas. Usam-se estruturas mistas também como forma de reforço de estruturas de concreto consideradas deterioradas, ou com resistências inferiores às suas utilizações; entre outras, como apresentado por Alva [3].

No Brasil atual, as estruturas mistas ainda são pouco utilizadas, principalmente pelo custo elevado e pela falta de mão de obra adequada. Porém, lugares como Europa, EUA e Ásia tem crescido sua utilização, assim como o interesse cada vez maior em realizar estudos mais específicos na área, como Nardin [4] afirmou.

Algumas obras de estruturas mistas no Brasil e no mundo devem ser citadas.

A Ponte Aquífera de Magdeburgo, localizada na cidade de mesmo nome na Alemanha, conecta os canais Elba-Havel e Mittelland e permite que navios passem sobre o Rio Elba, conforme apresentado na Figura 1. A mesma possui 918 metros de extensão, sendo o maior aqueduto navegável do mundo construído pela combinação de aço e concreto [5].



Figura 1 – Ponte Aquífera de Magdeburgo, Magdeburgo – Alemanha [6].

A Tokyo Sky Tree é uma torre de transmissão de rádio e TV, localizada em Tóquio, Japão (ver Figura 2). A torre possui 634 m de altura e foi considerada a torre mais alta do mundo pelo Guinness [7], sendo bastante utilizada como ponto turístico.

A estrutura da torre é baseada em um triângulo equilátero desde a sua base. Sua base é formada por três “pernas”, assemelhando-se a um tripé. A proporção da altura para a largura da torre é de cerca de 9:1, o que mostra a redução da mesma a partir que se chega aos andares superiores. Desta forma, com uma base reforçada e a parte superior da estrutura reduzida, cria-se uma estrutura mais rígida e segura.

A estrutura da torre é composta por elementos de aço e concreto armado, devido principalmente à sua altura e às condições climáticas desvantajosas da região, como possíveis terremotos e ventos fortes (causados pela altura da torre) [8].



Figura 2 – Tokyo Sky Tree, Tóquio – Japão [9].

O Burj Khalifa é o maior edifício do mundo, com 828 m de altura, conforme apresentado na Figura 3. Localizado em Dubai, nos Emirados Árabes, é um edifício comercial, residencial e hotel.

Sua estrutura, para permanecer rígida e segura até o último andar, foi definida como parte de concreto armado de alta resistência (principalmente nos andares inferiores), e parte de aço estrutural (na parte superior). Além do seu formato cônico, assim como o formato triangular do Tokyo Sky Tree, fornece uma rigidez e estabilidade maiores contra os ventos fortes devidos a grande altura do edifício [10].



Figura 3 – Burj Khalifa, Dubai – Emirados Árabes [11].

No Brasil, uma importante obra de estrutura mista é a do Centro Empresarial Senado – CES, localizado no centro do Rio de Janeiro, sendo a atual sede da Petrobras (Figura 4). Este possui quatro torres divididas em dois blocos, formados cada um por dois prédios de alturas diferentes, interligados pelo átrio central com pé-direito de 62,7 metros. Devido ao seu “grande porte” (tanto vertical quanto

horizontal), o edifício possui variadas soluções estruturais, inclusive a mistura dos dois materiais, aço e concreto, na sua construção [12].

Um dos maiores desafios da sua construção foi a existência de construções tombadas próximas ao edifício, como casarões coloniais e igrejas. Para se reduzir o impacto, empregou-se o aço junto ao concreto, reduzindo o consumo do último. Além do impacto, para se garantir a estabilidade, pilares mistos de aço e concreto na estrutura foram utilizados: seções retangulares e circulares preenchidas de concreto armado. A estabilidade global da estrutura foi imposta executando o núcleo central rígido, escadas e elevadores, em concreto armado [13].



Figura 4 – Centro Empresarial Senado – CES, Rio de Janeiro – Brasil [14].

A WTorre Morumbi, localizada na zona sul da cidade de São Paulo, também abriga uma importante obra de estrutura mista no país. Um edifício comercial de 141 m de altura apresentou-se repleto de desafios arquitetônicos, com suas duas torres conectadas por passarelas de significativo vão (35 m de comprimento), podendo ser visualizado na Figura 5.

A estrutura das torres é considerada do tipo mista, já que ambas contam com o seu núcleo central rígido executado em concreto armado (resistência chegando a 80 MPa). Desta forma, a área dos elevadores e das escadas (circulação vertical) mantém-se em concreto, o que gera uma maior estabilidade horizontal a estrutura como um todo. Ao redor do núcleo central, aparecem os elementos estruturais metálicos, como lajes tipo steel deck, as passarelas em aço e os pilares e as vigas mistas, onde os mesmos são compostos de perfis metálicos envoltos de concreto armado [15].



Figura 5 – W Torre Morumbi, São Paulo – Brasil [15].

Outra obra interessante de estrutura mista no Brasil é a do Salvador Shopping, localizada na capital da Bahia, um dos maiores e mais modernos shoppings do Brasil, apresentado na Figura 6.

A solução mista neste projeto foi principalmente devido ao alto carregamento das lajes, disposição de vãos e prazo de execução. O seu conceito estrutural foi baseado na criação de um pilar misto, onde um perfil metálico de montagem nasceria na cabeça do pilar de concreto armado e este suportaria a montagem do vigamento metálico e até dois pavimentos de lajes concretadas, sem a necessidade de envolvê-lo de concreto armado. Desta forma, a solução em estrutura mista deu maior agilidade à obra [16].



Figura 6 – Salvador Shopping, Bahia – Brasil [17].

No Brasil, a utilização de pilares mistos ainda é escassa. Tradicionalmente, os pilares mistos são vistos com maior frequência na recuperação de obras de concreto armado, como ocorreu, por exemplo, após o incêndio de 1998 no aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro [18].

O incêndio de mais de 7 horas foi tão intenso, que parte da estrutura do aeroporto deveria ser demolida. A solução para preservar o patrimônio da cidade foi encamisar os pilares internos e mais esbeltos (com cerca de 8,0 metros de altura e seção de diâmetro de 65 cm) de concreto armado com chapas metálicas, aumentando o diâmetro final em 10 cm. Os pilares externos não poderiam ter sua

seção aumentada, devido a motivos arquitetônicos, assim, estes foram apicoados e também encamisados com chapas metálicas e reforçados também com injeção de graute [18]. A Figura 7 apresenta alguns detalhes destes pilares.

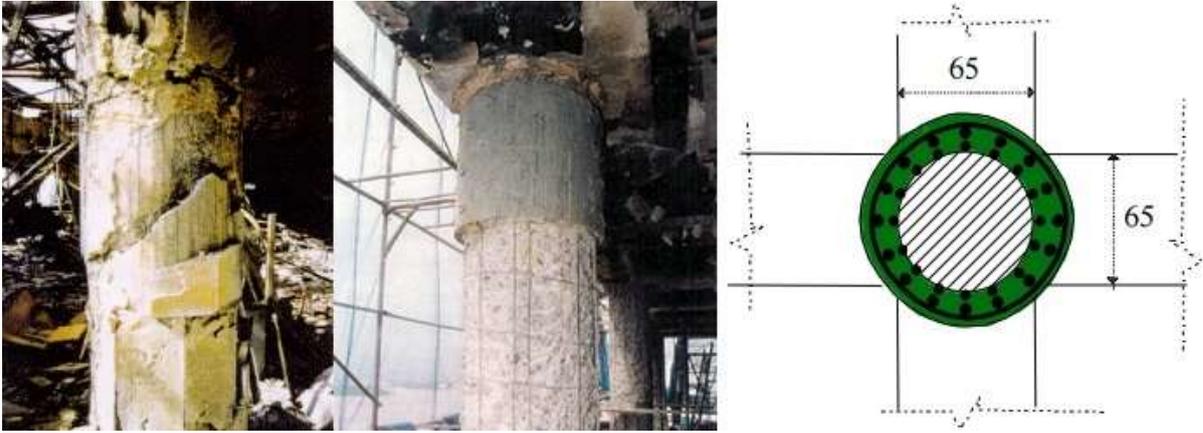


Figura 7 – Aeroporto Santos Dumont, Rio de Janeiro – Brasil [18] e [19].

A Tabela 1 a seguir apresenta um resumo das principais vantagens para cada tipo de construção e seus materiais.

Tabela 1 – Vantagens entre os materiais.

Concreto [20]	Econômico; capacidade de assumir qualquer forma; mão de obra não especializada; durável; resistente ao fogo.
Aço [21]	Maior área útil; flexibilidade; garantia de qualidade; organização do canteiro de obras; preservação do meio ambiente.
Mista [22]	Redução do prazo da obra; obra sustentável; redução do efetivo da obra; logística otimizada; elementos pré-fabricados.

Objetivos

O principal objetivo desta pesquisa é coletar dados experimentais de pilares mistos submetidos a um carregamento centrado de compressão e compará-los com os cálculos teóricos estabelecidos na norma europeia Eurocode 4 Parte 1-1 (EC4 1-1) [23], para que desta forma, seja possível apresentar como a utilização de seções mistas pode ser benéfica dependendo do tipo de cada construção.

Os ensaios experimentais serão feitos com perfis tubulares retangulares de aço cedidos pela empresa TUPER, enformados a frio (com costura), preenchidos com concreto de resistência de 30 MPa, sendo esta resistência escolhida por ser a mais comumente usada em projetos de cálculo estrutural de edifícios convencionais.

Através dos ensaios de três grupos de pilares (variando suas alturas entre 0,5 m e 1,0 m): sem concreto, preenchido com concreto e com concreto armado (armadura longitudinal e transversal), pode-se comparar o resultado de cada um entre si com os valores teóricos obtidos pelo EC4 1-1 [23].

Além do objetivo principal de comparar os valores teóricos de norma com os valores experimentais, avaliar-se-á também, as resistências de cada material, quanto de parcela de resistência que é transferida para o perfil de aço e quanto que é absorvida pelo concreto.

Com a realização dos ensaios será possível determinar a carga máxima axial de compressão de cada pilar, o que permitirá encontrar sua carga de ruptura e avaliar a sua deformação máxima. Se cada pilar (de 0,5 m e de 1,0 m) comportar-se-á como esperado, já que pilares compactos tendem a ter plastificação da seção e pilares esbeltos tendem a sofrer flambagem, Calado [24].

Através da utilização de extensômetros no meio da altura de cada pilar, será possível descobrir as deformações geradas, assim como os deslocamentos verticais e horizontais através do uso de transdutores de deslocamento em diversos pontos dos pilares.

O presente estudo deve principalmente fornecer uma conclusão sobre a transferência de carregamento entre os dois materiais (aço e concreto), estando de acordo com a resistência final da seção mista contida nos cálculos teóricos do EC4 1-1 [23].

Estrutura da dissertação

A presente dissertação será dividida em seis capítulos. Inicialmente, é apresentada a introdução da dissertação com variados exemplos de projetos no mundo baseados no mesmo conceito da dissertação, objetivando situar a mesma dentro de um cenário histórico nacional e internacional. Ainda neste capítulo inicial são apresentados os objetivos e a descrição dos capítulos da presente dissertação.

O capítulo um, após a introdução, é destinado à revisão bibliográfica. Neste serão apresentados estudos nacionais e internacionais baseados em estruturas mistas, e em conceitos relacionados às mesmas, como tensão residual de perfis de aço formados a frio, confinamento do concreto e aderência do perfil de aço ao concreto.

O segundo capítulo faz uma breve apresentação de onde a utilização de estruturas mistas é pertinente. É onde se apresentam as principais ideias da tese, explicando separadamente cada componente (perfis de aço e o concreto) da seção mista e depois ambos juntos. Aborda-se também sobre o tipo de aço usado e o tipo de concreto, assim como a escolha para a tensão de escoamento do aço e a resistência do concreto escolhidas. Neste capítulo são relatados os métodos teóricos usados para o dimensionamento dos pilares preenchidos usados nos ensaios experimentais.

Ainda no segundo capítulo, apresentam-se as normas (EC0 [25], EC1 1-1 [26], EC2 1-1 [27], EC3 1-1 [28] e EC4 1-1 [23]) utilizadas para o dimensionamento da estrutura mista, a principal norma utilizada para a escolha do traço do concreto (NBR 6118 [29]) e a norma NBR 5739 [30] onde se define a maneira de se ensaiar os corpos de prova do concreto de forma com que estes atinjam a resistência pré-definida.

O capítulo três apresenta a descrição dos ensaios experimentais realizados. Após a breve descrição da escolha dos materiais, mostra-se a sequência de execução dos ensaios, iniciando com o preenchimento dos perfis metálicos com concreto, seguindo-se com os ensaios de resistência dos corpos de prova do concreto, e finalizando com a instrumentação dos perfis metálicos posicionando os extensômetros e os transdutores de deslocamento.

O capítulo quatro apresenta os resultados obtidos nos ensaios à compressão axial dos pilares, comparando as resistências atingidas nos mesmos com os valores de resistência finais calculados através da teoria escolhida.

Por fim, o quinto capítulo apresenta as conclusões da dissertação e sugestões para futuros estudos sobre o assunto seguido das referências bibliográficas utilizadas.

1. CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

1.1 Revisão Bibliográfica

A seguir, será apresentada a descrição de alguns artigos envolvendo pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, tensão residual e confinamento, desenvolvidos nos últimos anos por diversos pesquisadores, objetivando situar o assunto e mostrar a evolução das pesquisas no Brasil e no mundo.

1.1.1 Pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Ding *et al.* [31] realizaram um trabalho onde se comparavam experimentos entre pilares tubulares quadrados, formados por placas de aço carbono Q235, preenchidos de concreto (CFST - concrete-filled steel tubular), CFST com estribos espirais internos e CFST com enrijecedores internos, como mostrado na Figura 8. Onze modelos de pilares foram comprimidos axialmente até atingirem a ruptura. Juntamente com os ensaios experimentais, realizou-se um modelo 3D em elementos finitos no programa ABAQUS para que houvesse uma comparação. Na análise experimental, ambos os CFST e os CFST com enrijecedores internos apresentaram um ganho na ductilidade, porém a capacidade de carga não foi alterada. Já para os CFST com estribos espirais internos verificou-se um aumento de capacidade de carga, de ductilidade e alívio na flambagem local do perfil tubular quadrado de aço. Na análise de elementos finitos também se obteve um valor mais satisfatório para os CFST com estribos espirais internos, aumentando-se o efeito de confinamento do concreto.

Zhang *et al.* [32] desenvolveram um trabalho experimental sobre o comportamento histerético (rigidez, ductilidade e resistência máxima) de pilares tubulares de aço de paredes finas preenchidos de concreto (CFTST - concrete-filled thin-walled steel tubular). Os parâmetros do estudo foram o nível de carregamento axial e as seções dos tubos de aço. Foram ensaiados pilares com enrijecedor longitudinal em todas as faces internas do tubo de aço e pilares com enrijecedor

longitudinal sobre as duas faces internas opostas do tubo de aço sob um carregamento axial constante e carregamento lateral cíclico. O nível de carga axial apresentou uma influência significativa sobre o comportamento histerético dos pilares CFTST, reduzindo a ductilidade rapidamente conforme o aumento da carga axial. A discrepância da resistência máxima entre os pilares com seção de tubo de aço diferente é muito pequena, já os pilares com os quatro enrijecedores apresentam melhor comportamento histerético que os pilares com dois enrijecedores apenas.



Figura 8 – Ensaio a compressão axial do pilar tubular de aço preenchido com concreto [31].

Liang [33] realizou ensaios e análises computacionais em vigas-colunas tubulares de aço de paredes finas preenchidas de concreto de alta resistência (CFST - concrete-filled steel tubular). A carga máxima e a ductilidade, assim como os efeitos de flambagem local são analisados a partir de uma técnica chamada de “performance-based analysis” (PBA). Esta técnica esclarece os efeitos de imperfeições geométricas, tensões residuais, encruamento, flambagem local e o comportamento das vigas-colunas de paredes finas de alta resistência em relação ao confinamento do concreto.

Os resultados obtidos indicam que aumentar a razão entre a largura e a espessura e os níveis de carga axial reduzem significativamente a rigidez, a resistência e a ductilidade das vigas-colunas CFST. Aumentar a resistência à compressão do concreto aumenta a rigidez e a resistência, mas reduz a ductilidade e o desempenho da seção das vigas-colunas CFST. Além disso, a resistência ao escoamento do aço tem um efeito significativo sobre a seção e sobre a resistência das vigas-colunas CFST, mas não tem um efeito significativo sobre a ductilidade.

Han *et al.* [34] investigaram experimentalmente o comportamento de pilares curtos de aço preenchidos com concreto (CFST - concrete-filled steel tubular) sujeitos a um carregamento axial aplicado sob uma placa de suporte. Nos ensaios foram variados três parâmetros: seção circular e retangular, razão entre a área de concreto e a área de aplicação da carga axial, e a espessura da placa de suporte para a aplicação do carregamento. Além dos ensaios, realizou-se um modelo numérico de elementos finitos para análise de pilares curtos CFST submetidos à compressão axial com o objetivo de se comparar com os resultados experimentais. Com o carregamento axial aplicado sob o topo da placa de suporte, obteve-se um melhor comportamento global dos pilares mistos, restringindo a deformação da seção final e espalhando a força axial centrada no pilar.

Gupta *et al.* [35] investigaram através de comparações entre ensaios experimentais (cerca de 80 amostras diferentes foram testadas) e um modelo computacional, o comportamento de pilares tubulares circulares de aço preenchidos de concreto com um carregamento axial aplicado até sua ruína. Os ensaios foram realizados para se descobrir os efeitos da variação do diâmetro e da razão diâmetro / espessura de um perfil tubular circular de aço, e os efeitos do grau de concreto e o volume de cinzas volantes sobre a capacidade de carga do pilar misto. Analisou-se também o efeito desses parâmetros sobre o confinamento do núcleo do concreto. Pôde-se então comparar os resultados dos ensaios com o modelo não linear desenvolvido no programa de elementos finitos ANSYS, e com os métodos de cálculo obtidos na literatura já existente. Através das curvas carga-deslocamento e dos modos correspondentes de colapso (obtidos da comparação entre os resultados dos ensaios e do modelo numérico), verificou-se que o pilar tubular circular preenchido de concreto, para ambos os modos de colapso e para uma dada deflexão, tem sua capacidade de carga reduzida com o aumento do volume de cinzas volantes.

Chitawadagi *et al.* [36] desenvolveram ensaios com o objetivo de analisar os efeitos das mudanças de diâmetro do tubo de aço, espessura da parede do tubo de aço, a resistência do concreto e comprimento do tubo sobre a carga última e o encurtamento axial máximo do pilar tubular circular preenchido de concreto (CFST - concrete-filled steel tubular). Os resultados experimentais foram analisados usando Análise de Variância para investigar a variável que mais influenciou na resistência das amostras de CFST. As comparações foram feitas com a resistência teórica dos

pilares obtida através da norma europeia EC4 1-1 [23]. Obteve-se como principal resultado que o diâmetro do perfil tubular de aço tem o efeito mais significativo sobre a carga axial final e sobre a redução da carga axial no ponto final correspondente dos CFSTs.

Zhu *et al.* [37] realizaram ensaios em pilares tubulares quadrados de aço reforçados com concreto de alta resistência, analisando seus diferentes comportamentos. Um perfil I foi inserido dentro do perfil tubular quadrado, preenchendo então o conjunto com concreto de alta resistência. Aplicou-se compressão axial em todas as amostras ensaiadas, verificando os efeitos da resistência do concreto, a relação entre a largura-espessura, a relação entre comprimento e largura, e a proporção da seção de aço sobre as características de resistência e deformação do pilar misto. Os resultados experimentais indicaram que a seção de aço revestida pode restringir a geração de trincas na diagonal do núcleo do concreto, podendo mudar assim, o modo de falha e o comportamento pós-escoamento de pilares mistos curtos. Foram propostas fórmulas para calcular a resistência máxima de pilares mistos carregados axialmente. Os valores calculados estão de acordo com os resultados dos ensaios.

Wang *et al.* [38] ensaiaram diferentes amostras de perfis de aço I envoltos de perfil tubular de aço, preenchidos por concreto. O objetivo do estudo foi investigar a resistência e a ductilidade dos pilares mistos submetidos a um carregamento axial. Os parâmetros de análise para as amostras foram: resistência do concreto, índice de confinamento do concreto, índice de aço estrutural, razão entre comprimento e diâmetro. Os resultados mostraram que os pilares mistos obtiveram altos valores de resistência, ductilidade e capacidade de absorção de energia devido à interação entre o perfil tubular de aço, os perfis I e o concreto. As fórmulas para cálculo da resistência final do pilar misto propostas no trabalho mostraram boa concordância com os testes realizados nas amostras.

Beck *et al.* [39] realizaram investigações sobre as disposições apresentadas pelas normas nos Estados Unidos, Canadá e Brasil, e o Eurocode em relação a pilares mistos (aço-concreto). O estudo é baseado nos resultados experimentais de 93 ensaios de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto carregados axialmente. O erro de modelos de resistência é determinado pela comparação dos resultados experimentais para cargas últimas com as resistências previstas para os pilares nas normas citadas. Os resultados mostram que as quatro normas estudadas

fornece confiabilidade, sendo a norma canadense a que melhor atingiu valores em termos de combinações de carga e resistência. A norma europeia apresentou resultados menos satisfatórios, em consequência dos fatores parciais utilizados nas combinações de carga.

1.1.2 Tensões Residuais

Shayan *et al.* [40] estudaram um método para a modelagem probabilística de tensão residual na análise avançada de estruturas de aço. Uma extensa pesquisa de literatura em um grande número de medidas experimentais de tensões residuais em seções de perfis I laminados à quente é apresentada. Uma minimização de erro foi realizada para obter fatores de escala ideais para se aplicar os padrões de tensão residual comuns com os dados experimentais disponíveis. Pórticos com tensões residuais determinísticas e aleatórias são analisados por uma análise avançada não linear geométrica e de material, utilizando os fatores de escala propostos para determinar a influência da tensão residual e seus diferentes padrões sobre a tensão última do aço e a confiabilidade das estruturas de aço. É mostrado que a resistência dos pórticos de aço compreende colunas com uma gama de valores de esbelteza que geralmente é menos influenciada pela tensão residual que colunas individuais.

Tong *et al.* [41] executaram estudos experimentais em pilares tubulares quadrados, de seções de paredes espessas formadas a frio com espessura superior a 6 mm. Perfis tubulares quadrados são formados usando dois processos de fabricação diferentes: "diretamente quadrada" e "forma indireta do circular ao quadrado". Dois métodos de ensaio são usados para medir as grandezas e distribuições de tensões residuais longitudinais: método do furo de perfuração e o método de difração de raios-X. Através destes dois métodos pode-se obter a magnitude e distribuição das tensões residuais longitudinais ao longo do perímetro da seção, assim como ao longo da espessura da parede. Mostra-se que na superfície exterior as tensões residuais longitudinais são de tração, e na superfície interior de compressão, e apresentam distribuições não lineares, o que parece ser uma curva "sinusoidal" ao longo da espessura da parede. Também se discute os efeitos do processo de fabricação e da geometria da seção transversal sobre a magnitude e a distribuição das tensões residuais longitudinais. Por fim, dois padrões

de distribuição são propostos para as seções quadradas tubulares formadas utilizando os dois processos de formação diferentes.

Jiao e Zhao [42] realizaram estudos sobre a imperfeição inicial geométrica, tensões residuais e limite de esbeltez de colunas tubulares circulares de aço de altíssima resistência (VHS - very high strength circular steel tubes) com tensão de escoamento de 1350 MPa. Encontram-se valores fora da linearidade cerca de $L / 6800$, em média, em que L é o comprimento da coluna. O valor da tensão residual é aproximadamente 4%, em média, da tensão de escoamento, com a superfície externa em compressão e a superfície interna em tração. Oito colunas curtas foram testadas com a esbeltez variando entre 135 a 258. O limite de esbeltez (λ_{ey}) de 258 e um parâmetro não-dimensional de flambagem local de 3,1 são propostos para colunas VHS. Um valor muito grande de λ_{ey} foi obtido devido à grande tensão de escoamento utilizada na definição da esbeltez do elemento e em parte devido ao valor muito baixo de tensões residuais na seção.

Segundo Nardin [4], o processo de fabricação de perfis tubulares de aço formados a frio gera tensões residuais na região da solda, podendo alterar a resistência final dos pilares mistos. A flexão das chapas metálicas, que formam os perfis de aço, pode resultar em tensões residuais plásticas significativas, conforme representado na Figura 9.

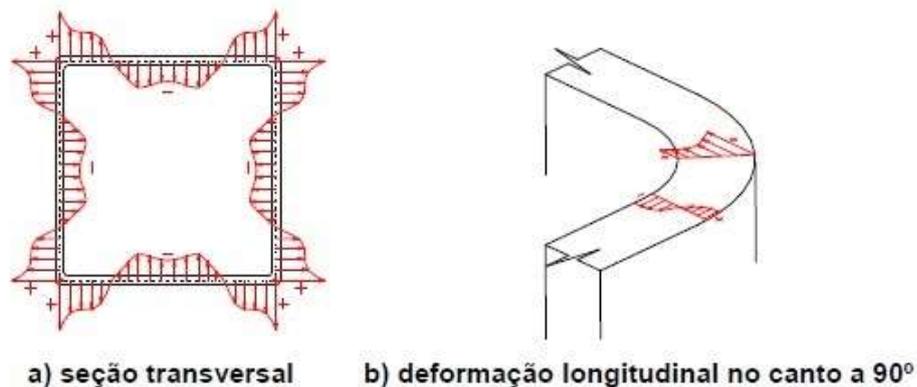


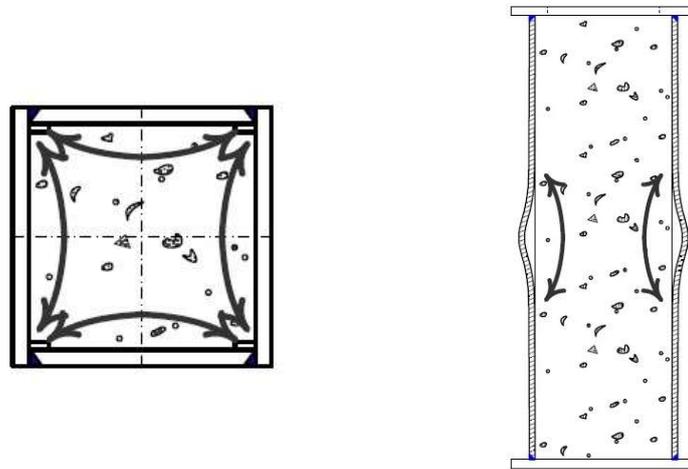
Figura 9 – Distribuição de tensões residuais [4].

1.1.3 Confinamento

Oliveira *et al.* [43] realizaram análises experimentais sobre os efeitos do confinamento em pilares mistos de concreto e aço, levando em consideração dois parâmetros: resistência à compressão do concreto e a esbeltez da coluna. Dezesseis colunas de aço tubular cheias de concreto com seção circular foram testadas sob carga axial. As colunas testadas foram preenchidas de concreto com resistências à compressão de 30, 60, 80, e 100 MPa, e tinham razões de comprimento / diâmetro de 3, 5, 7 e 10. Os valores experimentais de carga final das colunas foram comparados com os propostos em quatro normas diferentes: a norma brasileira NBR 8800: 2008 [44], o EC4 1-1 (EN 1994-1-1: 2004) [23], ANSI / AISC 360: 2005 [45] e CAN / CSA S16-01: 2001 [46]. De acordo com os resultados, a capacidade de carga das colunas mistas aumentou com o aumento da resistência do concreto e diminuiu com o aumento da proporção comprimento / diâmetro. Em geral, as disposições das normas eram altamente precisas na previsão da resistência das colunas. Entre elas, a norma brasileira foi a mais conservadora, enquanto que o EC4 1-1 apresentou os valores mais próximos dos resultados experimentais.

Chen *et al.* [47] apresentaram estudos em 9 colunas de aço tubulares quadradas preenchidas de concreto (CFBC - concrete-filled box column) testadas sob carga axial monotônica. Os testes de carga foram simulados no programa de elementos finitos ABAQUS. O efeito do confinamento do concreto na coluna de aço (CFBCs) foi verificado. Após o esmagamento do concreto, o confinamento do mesmo, fornecido pela ação da “tensão em arco” horizontal, começa a se tornar perceptível. Depois da flambagem da parede da coluna de aço, a “tensão em arco” vertical, que fornece confinamento adicional do concreto, é desenvolvida. A “tensão em arco” horizontal agindo junto com a “tensão em arco” vertical proporciona significativo confinamento para o concreto ganhar e recuperar sua resistência, como mostrado na Figura 10. Uma maior razão entre a largura e a espessura da parede da coluna resulta em um desenvolvimento mais rápido da “tensão em arco” vertical. A partir do mecanismo de confinamento do concreto, haverá uma queda da resistência e uma recuperação da resistência na parcela do concreto na carga *versus* deformação axial. Como resultado dessas descobertas, o modelo de confinamento

do concreto e o modelo analítico do concreto não foram capazes de prever razoavelmente o comportamento tensão-deformação do concreto dentro das colunas de aço.



a) tensão em arco horizontal.

b) tensão em arco vertical.

Figura 10 – Diagrama esquemático das tensões em arco [47].

Dabaon *et al.* [48] apresentaram um estudo comparativo entre colunas tubulares curtas de aço inoxidável preenchidas de concreto enrijecidas e não enrijecidas utilizando aço inoxidável austenítico. A análise de elementos finitos de colunas tubulares curtas de aço inoxidável preenchidas de concreto não enrijecidas é feita com base no modelo de concreto confinado recentemente disponível na literatura. Ele é então comparado com os resultados experimentais de colunas tubulares curtas de aço inoxidável preenchidas de concreto enrijecidas. O enrijecedor longitudinal da coluna foi usado para evitar a retração do concreto e para atuar como um conector contínuo entre o núcleo de concreto e o tubo de aço inoxidável. O comportamento das colunas foi investigado utilizando duas resistências de concreto diferentes: 30 e 60 MPa. A relação entre a profundidade e a largura variou de 1,0 a 1,8. A razão entre a espessura do tubo e a profundidade variou de 60 a 90. As colunas enrijecidas e não enrijecidas foram submetidas a uma compressão uniforme axial sobre o concreto e o perfil tubular de aço inoxidável para forçar a seção mista inteira a ter as mesmas deformações. O programa ABAQUS foi usado na pesquisa para comparar com os resultados dos ensaios experimentais. Os resultados mostraram que os tubos de aço inoxidável em colunas enrijecidas

oferecem um incremento do confinamento do núcleo de concreto maior que o das colunas não enrijecidas.

Moon *et al.* [49] realizaram estudos em colunas tubulares de aço preenchidas por concreto (CFST - concrete-filled steel tubular), com o objetivo de se compreender o aumento da sua capacidade de resistência e tensão através do estado tri-axial de compressão do concreto. Amplos estudos têm sido realizados sobre colunas CFST e vários pesquisadores sugeriram fórmulas empíricas e teóricas para prever o efeito de confinamento e a resistência à compressão do concreto confinado de colunas CFST. No entanto, as equações anteriormente propostas variam significativamente devido à natureza da complexidade e da incerteza do estado de tensão tri-axial no enchimento do concreto. Este estudo apresentou um método alternativo para determinar o efeito de confinamento do enchimento do concreto e a capacidade de carga axial da coluna CFST usando lógica nebulosa. O foco foi feito sobre a estimativa precisa do efeito de confinamento da coluna CFST usando um modelo baseado na lógica nebulosa que faz com que seja possível avaliar a interação entre vários parâmetros que afetam o efeito de confinamento. O modelo proposto, baseado na lógica nebulosa, para o efeito de confinamento e a capacidade de carga axial da coluna CFST foi comparado com as normas atuais e os resultados de estudos anteriores. Verificou-se que o modelo proposto baseado na lógica nebulosa proporciona uma boa previsão do efeito de confinamento e capacidade de carga axial da coluna CFST.

1.2 Comportamento de Pilares Mistos – Aspectos Gerais

As estruturas mistas foram inicialmente utilizadas com o objetivo de auxiliar na resistência ao fogo das estruturas. Com a baixa resistência do concreto, o mesmo era apenas utilizado para cobrir os perfis de aço e protegê-los da propagação de fogo em caso de incêndio (pilar envolto de concreto - Figura 11); assim como ajudar a evitar a corrosão dos perfis de aço, como dito por Calado [24].

Segundo Alva [3], com o surgimento de concretos de resistências cada vez mais elevadas, e o aumento da necessidade de criar edifícios cada vez mais altos, começou-se a incluir a resistência do concreto no cálculo do dimensionamento dos

pilares mistos. Desta forma, um pilar misto como elemento estrutural trabalha em conjunto com os dois materiais, resistindo a esforços de compressão axial assim como flexo-compressão.

De acordo com Calado [24], atualmente os pilares mistos mais utilizados são os tubulares preenchidos com concreto, conforme apresentado na Figura 12. Estes atingem capacidade de resistência maior principalmente pelo confinamento do concreto e pela aderência do mesmo ao perfil de aço, através da maior superfície de contato e atrito que ele possui em relação aos outros tipos de pilares mistos, além de serem mais econômicos, pois o perfil funciona como a forma do pilar.



Figura 11 – Pilar misto – perfil de aço envolto por concreto armado [50].



Figura 12 – Pilar misto – Perfil tubular de aço preenchido por concreto [51].

1.3 Seções transversais de pilares mistos

Os pilares de uma estrutura são predominantemente carregados por um esforço vertical de compressão axial ou flexo-compressão. Pilares mistos são pilares compostos por dois materiais distintos, trabalhando em conjunto para atender às solicitações maiores de esforços. Esta união ocorre entre um ou mais perfis de aço estrutural, preenchidos ou revestidos de concreto.

De acordo com o EC4 1-1 [23], a diferenciação de cada tipo de seção mista pode ser feita conforme a Figura 13:

- Seções totalmente envoltas de concreto (a);
- Seções parcialmente envoltas de concreto (b e c);
- Seções quadradas, retangulares e circulares tubulares preenchidas de concreto (d,e e f).

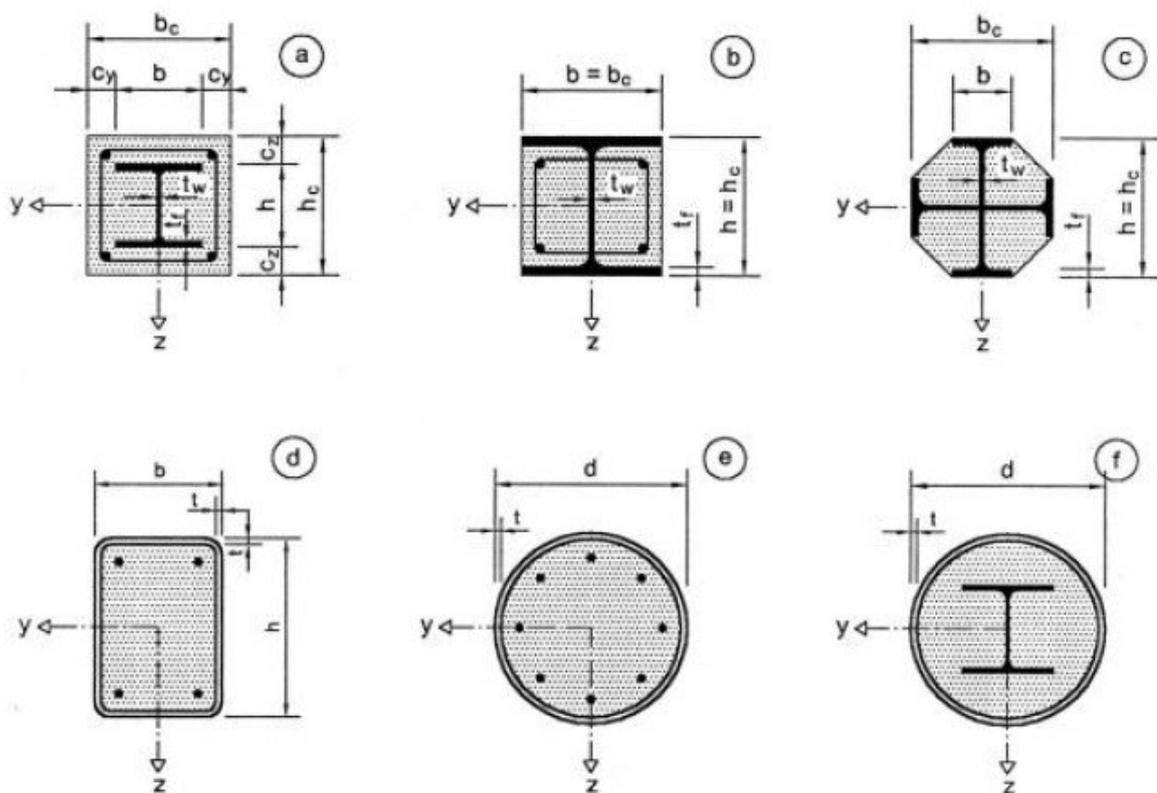


Figura 13 - Seções transversais típicas de pilares mistos [23].

O ideal é que as seções sejam bissimétricas, porém podendo haver exceções de cálculo para seções monossimétricas quando necessária sua utilização (normalmente de caráter arquitetônico), assim como dito por Calado [24].

De acordo com o EC4 1-1 [23], as seções envoltas de concreto, tanto as totalmente como as parcialmente envoltas, devem ser predominantemente de aço estrutural laminado ou soldadas, de formato I ou H.

Segundo Calado [24], a presença do concreto nas seções mistas apresenta alguns outros benefícios importantes, como a minimização do efeito da flambagem local. Nas seções parcialmente envoltas de concreto, não ocorre flambagem local na alma da seção de aço e dificulta a flambagem local das mesas (devido a não rotação entre as mesas e a alma); assim como nas seções totalmente envoltas de concreto, que dependendo do cobrimento das mesas e da forma como o concreto for armado, este acaba impedindo que ocorra flambagem local nas mesas das seções de aço; a flambagem local também pode ser desprezada no dimensionamento de seções tubulares preenchidas de concreto, caso sejam obedecidas a esbeltez das chapas que a constituem de acordo com a norma.

A Figura 14 é a representação da flambagem local de um perfil I comprimido, mostrando a rotação entre a mesa e alma da peça.

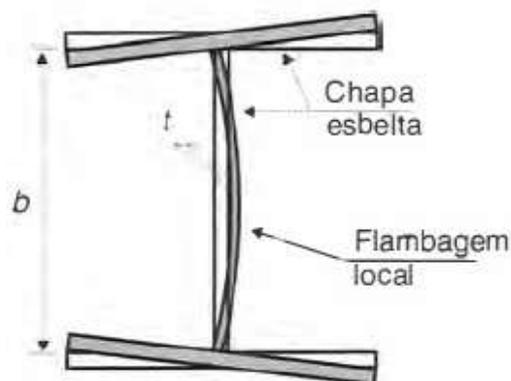


Figura 14 – Representação de flambagem local em uma peça comprimida [52].

A Figura 15 mostra a flambagem local em um perfil tubular apenas de aço comprimido e em um perfil tubular de aço preenchido com concreto armado, respectivamente.



a) Pilar de aço com flambagem local;



b) Pilar de aço e concreto armado com flambagem local.

Figura 15 – Representação de flambagem local em pilares tubulares comprimidos axialmente (acervo do autor).

Perfis tubulares de aço preenchidos de concreto com solicitação de carregamento axial podem ou não possuir flambagem local de suas paredes. Com a existência do concreto no seu interior, esse fenômeno é reduzido, pois o concreto impede que as paredes do perfil de aço deformem-se para o seu interior, aumentando a resistência do pilar.

1.4 Tensão Residual e Flambagem

Segundo Simões [53], tensões residuais são tensões internas que ocorrem no perfil durante a sua fabricação, através de diferenças de temperatura. Em perfis laminados a quente, as tensões residuais originam-se de deformações plásticas que a peça apresenta durante o resfriamento.

Os perfis soldados apresentam as regiões próximas às soldas mais frágeis, pois é onde o perfil está sujeito a temperaturas maiores e que, ao se resfriarem, submetem esta região próxima à solda a tensões residuais de compressão,

deixando o resto do perfil submetido a tensões residuais de tração. Ambas as distribuições de tensões residuais podem ser visualizadas na Figura 16.

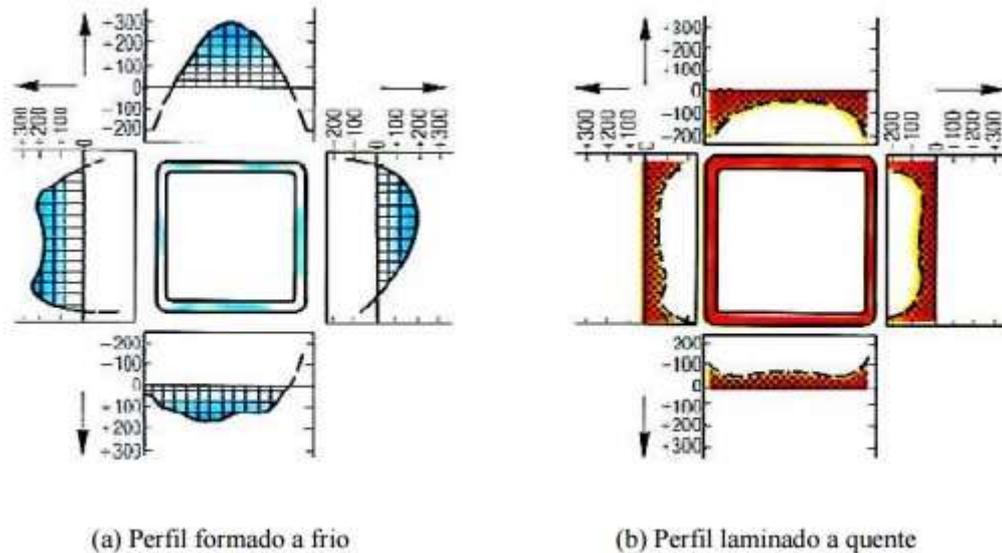


Figura 16 – Distribuição de tensões residuais em perfis tubulares formados a frio (com costura) e laminados a quente (sem costura) [54].

A presença de tensões residuais pode modificar a relação tensão *versus* deformação tanto para perfis laminados ou soldados durante sua fase elástica, o que pode vir a diminuir sua resistência quanto à flambagem de pilares axialmente carregados.

Simões [53] apresenta um gráfico, mostrado na Figura 17, onde se comparam resultados de ensaios experimentais em barras comprimidas axialmente com diversos índices de esbeltez e a curva teórica de Euler, devido à influência das imperfeições iniciais (como as tensões residuais).

Através do gráfico a seguir, Simões [53] pôde afirmar que para valores baixos de $\bar{\lambda}$ (índice de esbeltez normalizado), o colapso da peça comprimida ocorre por plastificação da seção, obtendo-se experimentalmente valores de σ/σ_c (onde σ_c é a tensão de compressão) superiores a 1,0 devido ao encruamento do aço. Para valores de $\bar{\lambda}$ mais elevados, o colapso ocorre por flambagem em regime elástico, sendo as imperfeições pouco influentes. Para valores de $\bar{\lambda}$ intermediários, o colapso ocorre por instabilidade elasto-plástica, e é neste domínio de esbeltez que as imperfeições são mais influentes.

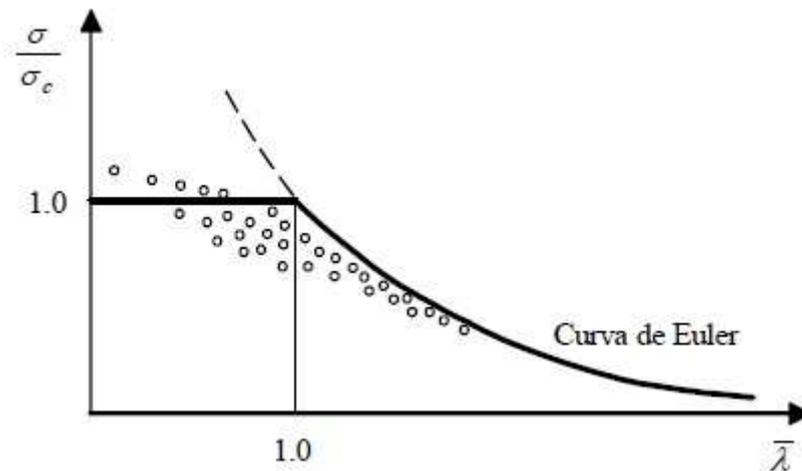


Figura 17 – Valores reais e teóricos para esbelteza normalizada [53].

A partir desta conclusão, definiu-se que no presente estudo seriam avaliados pilares de comprimento suficiente para ocorrer flambagem e pilares curtos para se verificar a plastificação da seção. Para se dispor de pilares sendo controlados por flambagem (comprimento intermediário de esbelteza), foi simulado um apoio bi-rotulado ($k = 1,0$), aumentando o seu comprimento efetivo de flambagem.

O comprimento efetivo de flambagem entra na equação da carga crítica de Euler, que por sua vez faz parte do cálculo da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$. Usando-se $k = 1,0$ aumenta-se o valor do comprimento efetivo e diminui-se o valor da carga crítica de Euler, e conseqüentemente, aumenta-se o valor da esbelteza normalizada, simulando assim um pilar intermediário.

1.5 Materiais: Aço e Concreto

O comportamento estrutural do pilar misto pode ser afetado por diferentes variáveis de cada material isoladamente ou em conjunto, porém algumas são mais importantes, pois podem influenciar mais ou menos na resistência final do pilar misto. Entre essas variáveis estão: a fluência, a retração e a aderência do concreto, os efeitos obtidos com o confinamento do concreto, a resistência escolhida no traço

do concreto, a seção transversal do pilar misto assim como a esbeltez do mesmo, a relação entre a área do perfil de aço e a área da seção total, dentre outros.

Para se entender os diferentes fatores que influenciam a resistência final do pilar misto, escolheu-se explicar brevemente sobre cada material separadamente. Como suas tensões e deformações funcionam separadamente e, conseqüentemente, em conjunto.

De acordo com Calado [24], a interação entre os dois materiais (aço e concreto) na seção mista só ocorre se ambas as deformações para as tensões de escoamento e de compressão se aproximarem. Sabe-se que a deformação para a tensão última à compressão do concreto é cerca de duas vezes maior que a deformação para a tensão de escoamento do aço estrutural usual. Desta forma, para que ambos trabalhem juntos, o aço estrutural deve possuir a capacidade de atingir a sua deformação plástica, sem apresentar flambagem local.

1.5.1 Concreto

O concreto é obtido basicamente através da mistura entre cimento, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e água. Dependendo do que se queira no resultado final do concreto, pode-se adicionar produtos químicos (aditivos). Essas incorporações têm como finalidade melhorar algumas propriedades do material, como aumentar a sua trabalhabilidade enquanto ele ainda é fresco, aumentar sua resistência final, retardar o seu tempo de secagem até o seu destino final, entre outras [55].

Para o presente estudo, sua característica mecânica mais importante é a resistência à compressão enquanto já endurecido. Sua determinação é feita através de ensaios à compressão centrada de corpos de prova cilíndricos (diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm). Fatores diversos podem influenciar no valor da resistência a compressão do concreto, independente do tipo de ensaio, como: quantidade de cimento, areia, brita e água (traço do concreto) e a idade e cura do concreto, de acordo com NBR 5738 [56].

Através desses ensaios também se consegue obter o gráfico tensão *versus* deformação de cada tipo de concreto à compressão, apresentado na Figura 18.

Nele, observa-se que a tensão última de compressão pode vir a atingir o valor de deformação de 3,5‰, de acordo com NBR 6118 [29].

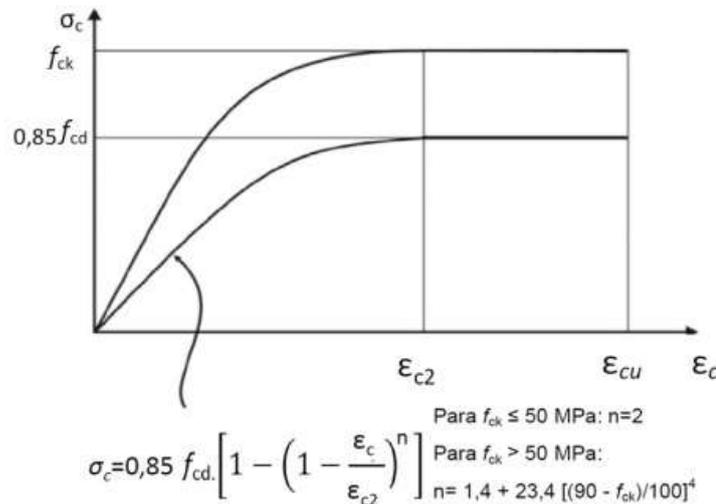


Figura 18 - Diagrama tensão x deformação do concreto [29].

1.5.2 Aço

Segundo Pfeil e Pfeil [52], o aço é um material composto basicamente de ferro e carbono. Quanto mais carbono presente na liga, maior é a resistência do aço. A resistência tanto a tração quanto a compressão é de igual valor nos aços estruturais, variando entre 300 MPa a 1200 MPa dependendo do tipo de aço.

Uma das principais propriedades do aço é a sua ductilidade, que consiste na capacidade do material de se deformar sob a ação de carregamento. Quando sujeitos a tensões locais elevadas, os aços dúcteis tendem a sofrer deformações plásticas, redistribuindo as tensões por todo o perfil, de forma a evitar a flambagem local, de acordo com Calado [24].

A ductilidade pode ser medida pela deformação unitária residual após a ruptura do material, assim como Pfeil e Pfeil [52] explica. O aço estrutural usual tem como valor de deformação para a tensão de escoamento 1,75‰, porém ele varia dependendo do tipo de aço, como se pode observar abaixo na Figura 19.

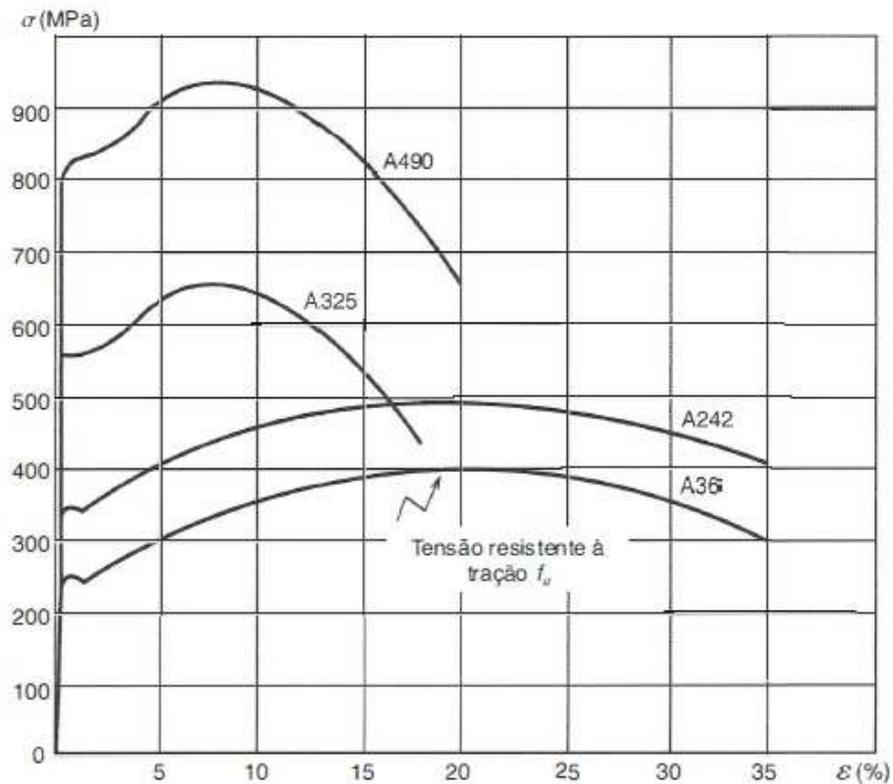


Figura 19 – Diagrama tensão *versus* deformação dos aços ASTM A36, A325, A490 [52].

De acordo com EC3 1-1 [28], para que o aço atinja a deformação plástica e possa redistribuir suas tensões, de forma não só local, é necessário que ele pertença às Classes 1 ou 2. Esta classificação é feita de acordo com a seção transversal do elemento escolhido.

Segundo Simões [53], a classificação de seções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenômenos de flambagem local. Enquanto que em uma seção compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, em uma seção esbelta isso pode não acontecer devido aos fenômenos de flambagem local.

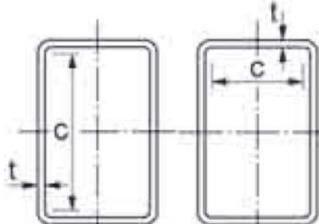
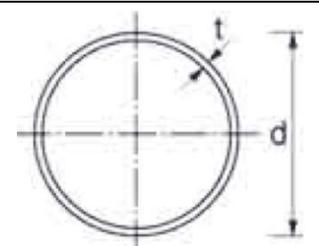
De acordo com EC3 1-1 [28], as classes 1 e 2 são as que interessam para o presente estudo, já que são as capazes de se deformar plasticamente:

- Classe 1: existe a formação de rótulas plásticas, com capacidade de rotação necessária aos métodos de análise plástica sem redução da resistência;
- Classe 2: é possível atingir o momento plástico resistente, porém possuem capacidade de rotação limitada;

- Classe 3: a tensão na fibra comprimida mais extrema, assumindo uma distribuição de tensões elástica, pode atingir o escoamento, porém o momento plástico não pode ser atingido devido ao fenômeno de flambagem local;
- Classe 4: o fenômeno de flambagem local ocorre antes que seja atingida a tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção.

A partir da Tabela 2 é possível fazer a classificação das seções dos perfis de aço, levando em consideração suas dimensões, espessuras e tensão de escoamento.

Tabela 2 – Classificação de seções, EC3 1-1 [28].

Seção transversal	Classe	Compressão pura			Flexão pura	
	1	$c/t < 33 \times \varepsilon$			$c/t < 72 \times \varepsilon$	
	2	$c/t < 38 \times \varepsilon$			$c/t < 83 \times \varepsilon$	
	3	$c/t < 42 \times \varepsilon$			$c/t < 124 \times \varepsilon$	
	1	$d/t < 50 \times \varepsilon^2$				
	2	$d/t < 70 \times \varepsilon^2$				
	3	$d/t < 90 \times \varepsilon^2$				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
f_y em MPa	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

1.6 Aderência Aço-Concreto

Segundo o EC4 1-1 [23], a capacidade dos pilares mistos pode ser influenciada por basicamente três itens: aderência entre os materiais aço e concreto, flambagem local do perfil de aço estrutural e a resistência do concreto utilizado.

Para que o pilar misto seja garantido como tal, os dois materiais, aço e concreto, devem trabalhar juntos, possuindo interação entre ambos, o que só ocorre através de aderência química e física. De acordo com Silva [57], pode-se separar as duas formas de aderência da seguinte maneira: a aderência química, chamada de adesão, e a aderência física, chamada de aderência mecânica ou de atrito.

A aderência por adesão ocorre através de ligações físico-químicas na área de contato entre o aço e o concreto, que são geradas durante as reações de pega do cimento. Esta só ocorre durante os estágios iniciais de carregamento, durante o rompimento da química, quando as tensões não superam valores de 0,1 MPa.

Outro fator químico que influencia na adesão é a retração do concreto, que consiste na redução de volume de água do concreto. Esta pode vir a ocorrer antes mesmo da pega do cimento, e pode alterar a adesão através da deformação radial do perfil metálico, onde o mesmo vem a possuir uma deformação inicial com o concreto fresco (com mais água) e uma deformação final com o concreto já seco (com menos água), de acordo com Nardin [4].

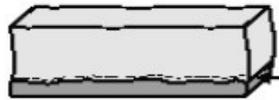


Figura 20 – Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: adesão [57].

A aderência mecânica e o atrito possuem características parecidas, e funcionam através do contato entre a parede de concreto e a parede do perfil de aço, onde ocorre a transferência da tensão de cisalhamento de um material para o outro quando a carga de compressão é aplicada. Quando a aderência mecânica e o atrito não são suficientes para a transmissão da tensão, colocam-se conectores de cisalhamento ligando ambos os materiais (caso que raramente é utilizado em pilares mistos com apenas carga axial de compressão, já que o EC4 1-1 [23] limita o valor máximo da tensão de cisalhamento, tensão limite de aderência, que pode ocorrer na interface dos materiais), de acordo com Alva [3].

Segundo Silva [57], a aderência mecânica ocorre devido à rugosidade da superfície do perfil metálico, onde as irregularidades superficiais produzem reações localizadas aumentando a aderência entre os dois materiais.

Mesmo perfis de aço estrutural com paredes lisas podem apresentar aderência mecânica significativa. A rugosidade superficial, que surge devido à corrosão e ao processo de fabricação, demonstra que essas peças estão longe de serem idealmente lisas, conforme apresentado na Figura 21.

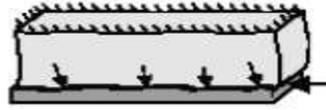


Figura 21 - Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: aderência mecânica [57].

A aderência por atrito é também decorrente da rugosidade das superfícies de contato do aço e do concreto, que geram forças de atrito entre os materiais. Estas forças dependem dos coeficientes de atrito entre eles. Alguns estudos, como feito por Johanson [58], relatam valores médios de coeficiente de atrito entre aço e concreto de 0,60.

Segundo Silva [57], este tipo de aderência manifesta-se através da pressão transversal que o concreto proporciona a parede do perfil metálico em consequência da retração do concreto ou do seu confinamento. Esta aderência também depende da força normal aplicada na interface do concreto e do aço, gerada através da carga axial de compressão aplicada no pilar misto inteiro, conforme visualizado na Figura 22.

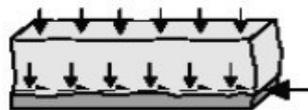


Figura 22 – Transferência de cisalhamento na interface aço-concreto: atrito [57].

1.7 Confinamento do concreto nos pilares de aço preenchidos

O confinamento do concreto em pilares de aço preenchidos ainda é pouco estudado, principalmente pela grande dificuldade em se realizar ensaios

experimentais adequados para a sua avaliação e investigações teóricas que comprovem confiavelmente o valor adotado em relação a esse efeito. A maior dificuldade na investigação experimental encontra-se nas seções quadradas e retangulares, devido principalmente às suas distribuições de tensões, segundo Nardin [4].

Oliveira *et al.* [59] constatou que o pilar de concreto simplesmente armado também está sujeito aos efeitos de confinamento. Isto ocorre através da presença das armaduras transversais (estribos) existentes ao longo de todo o seu comprimento, que geram esforços transversais criando um estado triaxial de tensões. Além dos estribos, tubos de aço e tubos de materiais compósitos também podem criar esse estado triaxial de tensões.

As armaduras transversais (ou de confinamento) em concreto armado têm como finalidade aumentar a resistência à compressão do pilar e melhorar a sua ductilidade. Assim, quando a força de compressão aplicada for baixa, a expansão do concreto transversalmente pode ser desprezada e os estribos praticamente não são solicitados, fazendo com que o concreto comporte-se como um concreto não confinado. Quando se aumenta a força de compressão aplicada, aumenta-se também o processo de micro fissuração do concreto, assim como a sua expansão transversal, e conseqüentemente, acaba por se confinar o concreto e solicitar ainda mais a armadura transversal.

De acordo com Cusson [60], quanto maior o espaçamento entre os estribos, maior o volume de concreto não confinado, podendo fazer com que elementos de concreto desprendam-se durante o carregamento da estrutura. Quanto menor for o espaçamento entre os estribos, maior será o efeito do confinamento, já que a distribuição de tensões de confinamento longitudinalmente entre os estribos tem a forma de arco.

Segundo Oliveira [59], nos pilares mistos (perfis tubulares de aço preenchidos com concreto), o efeito do concreto confinado está intimamente ligado à expansão dos materiais que o compõem, conhecido como coeficiente de Poisson. O coeficiente de Poisson mede a deformação transversal de um material em relação à direção longitudinal de onde se aplica a carga. Os coeficientes de Poisson dos materiais que compõem o pilar misto são diferentes, sendo o do aço maior que o do concreto, 0,30 e 0,20, consecutivamente.

A Figura 23 apresenta uma peça de concreto sendo comprimida e a distribuição de tensões ao redor dos agregados.

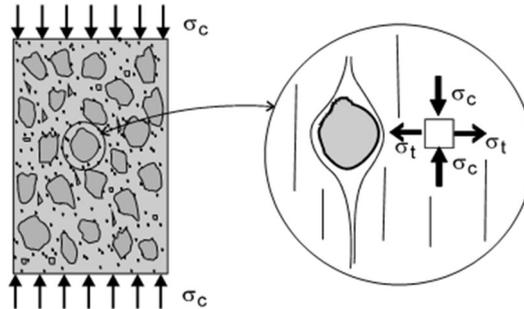


Figura 23 - Elemento de concreto sujeito à compressão e surgimento de microfissuras ao redor dos agregados [61].

Durante os diferentes estágios de carregamento do pilar misto, a deformação de cada material comporta-se de forma diferente. Inicialmente, com o carregamento ainda relativamente baixo, o efeito de confinamento não é considerável, já que o aço do perfil metálico acaba expandindo mais que o concreto devido ao seu valor de coeficiente de Poisson ser maior que o do concreto.

Porém, em estágios mais avançados de carregamento, as deformações longitudinais aumentam (devido à fissuração do concreto, para deformações longitudinais acima de 1‰) e conseqüentemente, a expansão lateral do núcleo do concreto torna-se maior que a do perfil metálico. Com esta expansão lateral, geram-se pressões radiais na superfície de contato entre o concreto e o aço. Desta forma, o concreto então encontra-se sob um estado triaxial de tensões e o aço sob um estado biaxial de tensões, fazendo com que o aço não consiga manter sua resistência ao escoamento e tendo que transferir os esforços para o núcleo de concreto.

Nardin [4] explica que a resistência dos pilares mistos não é dada apenas pela soma da resistência do perfil metálico e do núcleo de concreto, vários outros fatores são somados a eles. O confinamento do concreto está intimamente ligado à resistência dos mesmos, já que o estado de tensões do pilar misto acaba por ser muito diferente de um estado uniaxial.

O efeito do confinamento do concreto pode ser alterado por uma série de constantes: resistência dos materiais (aço e concreto), esbeltez do pilar misto, espessura do perfil metálico, excentricidade da carga aplicada, seção transversal,

dentre outros. Esta última tem uma grande importância na questão do confinamento, onde nas seções circulares nota-se facilmente que existe um maior acréscimo no efeito devido ao ótimo comportamento do estado de tensões triaxial da seção, conforme apresentado na Figura 24.

Já as seções quadradas e retangulares, se comparadas as circulares, não possuem um comportamento ideal de tensões triaxiais, o que faz com que apenas o concreto dos cantos e do núcleo possua um efeito de confinamento considerável. Isto pode ser observado na Figura 25. Mais detalhes sobre o dimensionamento destas seções serão apresentados no capítulo 2.

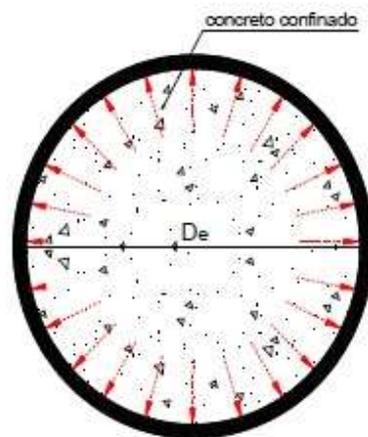


Figura 24 - Tensões de confinamento em seções tubulares circulares [4].

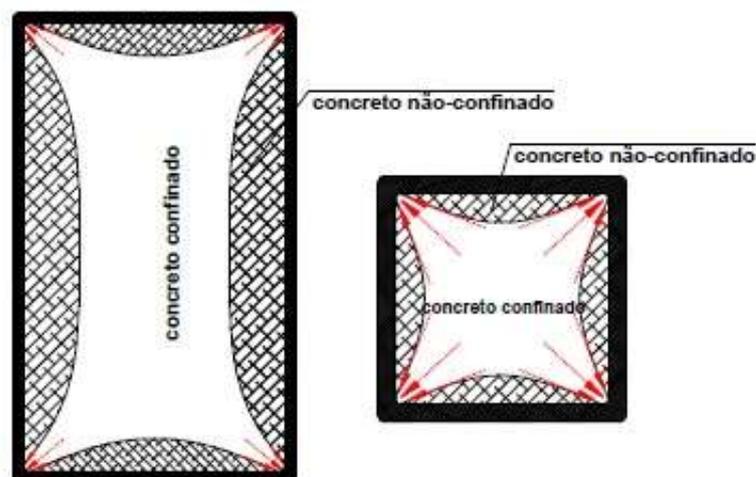


Figura 25 - Tensões de confinamento em seções tubulares retangulares e quadradas [4].

2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS COMPRIMIDOS AXIALMENTE

2.1 Generalidades

Neste capítulo serão apresentados os métodos de cálculo utilizados no dimensionamento dos pilares mistos estudados na presente dissertação. Estes tiveram como base a norma europeia para estruturas mistas de aço e concreto, EC4 1-1 [23], complementada com observações existentes em Calado [24].

O EC4 1-1 [23] limita-se a dimensionar as estruturas mistas de aço e concreto levando em consideração a sua resistência, facilidade de manutenção, durabilidade e resistência ao fogo. Porém, o mesmo só pode ser considerado se for utilizado em conjunto com as normas europeias anteriores a ele, citadas abaixo.

É necessário que inicialmente o dimensionamento destes pilares mistos também esteja de acordo com os princípios e requisitos de segurança e manutenção de estruturas, com base na verificação fornecida no EC0 [25]. Assim como, o dimensionamento estrutural destes pilares deve ser feito baseado nas ações e combinações de ações impostas sobre eles, listadas no EC1 1-1 [26].

O cálculo deve atender também ao dimensionamento de estruturas de concreto apresentado no EC2 1-1 [27]. O dimensionamento dos pilares mistos também deve obedecer a classificação das seções de aço e deve garantir a segurança da estrutura como um todo, de acordo com os seguintes estados limites impostos no EC3 1-1 [28]:

- Estado Limite Último – refere-se à segurança global do projeto, ou seja, assegurar condições que evitem o colapso de parte ou totalidade da estrutura;
- Estado Limite de Serviço – refere-se à utilização, ou seja, assegurar condições que propiciem conforto aos usuários e garanta a funcionalidade da estrutura através da verificação de flechas e vibrações.

O dimensionamento apresentado no EC4 1-1 [23] foi desenvolvido para pilares mistos isolados ou inseridos em estruturas reticuladas sobre carga axial (com ou sem a presença de momentos fletores), preenchidos por concreto (perfis de aço

tubulares retangulares ou circulares) ou envoltos de concreto, sendo que o aço destes pilares deve estar entre os tipos S235 e S460 caracterizados na Tabela 3, e o concreto entre as classes de resistência C20/25 e C50/60 apresentadas na Tabela 4.

Os perfis de aço utilizados nos ensaios da presente dissertação são ditos aço ASTM A36, o que equivale aos aços tabelados pelo EC3 1-1 [28] entre S 235 e S 275.

Tabela 3 – Valores nominais da tensão de escoamento f_y e da tensão última f_u para aços estruturais de seção tubular enformados a frio [28].

Classe do aço	Espessura nominal do elemento [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 65$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN-10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN-10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 NH/NLH	275	360		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 420 NH/NLH	420	500		
S 460 NH/NLH	460	530		
ASTM A36/A36M-04	2,0 mm $< t \leq 150$ mm			
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]		
A36	250	400		

Tabela 4 – Valores característicos de tensão e deformação do concreto [27].

Classe de Resistência do concreto							
f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
f_{cm} (MPa)	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ct,m}$ (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37
ϵ_{c1} (‰)	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45
ϵ_{cu1} (‰)	3,5						
ϵ_{c2} (‰)	2,0						
ϵ_{cu2} (‰)	3,5						
n	2,0						
ϵ_{c3} (‰)	1,75						
ϵ_{cu3} (‰)	3,5						
Onde:							
f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;							
f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto;							
$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto;							
E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto;							
ϵ_{c1} é a deformação específica de encurtamento do concreto no pico de tensão f_c ;							
ϵ_{c2} é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;							
ϵ_{cu} é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.							

2.2 Contribuição da seção transversal de aço estrutural

Em ambos os casos de dimensionamento estipulados pelo EC4 1-1 [23] e abordados a seguir, deve ser atendida a seguinte condição de contribuição da seção do aço para a resistência da seção transversal do pilar misto:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (1)$$

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2)$$

Onde:

δ é a relação de contribuição da seção do aço estrutural no pilar misto;

A_a é a área da seção transversal de aço estrutural;

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço estrutural;

$N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência plástica à compressão da seção mista.

O objetivo de se garantir esta condição é de comprovar que o pilar pode ser realmente considerado como pilar misto. Ou seja, se a contribuição $\delta < 0,2$ o pilar deverá ser tratado como pilar apenas de concreto, e se a contribuição $\delta > 0,9$ o pilar deverá ser analisado como pilar apenas de aço.

2.3 Influência da flambagem local

Segundo Calado [24], para que a resistência das seções transversais dos pilares mistos seja máxima, é necessário que a flambagem local da seção de aço seja minimizada. O concreto possui um valor mais alto de deformação para tensão última à compressão que o aço (dependendo do tipo de aço). Quando os dois materiais trabalham em conjunto à compressão na seção mista, ambos devem possuir a mesma deformação.

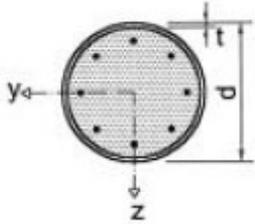
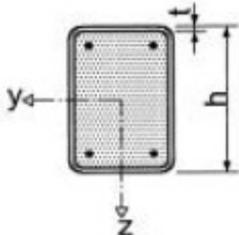
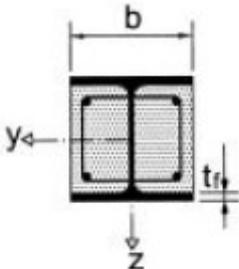
De modo que para o aço atingir a mesma deformação do concreto, o mesmo precisa adquirir sua capacidade de deformação no campo plástico sem apresentar flambagem local, sendo assim, o aço deve pertencer às classes 1 e 2.

Além de haver a necessidade de o aço obedecer a esta regra de classes, sabe-se que a existência do concreto na seção transversal mista providencia um efeito que auxilia na restrição da flambagem local do pilar misto, podendo assim utilizar perfis de esbeltez maiores que os isolados em estruturas apenas de aço. Desta maneira, pode-se desprezar os fenômenos de flambagem local no dimensionamento das seções de aço parcialmente envoltas de concreto e das seções de aço tubulares preenchidas de concreto, desde que a esbeltez dos perfis de aço obedeça aos valores apresentados na Tabela 5.

De um modo geral, o dimensionamento através EC4 1-1 [23] determina que as verificações quanto à segurança para pilares mistos de acordo com o Estado Limite Último devem atender:

- Resistência do pilar misto;
- Resistência a flambagem;
- Resistência em relação a cargas localizadas;
- Resistência ao cisalhamento entre os elementos de aço e de concreto nas ligações estruturais.

Tabela 5 – Esbeltez máxima dos perfis de aço para desprezar a flambagem local [23].

Seção transversal	Esbeltez Máxima
	$\text{máx} \frac{d}{t} = 90 \frac{235}{f_y}$
	$\text{máx} \frac{h}{t} = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	$\text{máx} \frac{b}{t_f} = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

2.4 Métodos de cálculo

O EC4 1-1 [23] apresenta dois métodos de cálculo dos pilares mistos quanto à flambagem:

- Método geral de cálculo;
- Método simplificado de cálculo.

Segundo Calado [24], ambos os métodos são fundamentados nas seguintes teorias:

- Há interação entre todos os materiais, aço, concreto e armaduras;
- Possa se aplicar a hipótese de Bernoulli da conservação das seções planas;
- Levar em consideração nos cálculos, as imperfeições geométricas e as tensões residuais.

O EC4 1-1 [23] diz que para ambos os métodos de cálculo, pilares mistos comprimidos submetidos a momento fletor e esforço normal resultantes de ações independentes, o coeficiente parcial de segurança γ_F para as forças internas que levam a um aumento de resistência deve ser reduzido para 80%.

2.4.1 Método geral de cálculo

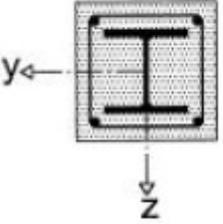
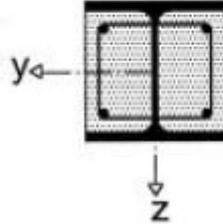
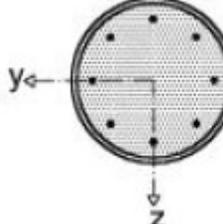
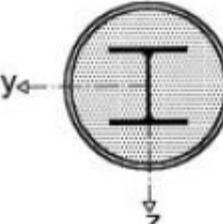
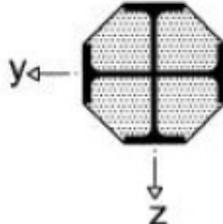
O método geral de cálculo permite dimensionar estruturas mistas fora do usual, como pilares mistos de seção transversal assimétrica ou não uniforme ao longo do comprimento.

O EC4 1-1 [23] cita regras que devem ser obedecidas neste método, já que o dimensionamento através dele só é possível através de modelos numéricos específicos. Estas regras são:

- a) Levam-se em consideração na verificação da estabilidade estrutural dos pilares mistos, os efeitos de segunda ordem, como: tensão residual, instabilidade local, imperfeições geométricas, retração e fluência do concreto, fissuras do concreto e o escoamento do aço estrutural e das armaduras. O dimensionamento deve garantir que a instabilidade não ocorre para a combinação de esforços mais desfavorável no estado limite último e que a seção transversal sozinha suporte momento fletor, esforço normal e cortante;
- b) Caso os efeitos de segunda ordem afetem significativamente a estabilidade da estrutura, estes devem ser considerados em qualquer direção que possa ocorrer a ruptura;

- c) Os esforços produzidos devem ser estabelecidos através de uma análise elasto-plástica;
- d) As seções planas permaneçam planas. Assume-se que existe interação total das ações entre aço e concreto até a ruptura;
- e) A resistência à tração do concreto deve ser desconsiderada. A rigidez quanto à tração do concreto entre as fissuras pode ser levada em conta na rigidez de flexão do pilar;
- f) Caso os efeitos de retração e fluência do concreto reduzam a estabilidade estrutural, eles devem ser levados em consideração no dimensionamento;
- g) Se o incremento dos momentos fletores de primeira ordem, devido às deformações por fluência do concreto e do esforço normal pelo carregamento permanente, não for maior que 10%, os efeitos de retração e de fluência do concreto poderão ser ignorados;
- h) Na análise não linear, deve-se usar as seguintes relações tensão-deformação:
 - concreto comprimido, como mostrado no EC2 1-1 [27];
 - armaduras de reforço, como mostrado no EC2 1-1 [27];
 - aço estrutural, como mostrado no EC3 1-1 [28].
- i) Para simplificação, pode-se tomar como equivalente ao efeito de tensão residual e de imperfeição geométrica, as imperfeições dos elementos, como apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Curvas de flambagem e imperfeições iniciais para pilares mistos [23].

Seção Transversal	Limites	Eixo de Flambagem	Curva de Flambagem	Imperfeição do Elemento
		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
	$\rho_s \leq 3\%$	Qualquer	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Qualquer	b	L/200
		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
		Qualquer	b	L/200

2.4.2 Método simplificado de cálculo

De acordo com o EC4 1-1 [23], o método simplificado de cálculo permite dimensionar pilares mistos de seções transversais uniformes e bissimétricas ao longo de todo o seu comprimento. O aço estrutural utilizado no pilar misto deve ser de perfis laminados, formados a frio ou a quente. Este método também limita a quantidade de armadura longitudinal (citado anteriormente no item 2.2) que pode ser usada no concreto e o valor máximo da esbeltez normalizada:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (3)$$

Uma seção totalmente envolta de concreto possui limitações de espessura de concreto para não haver exposição externa (cobrimento). Os limites de espessura máxima do concreto utilizados no dimensionamento são:

$$\begin{aligned} \text{máx } c_z &= 0,3h \\ \text{máx } c_y &= 0,4b \end{aligned} \quad (4)$$

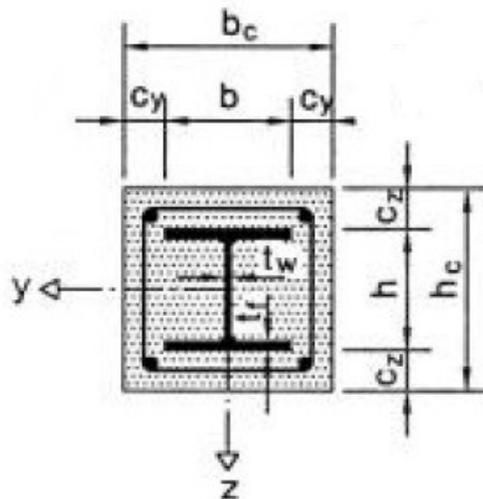


Figura 26 – Cobrimento máximo do perfil de aço envolto de concreto [23].

Segundo Calado [24], no caso de haver a necessidade de proteção contra fogo, pode-se aumentar o valor máximo do cobrimento, porém será considerada como resistência da seção transversal apenas o cobrimento inicial definido por norma.

A área da armadura longitudinal de reforço que talvez possa ser necessária no dimensionamento não deve exceder 6% da área da seção transversal do concreto. Caso exista a necessidade da armadura longitudinal ser superior a este limite, poderá ser utilizado um diâmetro fictício para a bitola da armadura apenas para âmbito de cálculo, e desta maneira, a área total de armadura não ultrapassará os 6% de área de concreto. O que será melhor detalhado no item 2.4.3.

A razão entre a altura (h_c) e a largura (b_c) da seção transversal do pilar misto deve estar entre os valores limites de 0,2 e 5,0, como representado abaixo:

$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5,0 \quad (5)$$

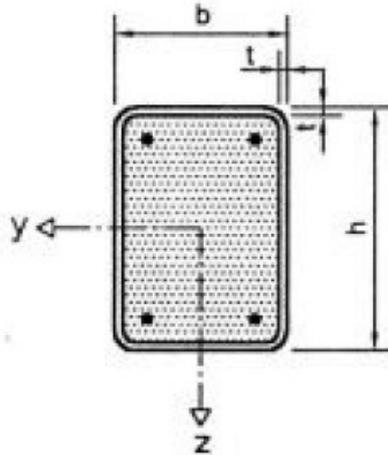


Figura 27 – Relações máximas entre a altura h e a largura b da seção mista [23].

2.4.2.1 Resistência da seção transversal mista ao esforço normal

Como dito anteriormente, as seções mistas devem obedecer a algumas hipóteses para serem consideradas mistas no seu dimensionamento. Da mesma maneira, para se utilizar o método simplificado de cálculo, o valor dos esforços plásticos resistentes devem satisfazer algumas hipóteses.

Segundo EC4 1-1 [23], a interação entre concreto, perfil de aço e armaduras de aço deve ser total. Ambas as seções transversais do perfil de aço e das armaduras de aço devem atingir o valor de cálculo da tensão de escoamento das mesmas (f_{yd} e f_{sd}). A resistência do concreto a tração deve ser desprezada.

Assim como as seções de aço, a seção transversal do concreto a compressão também deve atingir o valor de cálculo da tensão de compressão do mesmo ($0,85f_{cd}$):

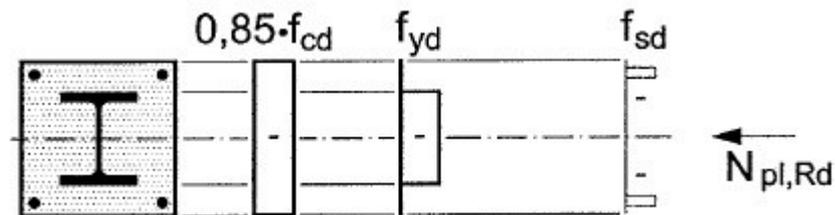


Figura 28 – Distribuição de tensões a compressão para uma seção de concreto [23].

Desta forma, a partir da distribuição de tensões da seção transversal mista e da soma das resistências plásticas de cada elemento que a compõem, obtém-se a resistência plástica a compressão $N_{pl,Rd}$, de acordo com EC4 1-1 [23]:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6)$$

Onde:

A_a é a área da seção transversal do aço estrutural;

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço estrutural;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto;

A_s é a área da seção transversal da armadura;

f_{sd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço da armadura.

No caso de seções transversais tubulares de perfil de aço preenchidas com concreto, o EC4 1-1 [23] permite que a tensão de ruptura a compressão do concreto seja aumentada no dimensionamento de 0,85 para 1,0 (f_{cd}), devido ao efeito de confinamento do concreto. Logo, a resistência plástica a compressão $N_{pl,Rd}$ pode ser reescrita como:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (7)$$

De acordo com Oliveira [59], o efeito de confinamento do concreto nos pilares mistos preenchidos é de suma importância. Enquanto se inicia a aplicação de carregamento no pilar misto, apenas o aço encontra-se comprimido e o concreto ainda se expandindo devido ao seu coeficiente de Poisson ser menor que o do aço. À medida que se aumenta a carga de compressão aplicada, aumenta-se o processo de microfissuração do concreto (como já dito anteriormente) até começar a solicitar também o perfil de aço. Assim, a resistência plástica de cálculo do pilar misto preenchido tende a ser superior a apenas a soma das parcelas dos seus componentes.

O confinamento no perfil tubular circular de aço atua aumentando consideravelmente sua resistência. Pela sua geometria da seção transversal, o pilar circular é mais rígido, e não se deforma, mantendo o concreto no seu interior submetido a um estado de tensões triaxial, e ele próprio, permanecendo num estado de tensões biaxial, conforme Figura 29. Já nas seções quadrada e retangular, este aumento de resistência não é tão intensamente observado, já que os lados do perfil não são rígidos o suficiente para suportar a tensão exercida pela expansão do concreto, assim, apenas o núcleo e as quinas do perfil permanecem confinados, como afirmado por Calado [24].

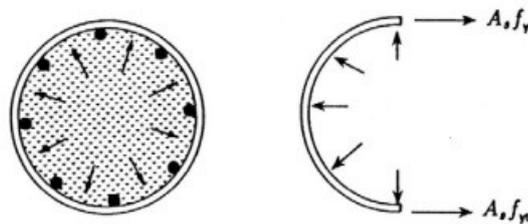


Figura 29 – Efeito do confinamento do concreto numa seção tubular circular de aço [62].

Desta forma, segundo o EC4 1-1 [23], a resistência da seção transversal de um pilar tubular circular pode ser aumentada devido ao confinamento do concreto, caracterizado na fórmula pelos parâmetros η_a , para o perfil de aço, e η_c , para o concreto. Ambos são definidos a partir da relação entre a excentricidade e (gerada

pela imperfeição inicial dos pilares durante o esforço normal) e o diâmetro externo do pilar tubular circular d ($e/d < 0,1$), e pela esbelteza normalizada $\bar{\lambda} \leq 0,5$ do pilar, como é mostrado abaixo:

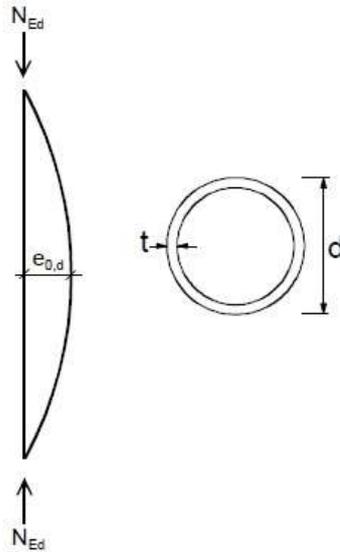


Figura 30 – Momento fletor devido à imperfeição inicial do pilar [28].

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (8)$$

Onde os valores de η_a e η_c são determinados por:

- $e = 0$:

$$\begin{aligned} \eta_a &= \eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \\ \eta_c &= \eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0,0 \end{aligned} \quad (9)$$

- $0 < e/d \leq 0,1$:

$$\begin{aligned} \eta_a &= \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) 10 \frac{e}{d} \\ \eta_c &= \eta_{c0} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

- $e/d > 0,1$:

$$\begin{aligned} \eta_a &= 1,0 \\ \eta_c &= 0,0 \end{aligned} \quad (11)$$

2.4.2.2 Parâmetros de verificação para o dimensionamento do pilar misto

De acordo com EC4 1-1 [23], algumas verificações no estado limite último devem ser feitas para qualquer tipo de pilar misto (tanto envoltos como preenchidos de concreto) antes de calcular a resistência da sua seção transversal. A contribuição do aço estrutural, a esbeltez normalizada e a rigidez de flexão efetiva, são os parâmetros mostrados a seguir:

- Contribuição do aço estrutural δ (como já dito anteriormente):

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (12)$$

- Esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Cr}}} \quad (13)$$

Onde:

N_{Cr} é o valor crítico do esforço normal da resistência elástica, calculado através da rigidez de flexão efetiva $(EI)_{eff}$:

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (14)$$

$N_{pl,Rk}$ é o valor de cálculo da resistência plástica à compressão da seção mista, porém utilizando os valores característicos das resistências dos materiais:

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + \alpha_{cc} A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (15)$$

- Rigidez de flexão efetiva $(EI)_{eff}$:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c + E_s I_s \quad (16)$$

Onde:

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

I_a é o momento de inércia da seção transversal do aço estrutural;

K_e é um fator de correção na rigidez do concreto, tomado através de estudos experimentais pelo valor igual a 0,6;

$E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efetivo do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

I_s é o momento de inércia da armadura.

O dimensionamento feito pelo EC4 1-1 [23] leva em consideração os efeitos de longa duração do concreto, logo, o módulo de elasticidade efetivo do concreto $E_{c,eff}$ é calculado através de uma redução do módulo de elasticidade do concreto E_{cm} , como segue abaixo:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} \quad (17)$$

Onde:

E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto;

N_{Ed} é o valor total da carga axial de compressão a ser aplicada no pilar;

$N_{G,Ed}$ é o valor da carga axial de compressão a ser aplicada no pilar pertinente a apenas as cargas permanentes da estrutura (longo prazo);

φ_t é o coeficiente de fluência do concreto. O coeficiente de fluência pode ser determinado através de ábacos presentes no EC2 1-1 [27] item 3.1.4, sabendo que não há a necessidade de grande precisão nos resultados quando o valor de compressão aplicado ao concreto é menor que $0,45f_{ck}(t_0)$.

Pelo EC4 1-1 [23] assume-se uma umidade relativa de concreto de 100% para pilares tubulares preenchidos. A partir disto, das dimensões do pilar, da idade do concreto e dos ábacos, estima-se um valor de $\varphi_t = 2,5$ para o concreto a certa idade a ser utilizado nos dimensionamentos.

2.4.2.3 Verificação quanto à segurança do pilar misto à compressão

De acordo com EC4 1-1 [23], quando a simplificação no dimensionamento é possível, pode-se verificar o valor de cálculo do esforço normal aplicado no pilar misto a partir da fórmula abaixo:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (18)$$

Onde:

N_{Ed} é o valor total da carga axial de compressão a ser aplicada no pilar;

χ é o fator de redução da flambagem, em relação a esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$;

$N_{pl,Rd}$ é o valor da resistência plástica a compressão do pilar misto.

Além da forma simplificada apresentada acima, pode-se verificar também os pilares mistos através de uma análise de segunda ordem, imposta por imperfeições locais e globais. No presente estudo apenas imperfeições locais serão apresentadas, já que se trata de pilares mistos isolados, fora de uma estrutura capaz de transpor momentos vindos de outros elementos em ligação.

Segundo Calado [24], como apresentado na Figura 30, as imperfeições iniciais, ou locais, são produzidas por excentricidades geradas por imperfeições geométricas, tensões residuais, falta de prumo do pilar e/ou falta de prumo do pilar também nos apoios durante a aplicação do carregamento.

Para se estabilizar essas excentricidades, utiliza-se de imperfeições iniciais equivalentes, que são determinadas a partir da curva de flambagem do elemento e de suas seções transversais e dos limites de taxa de armadura $\rho = A_s / A_c$ utilizada.

Na Tabela 6 podem-se verificar as imperfeições iniciais equivalentes a serem consideradas nos cálculos, quando estas já não estão inicialmente incluídas nas fórmulas. As mesmas entram no valor do momento fletor no meio do vão do pilar devido à imperfeição inicial somando no valor final do momento fletor do dimensionamento.

Mesmo sabendo-se que é importante fazer uma análise de segunda ordem, pode-se desprezá-la caso os limites impostos pelas imperfeições iniciais na Tabela 6 não sejam ultrapassados e que a esbeltez normalizada do pilar misto satisfaça a seguinte verificação:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed}}} \quad (19)$$

Onde:

$N_{pl,Rk}$ é o valor de cálculo da resistência plástica à compressão da seção mista;

N_{Ed} é o valor total da carga axial de compressão a ser aplicada no pilar.

2.4.3 Dimensionamento de pilares mistos tubulares retangulares comprimidos

A metodologia utilizada nesta dissertação é baseada no Método Simplificado de Cálculo apresentado acima e pertencente ao EC4 1-1 [23]. Neste item será apresentado o procedimento utilizado para o dimensionamento dos pilares mistos estudados, sendo necessário apresentar um pouco de cada norma considerada, dependendo das fórmulas existentes nos mesmos.

As verificações quanto à segurança dos pilares são feitas para o estado limite último, levando em consideração os fenômenos de flambagem do elemento para pilares mistos submetidos apenas a compressão axial.

A partir das verificações realizadas e da necessidade de se utilizar o material já existente no Laboratório de Engenharia Civil da UERJ (LEC), foi possível escolher a seção transversal dos pilares mistos a ser utilizada para os ensaios a compressão axial.

Foram escolhidos perfis de aço tubulares retangulares preenchidos de concreto de seção transversal de 100 x 80 x 6,3 mm com 1,00 m e 0,50 m de comprimento com armaduras longitudinais de reforço (4 barras de bitola de 6,3 mm e estribos do mesmo diâmetro) complementando o concreto, através da verificação apresentada abaixo:

- Esbeltez máxima do perfil tubular retangular:

$$\text{máx } \frac{h}{t} = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (20)$$

A esbeltez máxima é verificada através da Tabela 5, onde são apresentados os valores limites para que se possam desprezar os fenômenos de flambagem local no dimensionamento das seções do perfil de aço.

- Classe do perfil tubular retangular:

$$\frac{h}{t} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (21)$$

De acordo com EC3 1-1 [28], o perfil de aço deve pertencer a classe 1 ou 2, para atingir sua resistência a plastificação. No presente estudo, a seção pertence à classe 1, seguindo a fórmula mostrada acima, aço A36. A verificação é feita através da Tabela 2, dependendo do tipo de seção.

- Relação altura-largura da seção mista tubular retangular:

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5,0 \quad (22)$$

A seção transversal mista deve obedecer a relação entre altura e largura máxima, para que se possa evitar os fenômenos de flambagem lateral no pilar misto.

- Cálculo das áreas de cada elemento separadamente:

$$\begin{aligned}
 A_a &= hb - h_c b_c \\
 A_c &= h_c b_c \\
 A_s &= n \frac{\pi d^2}{4}
 \end{aligned}
 \tag{23}$$

Sendo n o valor da quantidade de barras longitudinais a serem usadas no reforço. A área máxima da armadura de reforço deve obedecer ao seguinte limite:

$$A_s \leq 0,06A_c \tag{24}$$

Caso a área da armadura seja maior que o limite, deve-se utilizar um diâmetro fictício no lugar do diâmetro da armadura e recalcular a área da armadura:

$$d_{\text{fictício}} \leq \sqrt{\frac{4A_c 0,06}{n\pi}} \tag{25}$$

- Resistência plástica da seção mista tubular retangular à compressão:

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + \alpha_{cc} A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\
 \alpha_{cc} &= 1,0
 \end{aligned}
 \tag{26}$$

A resistência plástica da seção transversal mista é o somatório das resistências plásticas de todos os elementos constituintes dela. Porém, na resistência do concreto entra também um coeficiente devido ao confinamento do mesmo, que para seções tubulares preenchidas é tomado igual a 1,0.

- Contribuição da seção de aço estrutural para a resistência da seção transversal:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (27)$$

A contribuição estando de acordo com o limite acima indica que o elemento pode ser considerado como um elemento misto.

- Cálculo dos momentos de inércia de cada elemento separadamente, para os eixos de menor inércia:

$$I_a = \frac{hb^3}{12} - \frac{h_c b_c^3}{12}$$

$$I_c = \frac{h_c b_c^3}{12}$$

$$I_s = \frac{\pi d^2}{4} n l^2 \quad (28)$$

l = distância da barra ao eixo
 n = número de barras

- Cálculo do módulo de elasticidade efetivo do concreto:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t} \quad (29)$$

Onde φ_t é o coeficiente de fluência do concreto, e que pode ser tomado como 2,5 para perfis tubulares de acordo com Calado [24]. E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto, e pode ser estimado através da equação abaixo retirada do EC2 1-1 [27]:

$$E_{cm} = 22 \frac{f_{cm}^{0,3}}{10} \quad (30)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Sendo que se deve entrar com os valores de f_{ck} e f_{cm} em MPa, e a fórmula de E_{cm} sai em GPa.

- Cálculo da rigidez de flexão efetiva:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c + E_s I_s \quad (31)$$

Onde $K_e = 0,6$, baseado em estudos experimentais do EC4 1-1 [23], visando corrigir os efeitos de fendilhamento (fissuras longitudinais radiais em torno das armaduras provocadas quando a força aplicada iguala-se a força de aderência, estas podem causar escorregamento relativo entre o concreto e as barras de aço [55]) do concreto.

- Valor crítico do esforço normal:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (32)$$

- Resistência plástica característica da seção mista tubular retangular à compressão:

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + \alpha_{cc} A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$\alpha_{cc} = 1,0 \quad (33)$$

A resistência característica leva em consideração os valores característicos das resistências de todos os materiais, sendo o fator de minoração igual a 1,0 de acordo com EC4 1-1 [23].

- Cálculo da esbeltez normalizada:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (34)$$

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

A esbeltez normalizada deve atender ao limite de 2,0 para poder se basear no dimensionamento do Método Simplificado de Cálculo.

- Verificação quanto às imperfeições iniciais:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed}}} \quad (35)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Caso a esbeltez normalizada satisfaça a relação imposta acima, poder-se-á desprezar as análises de segunda ordem. Caso contrário deve-se determinar a influência da flambagem, onde para seções transversais tubulares retangulares, determina-se através da relação da taxa de armadura ρ , atendendo aos seguintes limites, como já mostrado na Tabela 6:

$$\begin{aligned} \rho \leq 3\% &\rightarrow \text{curva a} \\ 3\% < \rho \leq 6\% &\rightarrow \text{curva b} \end{aligned} \quad (36)$$

Com a curva de flambagem definida, pode-se obter o fator de imperfeição α a partir da tabela abaixo:

Tabela 7 - Fator de imperfeição α para curvas de flambagem [28].

Curva de flambagem	a ₀	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

- Verificação da segurança em relação ao estado limite último de flambagem:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi \leq 1,0$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$
(37)

Determina-se o fator de redução a partir da curva de flambagem e da esbeltez normalizada, contidas no ábaco abaixo.

Caso $\bar{\lambda} \leq 0,2$ os efeitos provocados pela flambagem do pilar misto poderão ser desprezados, já que o fator de redução $\chi = 1,0$. Desta maneira, só importará a verificação quanto à plastificação da seção transversal.

- Verificação da condição de segurança:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$
(38)

Após a verificação poderá se determinar se o pilar misto está ou não de acordo com a segurança para o estado limite último de flambagem.

No Anexo A serão apresentados o dimensionamento com os devidos cálculos feitos no Excel para os perfis estudados no presente trabalho.

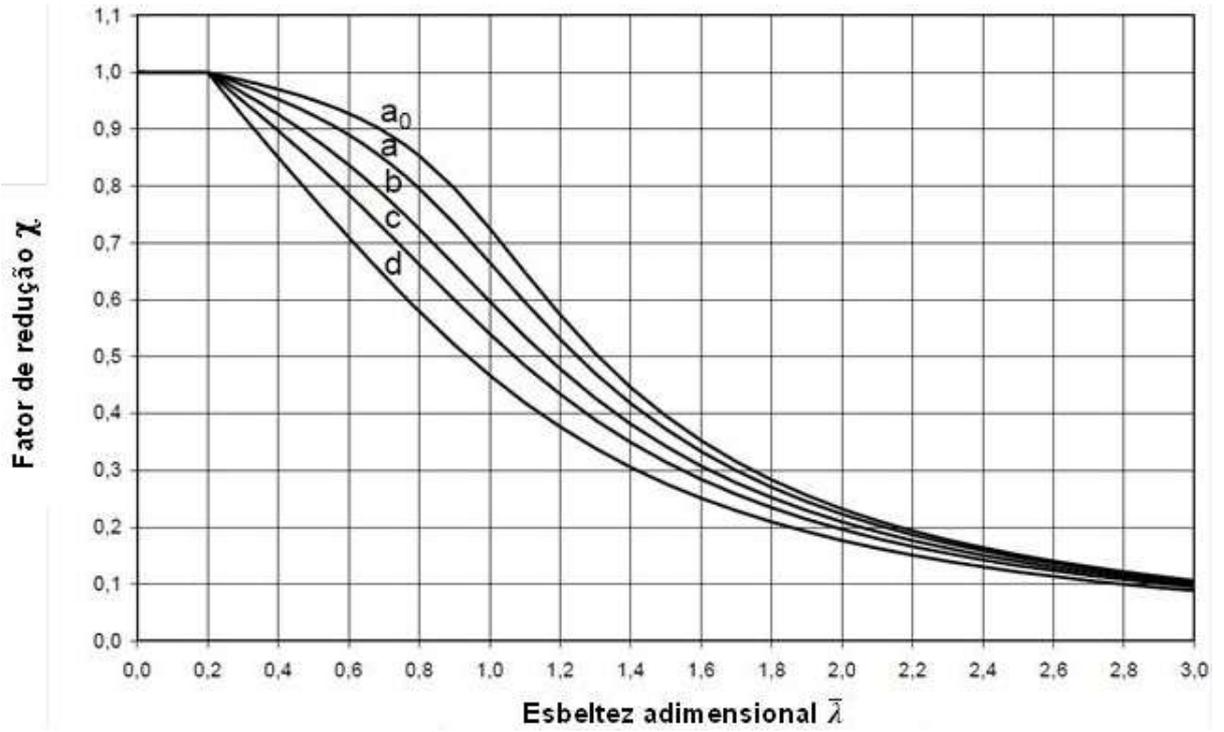


Figura 31 - Curvas europeias de flambagem [28].

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

As investigações experimentais desenvolvidas na presente dissertação foram realizadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), com o objetivo de se confirmar a veracidade do estudo teórico apresentado anteriormente e no Anexo A para estruturas mistas, baseados no EC4 1-1 [23].

Os ensaios foram divididos em duas fases. A primeira consistiu apenas na moldagem de corpos de prova com um traço de concreto teste, que após a confirmação da resistência calculada através dos ensaios de compressão dos corpos de prova, chegou-se a conclusão de que se poderia usar o mesmo traço para a segunda fase.

A segunda fase de ensaios, principal objetivo da presente dissertação, consistia no preenchimento de concreto de pilares tubulares retangulares de aço. Esta foi dividida em três grupos: o primeiro grupo continha apenas o perfil de aço tubular retangular de 100 mm x 80 mm x 6,3 mm; o segundo grupo continha o perfil de aço de 100 mm x 80 mm x 6,3 mm preenchido com concreto; e o terceiro grupo continha o perfil de aço de 100 mm x 80 mm x 6,3 mm preenchido com concreto armado, com 4 barras de ϕ 6,3 mm cada e estribos de barra de mesmo diâmetro.

Cada grupo possuía duas amostras para eventuais erros de execução, ou de instrumentação. Foram realizados ensaios em grupos de 1,0 m de comprimento e em grupos de 0,5 m, como exemplificado na Tabela 8.

3.2 Descrição dos Ensaios

Os perfis de aço ASTM A36, NBR 8261 [63], utilizados foram os de 100 mm x 80 mm, com espessura de 6,3 mm e comprimento de 1,0 m e de 0,5 m, sobrando uma área de concreto para se preencher de 87,4 mm x 67,4 mm.

Tabela 8 – Grupos de pilares mistos analisados no estudo experimental.

NOMENCLATURA	GRUPOS	COMPRIMENTO (m)
TR-03_A	aço	1,0
TR-04_A	aço	1,0
TR-01_A_C	aço + concreto	1,0
TR-06_A_C	aço + concreto	1,0
TR-02_A_C_B	aço + concreto + barras	1,0
TR-05_A_C_B	aço + concreto + barras	1,0
TR-07_A	aço	0,5
TR-09_A	aço	0,5
TR-08_A_C	aço + concreto	0,5
TR-10_A_C	aço + concreto	0,5
TR-11_A_C_B	aço + concreto + barras	0,5
TR-12_A_C_B	aço + concreto + barras	0,5

Através dos dados acima citados, com a limitação da carga aplicada pela máquina universal de ensaios Lousenhausen do LEC (cerca de 3000 kN ou 2000 kN com controle de deslocamentos), e com a escolha de um concreto com uma resistência usualmente utilizada de $f_{ck} = 30$ MPa, pôde-se calcular um traço de concreto eficiente.

O cálculo do traço de concreto foi realizado através da NBR 5738 [56], onde se definiu o traço em massa (kg) utilizando brita zero (diâmetro de 1,2 mm a 9,5 mm) devido à pequena seção de aço a ser preenchida: 1: 2,17: 2,44 e fator $a/c = 0,55$.

3.2.1 Traço teste e caracterização do material concreto

O ensaio teste considerou apenas a realização dos ensaios de corpos de prova de concreto à compressão, para verificar se o traço calculado estava de acordo com a resistência que se desejava obter para o referido material.

Cada corpo de prova, por norma [56], deve ser cilíndrico, com altura de 20 cm e diâmetro de 10 cm. Sua área total equivale a aproximadamente 7854 mm².

Definiu-se que seis corpos de prova seriam necessários para verificar o f_{ck} do concreto, 2 para cada dia que se fosse rompê-los (aos 7 dias, aos 14 dias e aos 28 dias), e mais sete corpos de prova para verificar o Módulo de Elasticidade Secante do concreto. Desta forma, calculou-se a quantidade de consumo de material para 10 kg de cimento.

A partir dos valores de massa unitária obtidos na caracterização dos materiais e do traço em massa, pôde-se definir o traço em volume por unidade de cimento: 1: 2,12: 2,22 e fator $a/c = 0,55$.

Tabela 9 – Quantidade de cada material utilizada na concretagem do traço teste.

Material	Massa (kg)	Volume (m ³)
Cimento CP II F 32	10	0,0071
Areia	21,70	0,0152
Brita 0	24,44	0,0158
Água	5,5	0,0055

Todas as etapas de concretagem estão de acordo com a NBR 12655 [64].

Antes da concretagem é feita a caracterização dos materiais utilizados, baseada na NBR 7211 [65], que estipula para o agregado miúdo, a necessidade de analisar duas amostras de 0,5 kg cada e para o agregado graúdo, duas amostras de 2 kg cada.

De acordo com a Tabela 2 da NBR 7211 [65] e em relação ao módulo de finura, a areia utilizada no projeto foi classificada como uma areia grossa.

A caracterização da areia e da brita 0 estão de acordo com as normas brasileiras NBR 7251 [66] e NBR NM 45 [67] para massa unitária (método estado

solto), e NBR NM 52 [68] para massa específica. A caracterização tanto do cimento quanto do super plastificante foi fornecida por ambos os fabricantes.

Os resultados obtidos na caracterização dos materiais encontram-se apresentados da Tabela 10 a

Tabela 12.

Na Tabela 11 pode-se notar que a dimensão máxima do agregado graúdo foi de 12,50 mm, o que caracterizaria brita 1, e não brita 0 como desejado. Isto se justifica por uma provável mistura de britas do fornecedor.

Tabela 10 – Análise granulométrica do agregado miúdo.

Peneira (mm)	Material Retido (g)		Retido (%)		Retido Acumulado (%)	
	amostra 1	amostra 2	amostra 1	amostra 2	amostra 1	amostra 2
9,52	0	0	0	0	0	0
6,30	0	0	0	0	0	0
4,75	0	0	0	0	0	0
2,36	13,50	11,50	1,35	1,15	1,35	1,15
1,18	276,80	289,60	27,68	28,96	29,03	30,11
0,60	494,80	486,90	49,48	48,69	78,51	78,80
0,30	131,40	129,40	13,14	12,94	91,65	91,74
0,15	52,40	49,60	5,24	4,96	96,89	96,70
Fundo	31,10	330,00	3,11	3,30	100,00	100,00
Módulo de Finura					2,98	
Dimensão Máxima					2,36 mm	

A concretagem foi realizada a partir da pesagem de cada material, seguida da mistura dos mesmos na betoneira, seguindo a ordem de despejo: água, brita 0, cimento e por fim, areia, sempre com a betoneira em movimento. Em seguida preencheram-se os corpos de prova com o concreto, onde os mesmos já estavam com desmoldante para facilitar assim, sua retirada da forma.

Tabela 11 – Análise granulométrica do agregado graúdo.

Peneira (mm)	Material Retido (g)		(%) Retido		(%) Retido Acumulado	
	amostra 1	amostra 2	amostra 1	amostra 2	amostra 1	amostra 2
12,50	0	0	0	0	0	0
9,52	277,20	278,70	13,86	13,94	13,86	13,94
6,30	1046,20	1038,30	52,31	51,92	66,17	65,85
4,75	426,30	424,00	21,32	21,20	87,49	87,05
2,36	197,40	208,10	9,87	10,41	97,36	97,46
1,18	0	0	0	0	97,36	97,46
0,60	0	0	0	0	97,36	97,46
0,30	0	0	0	0	97,36	97,46
0,15	0	0	0	0	97,36	97,46
Fundo	52,90	50,90	2,65	2,55	100,00	100,00
Módulo de Finura					5,88	
Dimensão Máxima					12,50 mm	

Tabela 12 – Caracterização dos materiais contidos no concreto.

Material	Características
Areia	módulo de finura: MF = 2,98 dimensão máxima: $D_m = 2,36$ mm massa unitária: $1,54$ g/cm ³ massa específica: $2,62$ g/cm ³
brita 0	módulo de finura: MF = 5,88 dimensão máxima: $D_m = 12,50$ mm massa unitária: $1,43$ g/cm ³ massa específica: $2,70$ g/cm ³
Cimento	Cimento Mauá CP II F 32 massa unitária: $1,40$ g/cm ³ massa específica: $3,08$ g/cm ³
super plastificante	Aditivo para concreto, líquido, pronto para o uso, de aparência líquida branca turva e livre de cloretos. Atende as normas brasileiras NBR 11768 [69] e ASTM C494 [70]. densidade: $1,067$ a $1,107$ g/cm ³

Os corpos de prova permaneceram nos moldes de 1 a 2 dias até que secassem. Em seguida, os mesmos foram desmoldados, identificados e armazenados em uma câmara úmida à temperatura de aproximadamente 23°C, de forma a manter a cura do concreto até o dia do ensaio a compressão.

A Figura 32 a seguir apresenta sequencialmente todas as etapas do processo de concretagem.



Figura 32 – Moldagem e retirada dos corpos de prova.

A Tabela 13 apresenta os valores de resistência à compressão, através da ruptura de dois corpos de prova em três idades distintas (7, 14 e 28 dias), obtidos através do ensaio à compressão definido na NBR 5739 [30]. Desta forma é possível avaliar se a resistência do concreto atingirá o valor de resistência desejado aos 28 dias de cura. Este ensaio é realizado em uma prensa hidráulica de acionamento elétrico, onde se aplica carga até se atingir um valor máximo e este começar a reduzir.

A Figura 33 apresenta o formato de ruptura dos corpos de prova após os ensaios de compressão.

Tabela 13 – Resistência à compressão do concreto teste a diferentes idades.

Corpo de prova	Resistência à compressão do concreto (MPa)		
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	14,08	21,40	30,44
CP2	15,39	24,54	29,02



Figura 33 – Ruptura dos corpos de prova em diferentes idades de resistência.

O ensaio de Módulo de Elasticidade Secante é feito com corpos de prova do mesmo concreto usado para o ensaio de resistência à compressão. Devem ser testados no mínimo três corpos de prova para garantir a veracidade dos resultados. Inicialmente é verificada a resistência à compressão de dois corpos de prova e em seguida, centralizam-se outros três corpos de prova (inicialmente retificados, pois nenhuma imperfeição externa deve influenciar no valor final) nos pratos da máquina de acordo com o eixo de aplicação de carga. O ensaio consiste em carregar e descarregar os corpos de prova, obedecendo a certos valores de velocidade, até atingir tensões correspondentes.

A partir do ensaio pôde-se determinar o gráfico tensão *versus* deformação do concreto teste, apresentado na Figura 34. Baseando-se nos métodos apresentados na NBR 8522 [72] e no gráfico, Figura 35, obtido no ensaio é possível determinar o Módulo de Elasticidade Secante do concreto, $E_c = 22,96$ GPa.



Figura 34 – Compressômetro e prensa hidráulica para ensaio de Módulo de Elasticidade Secante.

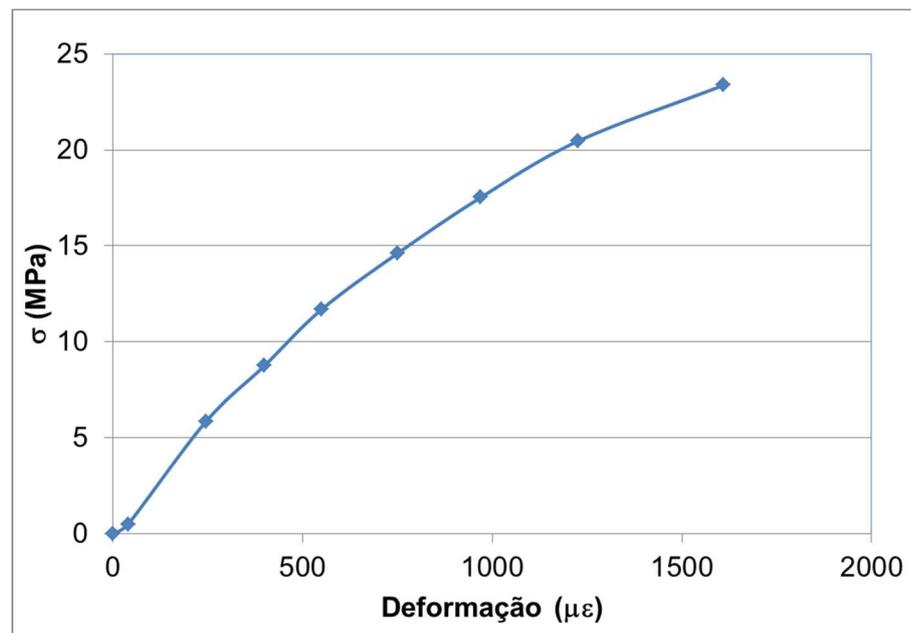


Figura 35 – Curva tensão *versus* deformação obtida no ensaio de Módulo de Elasticidade Secante.

3.2.2 Preparo dos perfis e placas de aço e caracterização do aço

A caracterização mecânica dos perfis tubulares de aço A36 foi realizada através do ensaio de tração de acordo com a NBR 6152 [73], na máquina INSTRON localizada no LEC.

A Figura 36 a seguir é uma representação do corpo de prova inicialmente e após o ensaio, com variação de seu comprimento. A Figura 37 apresenta as dimensões dos corpos de prova retirados do perfil de aço. A Tabela 14 e a Figura 38 representam os resultados relevantes obtidos no ensaio de tração.

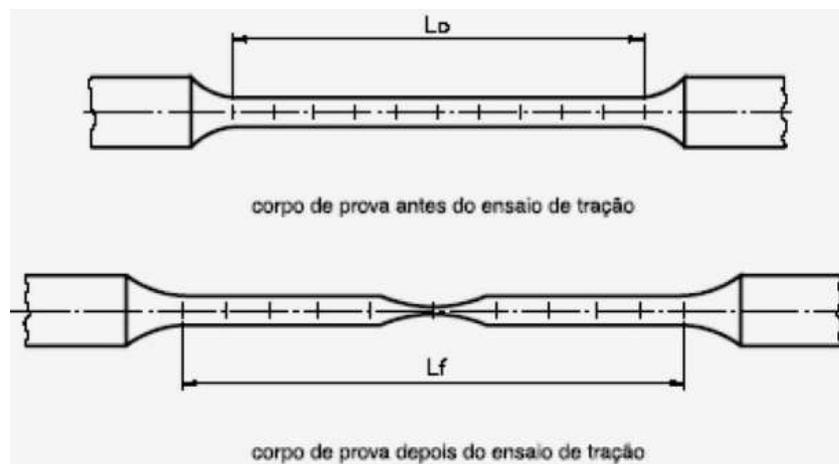


Figura 36 – Corpos de prova para ensaio de tração de acordo com a NBR 6152 [73], [74].

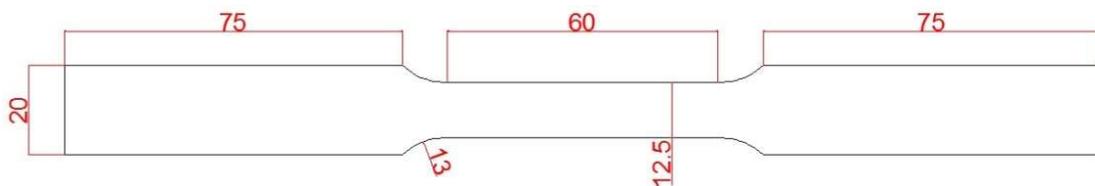


Figura 37 – Corpo de prova utilizado no ensaio com as dimensões definidas pela NBR 6152 [73], com suas medidas cotadas em mm.

Tabela 14 – Caracterização do aço através do ensaio a tração axial.

CP's	Módulo de Elasticidade – E_s (GPa)	Tensão de Escoamento - f_y (MPa)	Deformação na Ruptura (%)	Tensão Última - f_u (MPa)
1	125,68	373,60	14,91	436,60
2	148,34	382,20	12,42	443,27
3	162,53	388,30	22,88	444,88
4	141,63	380,79	28,76	439,56
5	139,52	385,95	26,12	440,84
Média	143,54	382,17	21,02	441,03
Desvio Padrão	12,02	5,04	6,33	2,89
Coeficiente de Variação	8,37	1,32	30,13	0,65

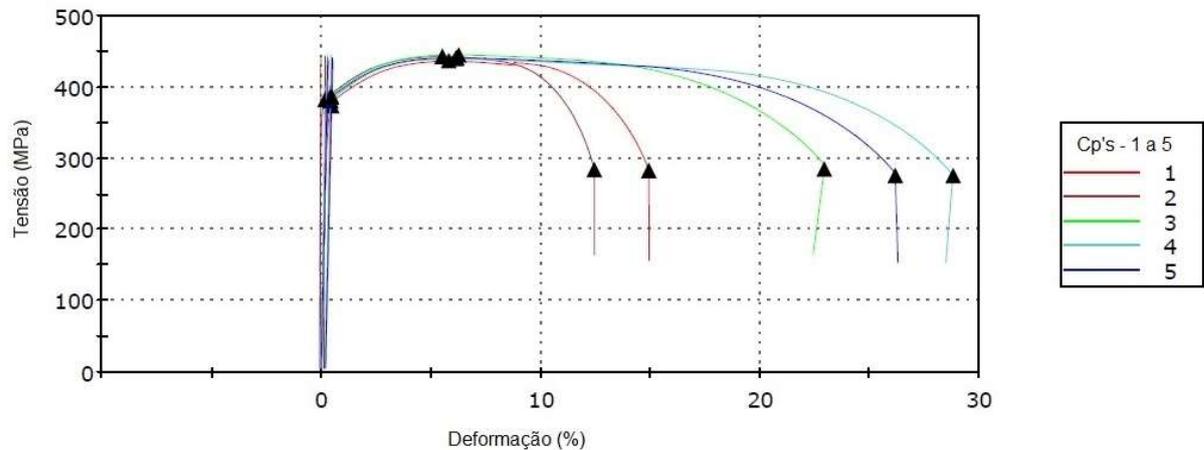


Figura 38 – Curva tensão x deformação obtida no ensaio.

Como dito anteriormente, os perfis utilizados no ensaio já existiam no LEC (encomendados para outros estudos), assim como as placas de base de fechamento dos mesmos para sua futura concretagem. Foram utilizados perfis de 1,0 m e perfis de 0,5 m, como na Figura 39 a seguir.



a) perfis de 1,0 m.



b) perfis de 0,5 m.

Figura 39 – Preparação dos perfis para soldar as placas de base.

As placas de base foram dimensionadas para suportar o mesmo carregamento dos pilares mistos. Verificaram-se as placas aproveitadas de estudos anteriores de dimensões 300 mm x 300 mm e espessura variando entre 30 mm e 20 mm, de forma com que as mesmas atendessem a este carregamento, conforme apresentado na Figura 40.



a) placa de 30 mm de espessura.



b) placa de 20 mm de espessura.

Figura 40 – Preparação das placas de base para soldar os perfis.

As placas foram lixadas (como parte da preparação para a solda) e depois, nas suas faces, foram feitas marcações para centralizar os perfis no eixo das mesmas. Foi necessário colocar alguns calços entre os perfis e as placas, pois alguns perfis não estavam exatamente em esquadro, ver Figura 41.



Figura 41 – Colocação de calços entre a placa de base e o perfil.

Com as peças preparadas adequadamente, foi realizada a solda ligando o perfil à placa de base. A solda, além de resistir à compressão axial e ao desalinhamento entre as faces do perfil e da placa, teve como finalidade também de impedir que o concreto líquido saísse pelas interfaces entre os perfis e as placas (estanqueidade).

A soldagem utilizada foi a do tipo MAG (Metal Inert Gas). Esta consiste no uso do arco elétrico para a fusão dos materiais a serem ligados metalurgicamente. Para tal, o processo usa uma fonte gasosa de energia elétrica, metal de adição na forma de arame nu, bobinando, e um gás de proteção ao arco elétrico, que no caso era formado por dois gases nos percentuais 80% de Argônio e 20% de Dióxido de Carbono (CO₂), segundo Marques [75].

A bitola do metal de adição (arame) usado foi de 0,8 mm. O processo (visualizado na Figura 42) foi utilizado devido a sua versatilidade e rapidez no uso.



Figura 42 – Máquina de soldagem MAG e processo de solda.

As soldas da parte superior dos pilares foram feitas apenas por ponteamientos, usando-se para isto a soldagem com eletrodos revestidos (ver Figura 43). Neste caso já não existia a necessidade de estanqueidade do concreto, apenas a resistência à compressão axial.



Figura 43 – Ponteamiento da solda com eletrodos e pilares apenas com aço com placas superior e inferior já soldadas.

3.2.3 Placas de apoio chanfradas com rolo móvel

Para se obter resultados satisfatórios no presente estudo, optou-se por realizar ensaios em pilares curtos (0,5 m), verificando-se a plastificação da seção, e ensaios em pilares de comprimento intermediários (1,0 m), verificando-se a flambagem global da peça.

A máquina de prensa hidráulica do LEC (capaz de aplicar até 3000 kN de compressão axial ou 2000 kN com controle de deslocamentos) utilizada para os ensaios dos pilares do presente estudo possui uma limitação de altura, tendo um vão livre de cerca de 1,50 m. Desta maneira, os pilares ensaiados não poderiam ser maiores que 1,0 m, já que além do pilar, o ensaio incluía placas de apoio para a concretagem, conforme apresentado na Figura 44.

Para criar uma situação similar ao $k = 1,0$ de forma real, produziram-se placas com chanfros de forma que se colocassem rolos cilíndricos entre as mesmas, o que simularia uma rótula na direção longitudinal do rolo. No caso, definiu-se que a rótula seria na direção de menor inércia do perfil, de acordo com o apresentado na Figura 45.



Figura 44 – Coluna bi-rotulada em relação ao eixo de menor inércia da seção transversal.

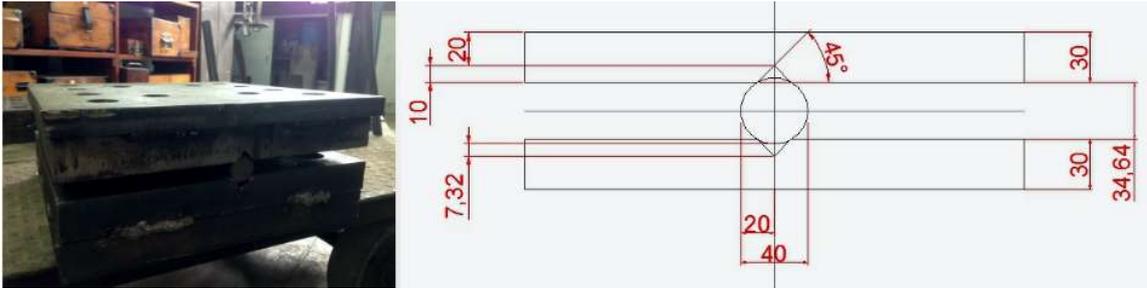


Figura 45 - Placa com chanfro e rolo móvel.

Com o dimensionamento dos pilares realizado, tornou-se possível fazer a análise do ábaco pertencente a Figura 31. O resultado final obtido para a esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ e para o fator de redução χ , presentes no Anexo A, mostram que para os pilares mistos de 1,0 m ($\bar{\lambda} = 0,49$), a flambagem controla o dimensionamento e para os pilares de 0,5 m ($\bar{\lambda} = 0,12$), o colapso tende a ocorrer por plastificação da seção, ambos para $N_{pl,Rd}$.

3.2.4 Armação e concretagem dos perfis

A primeira parte deste item foi realizar a montagem da armação dos perfis que seriam preenchidos com concreto armado. De acordo com os cálculos, as barras tanto longitudinais quanto transversais utilizadas foram de bitola 6,3 mm.

A armação foi colocada dentro dos perfis de 100 x 80 mm, o que impossibilitou grandes tamanhos de estribo. Sabendo-se que a brita utilizada foi brita 0 e que esta possui um diâmetro máximo de 9,5 mm, a norma brasileira NBR 6118 [29] define certos limites de espaçamento entre as barras longitudinais:

a) na direção horizontal (a_h):

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

b) na direção vertical (a_v):

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Com as limitações acima, o estribo teve que ser de no máximo 50 x 50 mm, gerando dificuldade na montagem devido ao pequeno comprimento para dobrar um tamanho relativamente grande de bitola. Elaborou-se um gabarito, típico de obras, para se dobrar com um pouco mais de facilidade os estribos, que pode ser visualizado na Figura 46.

Em seguida, realizou-se a montagem da armação de cada pilar. Cortando-se os ferros longitudinais, 8 ferros de 1,0 m e 8 de 0,5 m, sendo 4 para cada pilar.

O EC4 1-1 [23] não especifica necessidade de colocar armação transversal em pilares mistos tubulares preenchidos de concreto, pois o perfil já é resistente a qualquer efeito cortante que possa vir a ocorrer, sendo a existência deles no presente estudo apenas para auxiliar a amarração dos ferros longitudinais. A amarração foi feita apoiada em toras de madeira e com arame para prender cada barra ao estribo, visto na Figura 47.

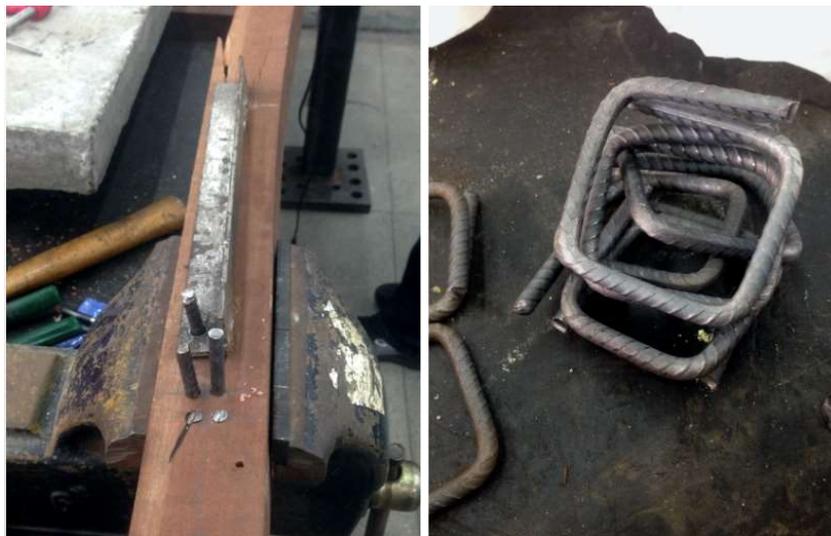


Figura 46 – Gabarito e estribos.



Figura 47 – Amarração dos ferros.

Finalizando-se, as barras foram inseridas dentro dos perfis, conforme apresentado na Figura 48.



Figura 48 – Ferros dentro dos perfis.

Próxima etapa deste item foi descrever a moldagem dos perfis de aço preenchidos de concreto. O traço do concreto utilizado nessa moldagem foi o mesmo do traço do concreto teste, já que o mesmo apresentou a resistência definida

para cálculo, porém com o acréscimo de um super plastificante, adicionado no fim da mistura de todos os materiais na betoneira.

Definiu-se que vinte corpos de prova seriam necessários para verificar o f_{ck} do concreto, dois para cada dia de ensaio dos perfis, dois para 14 dias de resistência, dois para 42 dias de resistência (devido a concretagem ter sido realizada próximo ao período de recesso acadêmico do LEC) e cinco para cálculo do Módulo de Elasticidade Secante.

A Figura 49 a seguir apresenta o gráfico tensão *versus* deformação do concreto. A partir do mesmo e da NBR 8522 [72], é possível encontrar o valor do Módulo de Elasticidade Secante, $E_c = 24,16$ GPa.

A Tabela 15 apresenta a quantidade em massa de cada material usado no traço do concreto.

A caracterização dos materiais foi baseada na NBR 7211 [65], sendo a mesma do traço teste. A granulometria do agregado miúdo e graúdo está presente, respectivamente, na Tabela 10 e na Tabela 11, apresentadas anteriormente.

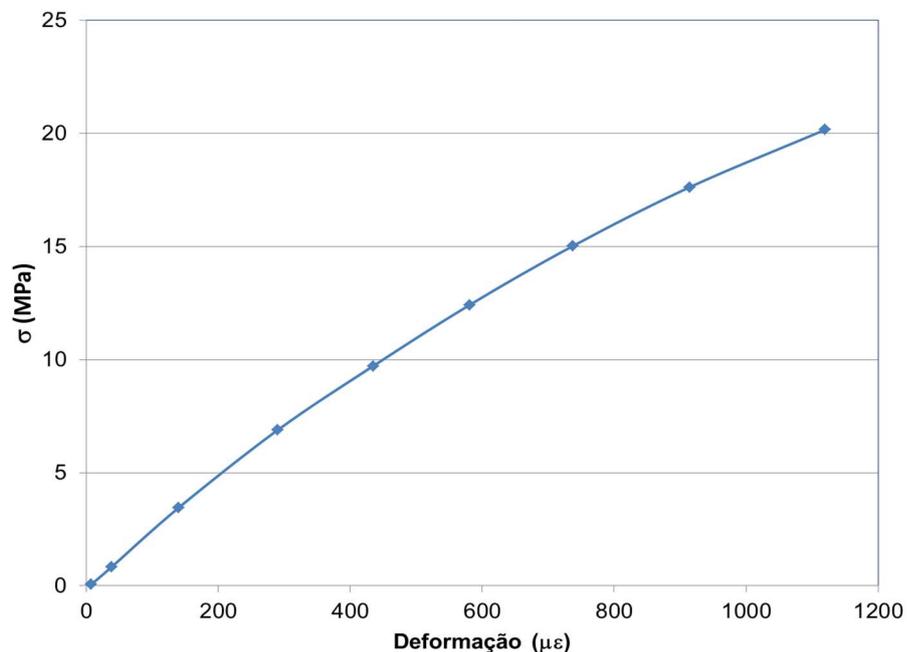


Figura 49 – Curva tensão *versus* deformação obtida no ensaio de Módulo de Elasticidade.

A partir da quantidade de concreto necessária para preencher os perfis e os corpos de prova e o traço em massa utilizado no traço teste, definiu-se para um consumo de 28,11 kg de cimento.

Tabela 15 – Quantidade de cada material utilizada na concretagem dos perfis.

Material	Massa (kg)	Volume (m ³)
Cimento CP II F 32	28,11	0,020
Areia	61,00	0,043
Brita 0	68,59	0,045
Água	15,46	0,015
Super plastificante	0,028	0,000026

A Figura 50 e a Figura 51 apresentam os materiais a serem utilizados na concretagem e os moldes de corpos de prova, respectivamente.



Figura 50 – Materiais sendo pesados para concretagem.

Como se pode observar na penúltima imagem da Figura 50, foi necessária a utilização de um aditivo super plastificante chamado GLENIUM 51. Essa necessidade ocorreu devido à área de despejo do concreto no perfil ser muito pequena e pela quantidade de armadura numa seção pequena de concreto. Desta forma, o concreto a ser utilizado teve que ser mais fluido sem alterar o seu fator água-cimento.

O aditivo super plastificante é medido de acordo com a quantidade de cimento do traço, usa-se cerca de 0,1% da quantidade de cimento em massa, como visto na Figura 52.



Figura 51 – Corpos de prova com desmoldante.



Figura 52 – Aditivo super plastificante.

O valor do *slump* foi de 20 cm (ver Figura 53). Isso ocorreu devido a adição do super plastificante. Este valor indicaria um concreto auto adensável, porém não se pode afirmar que se trata de um concreto auto adensável, pois seria necessário realizar ensaios mais específicos, como o ensaio de espalhamento do concreto durante a verificação do *slump*.

Segundo a NBR 15823-1 [76], o concreto auto adensável é aquele que pode ser moldado em formas preenchendo cada espaço vazio, através apenas do seu peso próprio, sem a necessidade de adensá-lo ou vibrá-lo.



Figura 53 – Verificação do slump.

Devido a pequena seção transversal dos perfis, foi necessário utilizar um vibrador, mesmo o concreto sendo relativamente fluído, pois o mesmo não conseguia preencher todos os vazios da seção, conforme apresentado na Figura 54 e na Figura 55.



Figura 54 – Concretagem e adensamento com vibrador.

Os vinte moldes de corpos de prova preenchidos de concreto, e em seguida, depois de dois dias já desmoldados (observados na Figura 56). Sequencialmente armazenados dentro da câmara úmida para manter a cura do concreto.



Figura 55 – Perfis concretados.



Figura 56 – Corpos de prova com moldes e desmoldados.

Devido a pouca quantidade de corpos de prova ocorreu a necessidade de não se realizar o ensaio a compressão de uma das etapas de acordo com a norma para acompanhamento do ganho de resistência (no caso, a 7 dias). Os ensaios a compressão foram realizados a 14 dias de cura do concreto e 42 dias de cura (conforme apresentado na Tabela 16), e não a 28 dias de cura, como o habitual, devido ao recesso de fim de ano da LEC.

Tabela 16 – Resistência à compressão do concreto a diferentes idades.

Corpo de prova	Resistência à compressão do concreto (MPa)	
	14 dias	42 dias
CP1	19,41	26,43
CP2	20,56	26,54

A Figura 57 a seguir apresenta os corpos de prova rompidos a 42 dias de resistência, nota-se o formado cônico da ruptura.



Figura 57 – Ruptura dos dois corpos de prova a 42 dias de resistência.

A Figura 58 a seguir os valores de resistência à compressão do concreto em diferentes idades, sendo realizados ensaios sempre em dois corpos de prova para cada data definida, definindo-se uma média no resultado final da resistência à compressão do concreto. Após a data de 42 dias de resistência, todos os ensaios de ruptura dos corpos de prova foram realizados juntamente aos ensaios de compressão dos pilares mistos, obtendo-se uma evolução do concreto.

Segundo a NBR 12655 [64], para que ocorra uma aceitação do lote de concreto devem-se fazer algumas verificações quanto à resistência dos corpos de prova. Na presente dissertação realizou-se os cálculos a partir do “controle estatístico do concreto por amostragem parcial”, chegando ao valor final de resistência a compressão para o concreto $f_{ck} = 26,42$ MPa. Esta resistência foi inferior a pré-definida de 30 MPa, provavelmente devido a adição do super plastificante e não redução do fator água-cimento na concretagem.

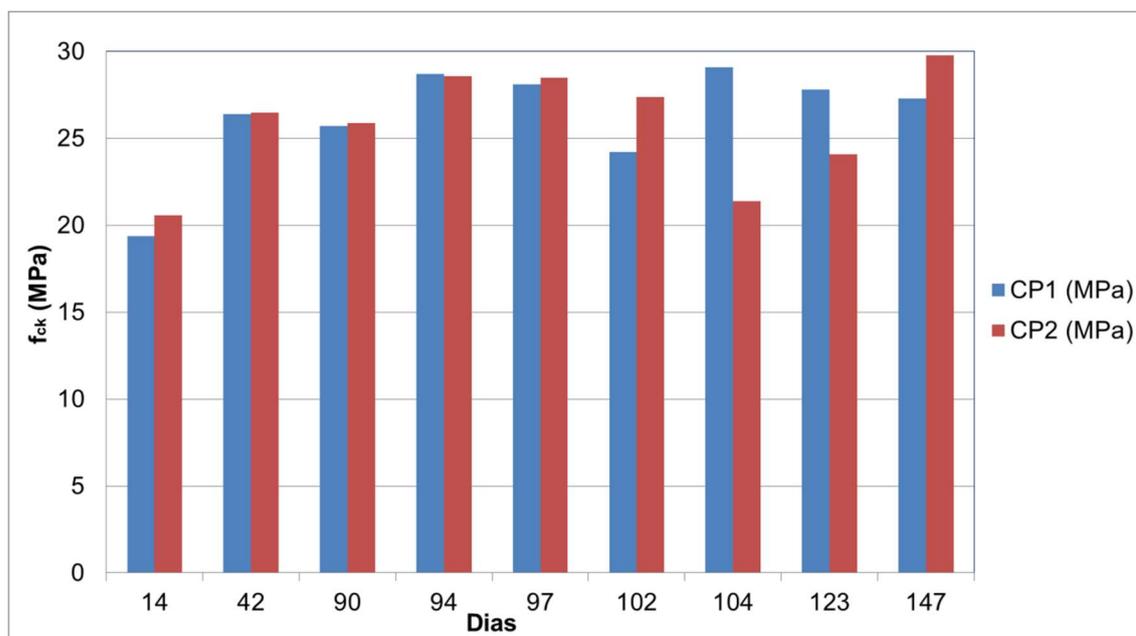


Figura 58 – Comparação entre os resultados de resistência a compressão do concreto em diferentes datas.

3.2.5 Instrumentação

Com todos os pilares preparados para o ensaio de compressão axial, a etapa seguinte consistiu em realizar a instrumentação dos mesmos para medir as deformações e os deslocamentos durante os ensaios, e por fim comparar o estudo teórico do EC4 1-1 [23] utilizado nos cálculos com o estudo experimental.

Segundo Assis [77], para se medir tensões e deformações em uma análise experimental podem ser usados diversos tipos de métodos baseados em 4 principais princípios: óticos, elétricos, termoelásticos e mecânicos. Um dos métodos mais utilizados (utilizado no presente estudo) é baseado no princípio elétrico, e é chamado de extensômetro de resistência elétrica, apresentado na Figura 59 e Figura 60.

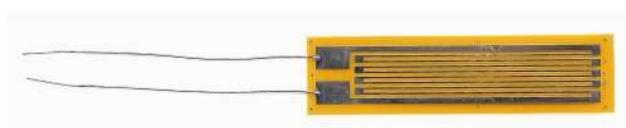


Figura 59 – Extensômetro de resistência elétrica em grande escala [78].



Figura 60 – Especificação do extensômetro usado nos pilares ensaiados.

Os extensômetros de resistência elétrica são transdutores (dispositivo que recebe um sinal e retransmite-o, independente do tipo de energia utilizada) formados por finos fios condutores de energia elétrica que apresentam variações no comprimento (alongamento ou encurtamento) da peça estudada, através da variação entre sua resistência elétrica. Ou seja, quando a peça sofre deformação, sua resistência elétrica também é alterada. O extensômetro mede essa variação de resistência, onde a parcela de mudança na resistência é proporcional a parcela de mudança no comprimento da peça, conforme Figura 61.

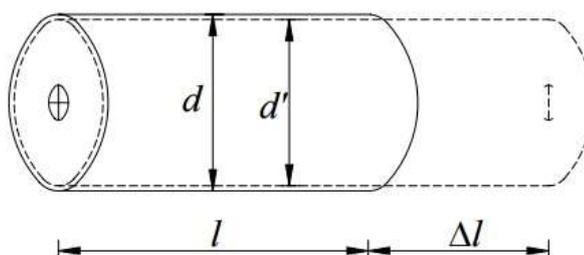


Figura 61 – Peça na sua estrutura inicial e peça deformada [79].

A seguir são mostradas fotos (Figura 63 e Figura 64) das etapas da instrumentação dos 4 pilares metálicos, com extensômetros presentes nas 4 faces de cada pilar e posicionados na metade da altura dos mesmos (onde a princípio apresentará as maiores deformações para os pilares de 1,0 m).

Por fim, para se medir pequenos deslocamentos ou posições retílineas com grande precisão foram utilizados transdutores de deslocamentos (LVDT – Linear Variable Differential Transducer), Figura 62.



Figura 62 – Transdutor de deslocamento da Gefran utilizado nos ensaios [80].

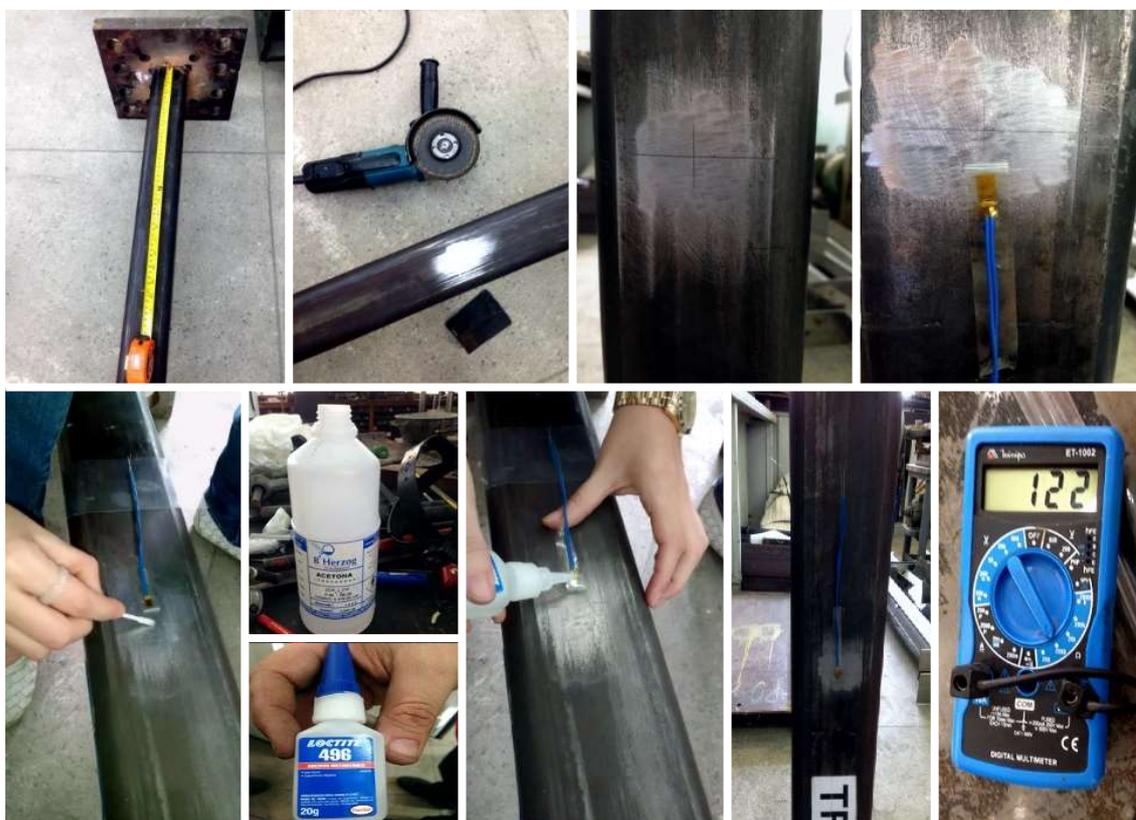


Figura 63 – Etapas da instrumentação.



Figura 64 – Pilares metálicos instrumentados.

3.2.6 Posicionamento dos ensaios

A imagem seguinte demonstra a montagem dos pilares na prensa hidráulica do laboratório LEC durante os ensaios, com o posicionamento dos transdutores de deslocamentos (V) e dos extensômetros (S) nos mesmos.

Sendo a instrumentação feita para a medição dos deslocamentos durante o ensaio em 8 pontos distintos (Figura 65) e para as deformações máximas sofridas em 4 pontos distintos.

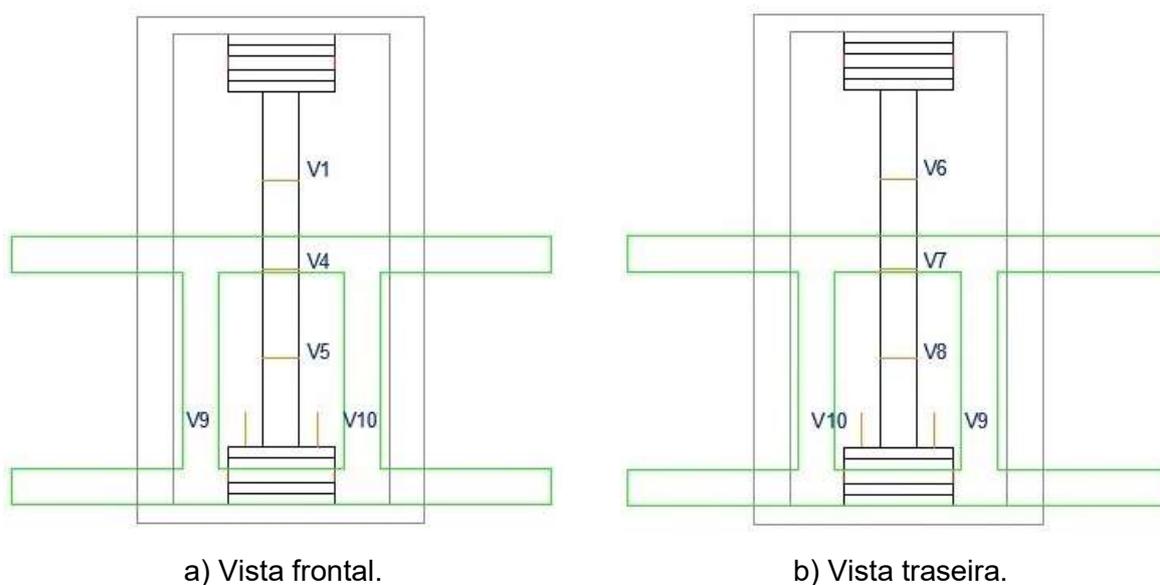


Figura 65 – Posicionamento dos transdutores de deslocamentos com a vista frontal e traseira, respectivamente.

A Figura 66 apresenta o esquema montado na prensa hidráulica para se posicionar os transdutores de deslocamentos durante o ensaio. A Figura 67 apresenta o esquema da posição de cada extensômetro e um dos pilares com os extensômetros já posicionados, respectivamente.



Figura 66 – Posicionamento dos transdutores de deslocamentos, ensaio TR-05_A_C_B.

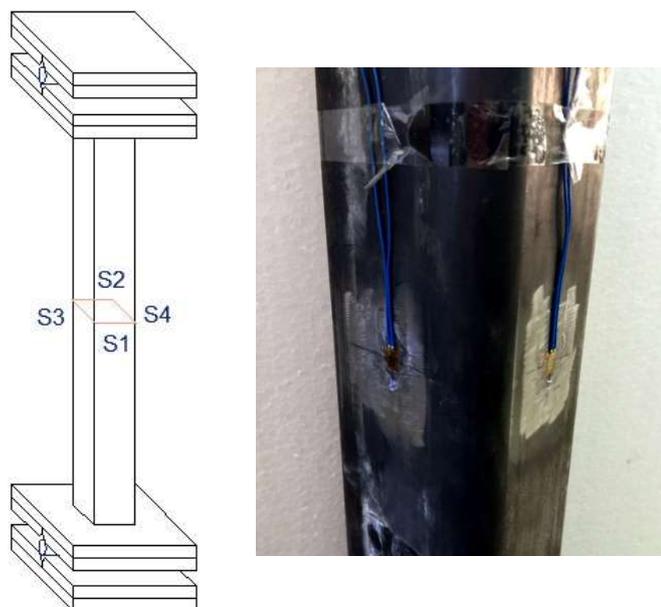


Figura 67 – Posicionamento dos extensômetros.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

4.1 Generalidades

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos durante os ensaios dos pilares de aço e dos pilares mistos, dimensionados através das normas europeias já citadas.

Os ensaios foram realizados em perfis de aço de seção 100 mm x 80 mm x 6,3 mm, em seções apenas de aço, preenchidas apenas por concreto e preenchidas com concreto armado com 4 barras de $\phi 6,3$ mm. Dentro destes grupos, os pilares foram separados de acordo com a altura dos mesmos, variando-os entre 1,0 m e 0,5 m. A realização dos ensaios para os pilares de 0,5 m foi mais simples (pilares curtos tendo a sua ruptura controlada por plastificação da seção, e não por flambagem), já que não havia a necessidade de simular a condição de apoio bi-rotulada. Já os pilares de 1,0 m foram mais complicados devido ao posicionamento (deveria ser feito de forma a gerar a menor quantidade de excentricidades, minimizando suas imperfeições iniciais durante o ensaio) dos mesmos sobre as placas chanfradas e o rolo móvel que simulavam as rótulas superior e inferior, para a avaliação da flambagem.

Os gráficos apresentados, na sua maioria, consideram curvas carga *versus* deslocamento e curvas carga *versus* deformação.

A Tabela 17 apresenta a relação entre os valores de carga máxima encontrados nos ensaios e os calculados através do EC4 1-1 [23]. Vale ressaltar que os valores teóricos calculados são tanto para plastificação da seção ($N_{pl,Rd}$) quanto para flambagem ($N_{b,Rd}$), sendo que nos pilares de 1,0 m de altura, a flambagem controla o dimensionamento e os de 0,5 m são controlados pela plastificação da seção.

Através da relação entre a carga experimental e a carga teórica apresentada na Tabela 17 foi possível verificar que os valores de carga nos ensaios foram maiores que os calculados através do EC4 1-1 [23].

Tabela 17 – Tabela comparativa entre os resultados experimentais encontrados nos ensaios e os teóricos calculados através do EC4 1-1 [23].

ENSAIOS	L (m)	N_{exp} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{exp}/N_{teórico}$
TR-03_A	1,00	962,34	805,73	642,82	1,50
TR-04_A	1,00	839,08	805,73	642,82	1,31
TR-01_A_C	1,00	885,13	958,30	822,90	1,08
TR-06_A_C	1,00	1059,60	958,30	822,90	1,29
TR-02_A_C_B	1,00	936,17	1020,64	869,76	1,08
TR-05_A_C_B	1,00	994,84	1020,64	869,76	1,14
TR-07_A	0,50	1032,41	805,73	-	1,28
TR-09_A	0,50	1022,36	805,73	-	1,27
TR-08_A_C	0,50	1125,69	958,30	-	1,17
TR-10_A_C	0,50	1178,59	958,30	-	1,23
TR-11_A_C_B	0,50	1271,72	1020,64	-	1,25
TR-12_A_C_B	0,50	1310,79	1020,64	-	1,28

4.2 Apresentação das curvas carga *versus* deslocamento vertical

4.2.1 Pilares de 0,5 m

A seguir são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento vertical dos seis ensaios de pilares de 0,5 m de altura.

A apresentação das curvas carga *versus* deslocamento de todos os pilares de 0,5 m de altura juntos no mesmo gráfico ajuda a comparar o comportamento entre os mesmos, mostrando que todos apresentam uma curva controlada pela plastificação da seção e posterior flambagem local no meio do pilar e próximos aos apoios, onde a mesma chega a um pico de carga e depois se mantém praticamente constante por algum tempo, e em seguida, decresce a uma variação menor de deslocamento.

A Figura 68 mostra que os pilares apenas de aço apresentam curvas com valores de carga máxima menores, e uma curva com um pico de carga menos

acentuada e distribuída de forma mais constante após o pico devido ao seu material. Já as curvas de aço com concreto e aço com concreto e armadura atingem cargas máximas maiores, o que ocorre devido ao acréscimo de resistência do concreto e da armadura longitudinal no seu interior. Porém, este mesmo acréscimo de material modifica a distribuição das curvas, de forma que as mesmas possuam deslocamentos maiores durante uma pequena variação de carregamento após o pico (maior ductilidade) que as curvas dos pilares formados apenas por aço, devido a deformação sofrida pelo concreto no seu interior.

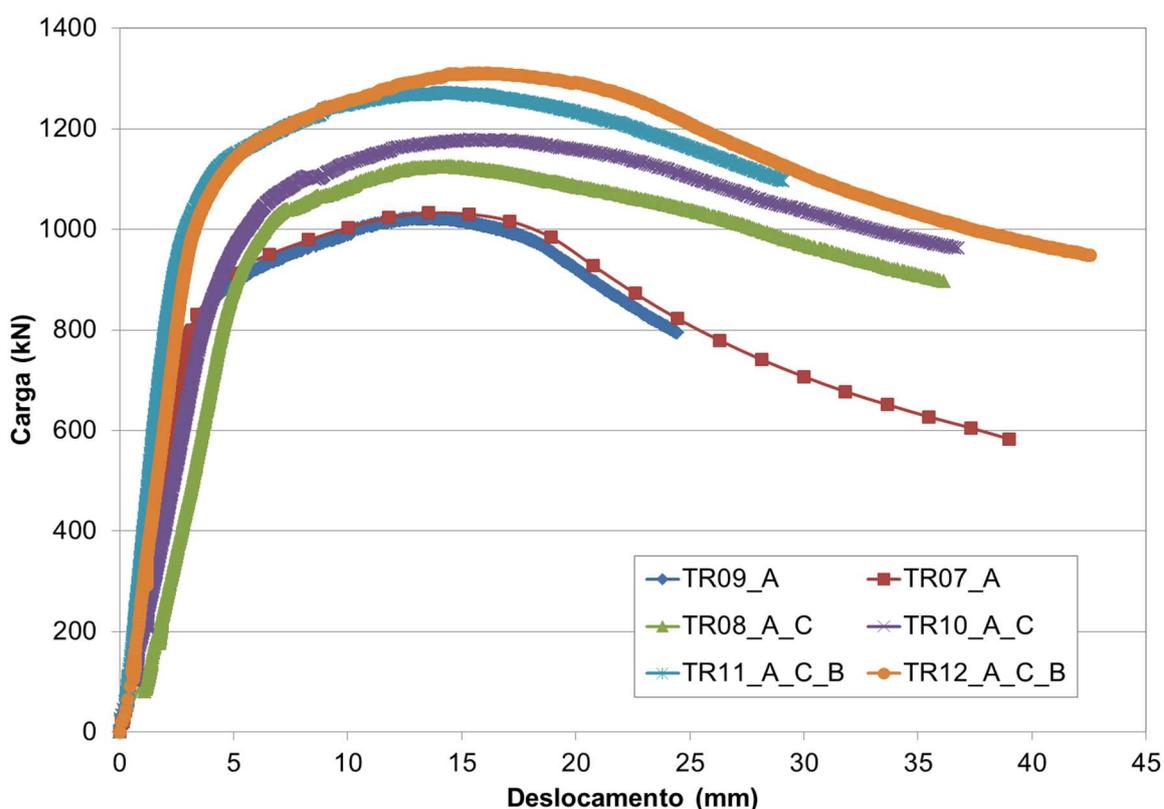


Figura 68 – Curvas carga *versus* deslocamento.

A Figura 69 apresenta os pilares de 0,5 m de altura submetidos a esforços de compressão até a plastificação de suas seções. As deformadas de todos os ensaios caracterizam-se por pontos de rótulas plásticas, originadas próximas à metade da altura e aos apoios, devido à flambagem local ocorrida após a plastificação.



a) TR-07_A



b) TR-09_A



c) TR-11_A_C_B



d) TR-08_A_C



e) TR-10_A_C



f) TR-12_A_C_B

Figura 69 – Deformadas dos pilares de 0,5 m de altura após os ensaios (para a condição de extremidade: engaste-engaste).

4.2.2 Pilares de 1,0 m

A seguir são mostrados os resultados em termos de curvas carga *versus* deslocamento vertical dos seis ensaios de pilares de 1,0 m de altura.

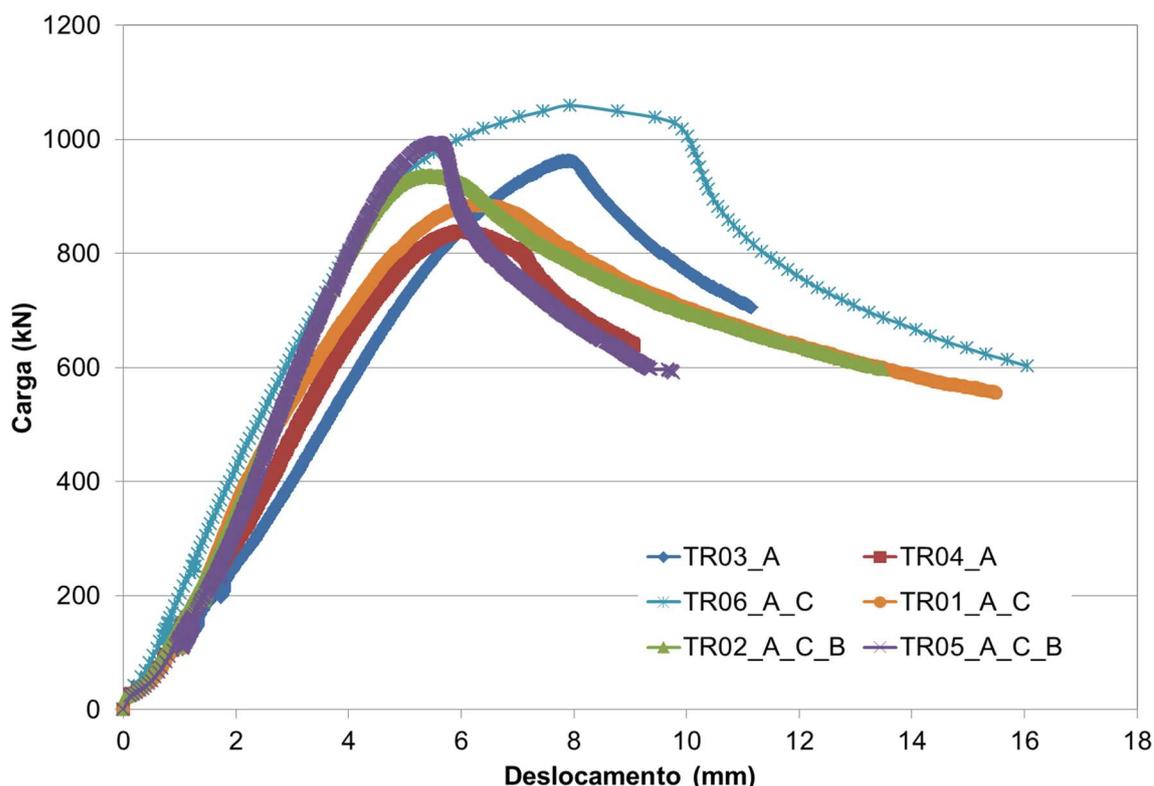


Figura 70 – Curvas carga *versus* deslocamento.

Na Figura 70 é possível observar que todos os pilares de 1,0 m de altura apresentam uma curva controlada por flambagem, atingindo uma carga de pico e depois decrescendo de forma acentuada.

Os pilares apenas de aço apresentam curvas com valores de carga máxima menores, e uma curva com um pico de carga menos acentuada e distribuída de forma mais constante após o pico devido ao seu material. Já as curvas de aço com concreto e com armadura atingem cargas máximas de valores variáveis, sendo um de valor quase igual ao pilar apenas de aço e outro de valor superior, provavelmente devido ao acréscimo de resistência do concreto e da armadura longitudinal. Este mesmo acréscimo de material altera a distribuição das curvas, de forma que as

mesmas sejam mais variáveis após o pico de carga que as curvas dos pilares formados apenas por aço, devido à deformação sofrida pelo concreto no seu interior.

Os pilares de aço com concreto também possuem uma variação em relação à carga máxima, sendo o TR01_A_C com um valor de carga máxima mais próxima do esperado, abaixo dos pilares de aço com concreto e com armadura, e o TR06_A_C com um valor de carga máxima superior aos pilares de aço com concreto e com armadura. Ambos possuem um comportamento em relação à ductilidade inicial e a curva pós pico de carga próximo do comportamento caracterizado por pilares controlados pela flambagem.

Através da inclinação inicial das curvas, é possível verificar que para os pilares apenas de aço, a rigidez inicial é menor do que nos pilares de aço com concreto e com armadura e dos pilares de aço com concreto, devido ao acréscimo do concreto e da armadura no seu interior.

A Figura 71 apresenta a deformada final dos pilares de 1,0 m de altura onde, devido ao índice de esbeltez normalizado intermediário na curva de flambagem, pode-se observar a flambagem global do pilar concomitantemente com a plastificação de suas seções. As deformadas de todos os ensaios são caracterizadas por um deslocamento lateral máximo próximo a metade da altura dos pilares, no sentido perpendicular do eixo de menor inércia, devido à flambagem global ocorrida em relação a este eixo.



a) TR-03_A



b) TR-04_A



c) TR-02_A_C_B



d) TR-01_A_C



e) TR-06_A_C



f) TR-05_A_C_B

Figura 71 – Imagens dos pilares de 1,0 m de altura deformados após os ensaios (para a condição de extremidade: livre-livre).

4.2.3 Pilares somente em aço

De forma a comparar os resultados obtidos nos ensaios em função da utilização das duas alturas diferentes, apresentam-se, a seguir, os resultados para cada tipo de pilar ensaiado.

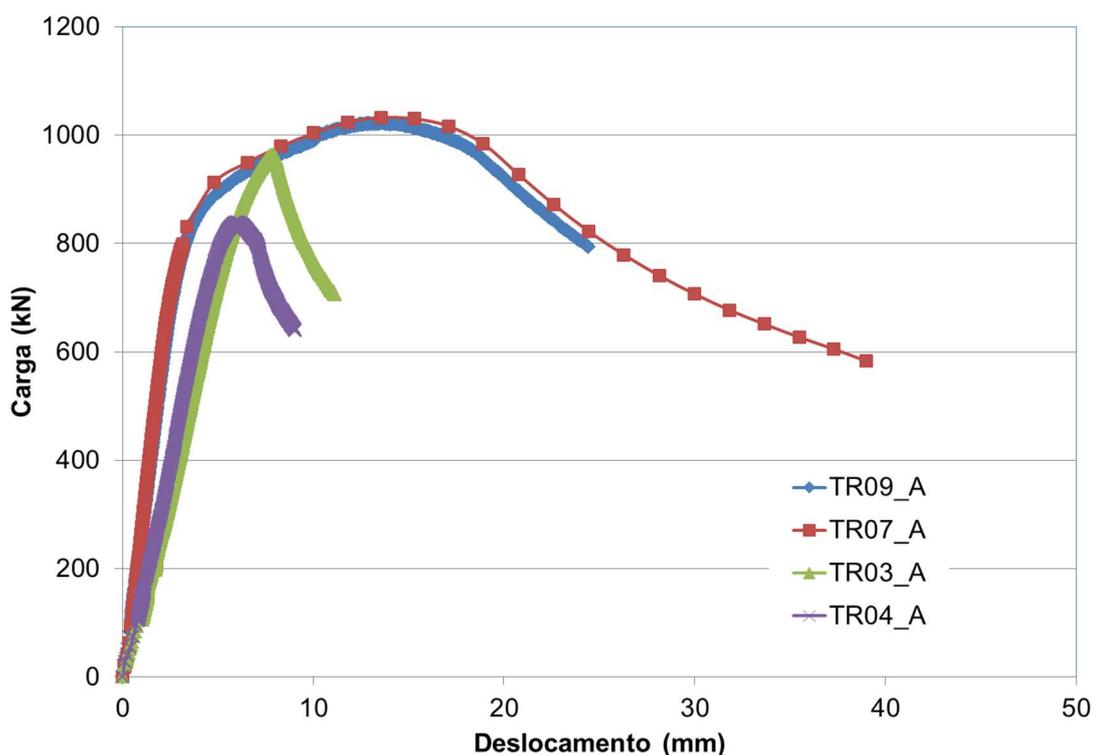


Figura 72 – Curvas carga *versus* deslocamento pilares de aço.

Na Figura 72 são apresentados os pilares de aço de 0,5 m de altura controlados pela plastificação da seção e os pilares de 1,0 m de altura controlados por flambagem, onde a diferença das curvas pode claramente ser observada.

Os pilares controlados por plastificação da seção apresentam curvas com picos de carga menos acentuados e decrescem de forma mais gradual. Já os pilares controlados por flambagem atingem sua carga máxima de pico e logo em seguida perdem resistência de forma mais acentuada.

4.2.4 Pilares em aço preenchidos com concreto

A seguir são mostrados os resultados em termos de curvas carga *versus* deslocamento vertical dos quatro ensaios realizados para pilares de aço preenchidos com concreto.

Na Figura 73 são apresentados os pilares de aço preenchidos com concreto de 0,5 m de altura controlados pela plastificação da seção e os pilares de 1,0 m de altura controlados por flambagem, respectivamente. Nota-se que a adição do concreto provém um aumento na resistência final dos pilares.

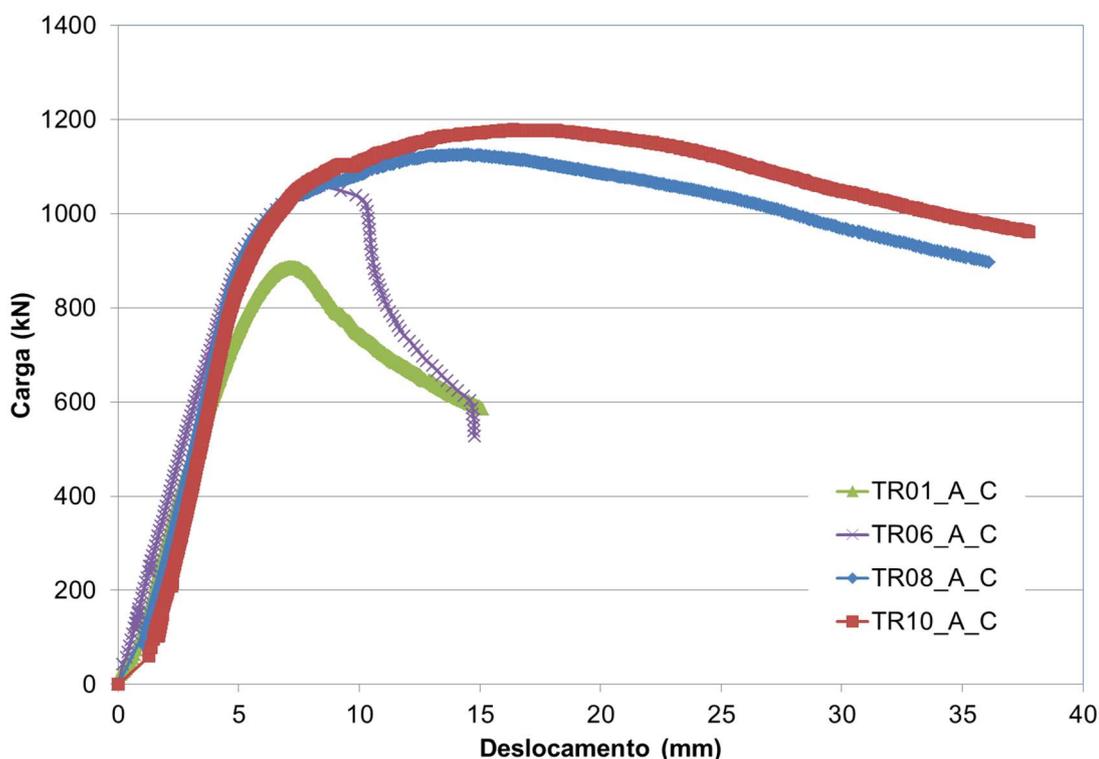


Figura 73 – Curvas carga *versus* deslocamento pilares de aço com concreto.

Assim como os pilares apenas em aço, os pilares em aço preenchidos com concreto controlados por plastificação da seção apresentam curvas com picos de carga menos acentuados e permanecem quase constantes por mais tempo, com uma variação de deslocamento pequena e gradual. Já os pilares em aço

preenchidos com concreto controlados por flambagem atingem sua carga máxima de pico e logo em seguida resistência de forma mais acentuada.

4.2.5 Pilares em aço preenchidos com concreto e com armadura

A seguir são mostrados os resultados em termos de curvas carga *versus* deslocamento vertical dos quatro ensaios realizados para pilares de aço preenchidos com concreto e com armadura.

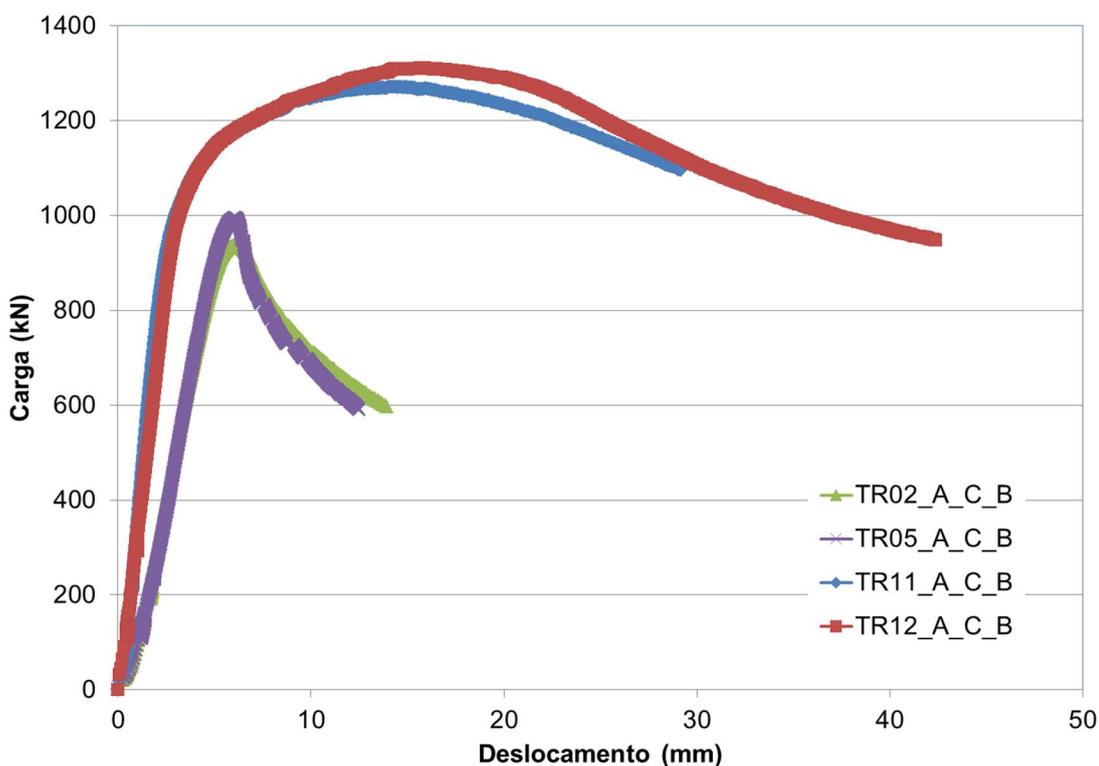


Figura 74 – Curvas carga *versus* deslocamento pilares de aço com concreto e armadura.

Assim como a Figura 72 e Figura 73, a Figura 74 também apresenta os pilares de 0,5 m de altura controlados pela plastificação da seção e os pilares de 1,0 m de altura controlados por flambagem, porém, com o acréscimo do concreto e da armadura longitudinal. As curvas comportam-se de maneira similar, onde a diferença entre elas é bem visível.

Os pilares do presente gráfico comportam-se da mesma forma que os pilares apenas em aço, porém atingindo resistências maiores de pico. Os pilares controlados por plastificação da seção apresentam curvas com picos de carga menos acentuada e permanecem quase constantes por mais tempo, com uma variação de deslocamento pequena e gradual possuindo maior ductilidade. Já os pilares controlados por flambagem atingem sua carga máxima de pico e logo em seguida perdem a sua resistência abruptamente.

4.3 Apresentação das curvas carga *versus* deformação

Com o objetivo de se avaliar a influência de possíveis imperfeições iniciais ou excentricidades no sistema de aplicação de carga com condições de contorno que simulassem um pilar bi-rotulado, esta seção apresenta alguns resultados obtidos com os extensômetros posicionados na metade da altura dos pilares.

4.3.1 Ensaio do pilar TR-09_A

A seguir são mostradas as curvas carga *versus* deformação do ensaio do pilar TR-09_A, apenas em aço com 0,5 m de altura, separados em dois gráficos contendo os pares de extensômetros posicionados simetricamente.

A Figura 75 e a Figura 76 apresentam os extensômetros opostos do pilar de 0,5 m de altura, sendo a primeira referente aos extensômetros contidos na face de maior dimensão e a segunda na face de menor dimensão.

O pilar de 0,5 m é um pilar considerado curto, já que seu índice de esbeltez normalizado é baixo (menor que 0,2), o que fez com que a sua ruína seja controlada por plastificação da seção, e posterior flambagem local no meio do pilar e próximas aos apoios também. Desta forma, a deformação do pilar tende a ocorrer por igual para todas as faces (por esmagamento do aço), o que é representado nos gráficos acima, onde se pode observar que todas as curvas atingem uma carga máxima parecida e tendem a deformar para o mesmo lado, concretizando que ocorre compressão aproximadamente igual em todas as faces do pilar.

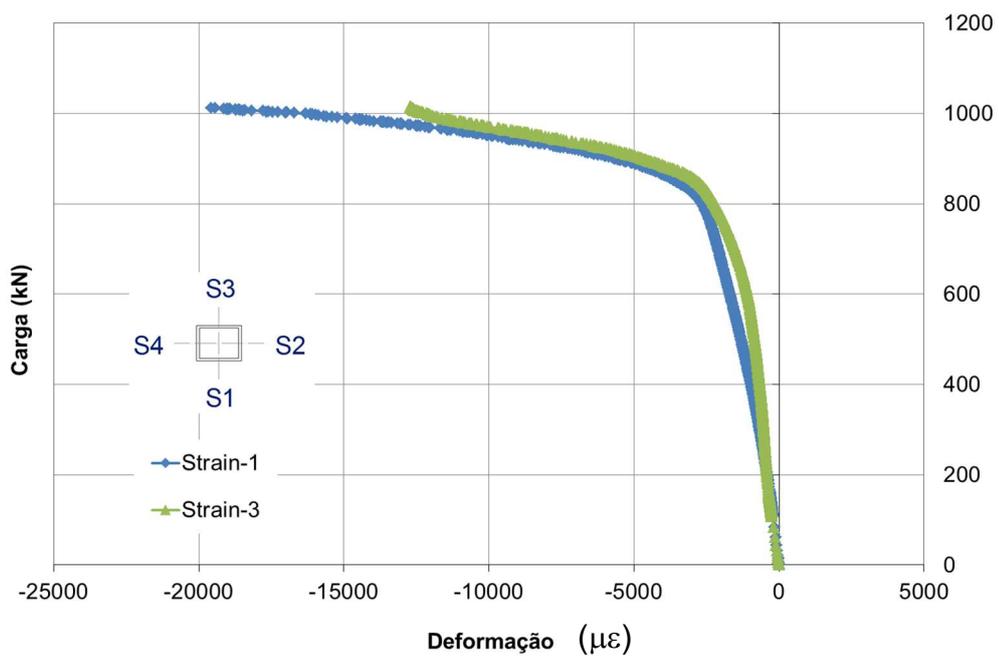


Figura 75 – Curvas carga versus deformação – TR-09_A – S1 & S3.

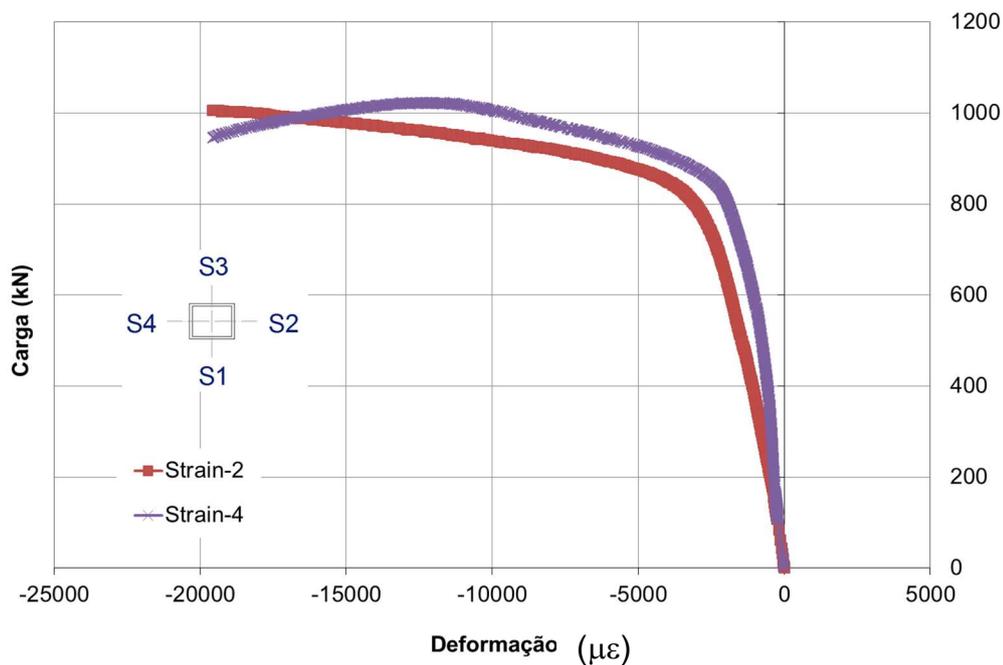


Figura 76 – Curvas carga versus deformação – TR-09_A – S2 & S4.

4.3.2 Ensaio do pilar TR-05_A_C_B

A seguir são mostrados os resultados em termos de curvas carga *versus* deformação do ensaio do pilar TR-05_A_C_B, formado de aço e preenchido com concreto e com armadura, com 1,0 m de altura, novamente separados em dois gráficos, contendo as duplas de extensômetros posicionados simetricamente.

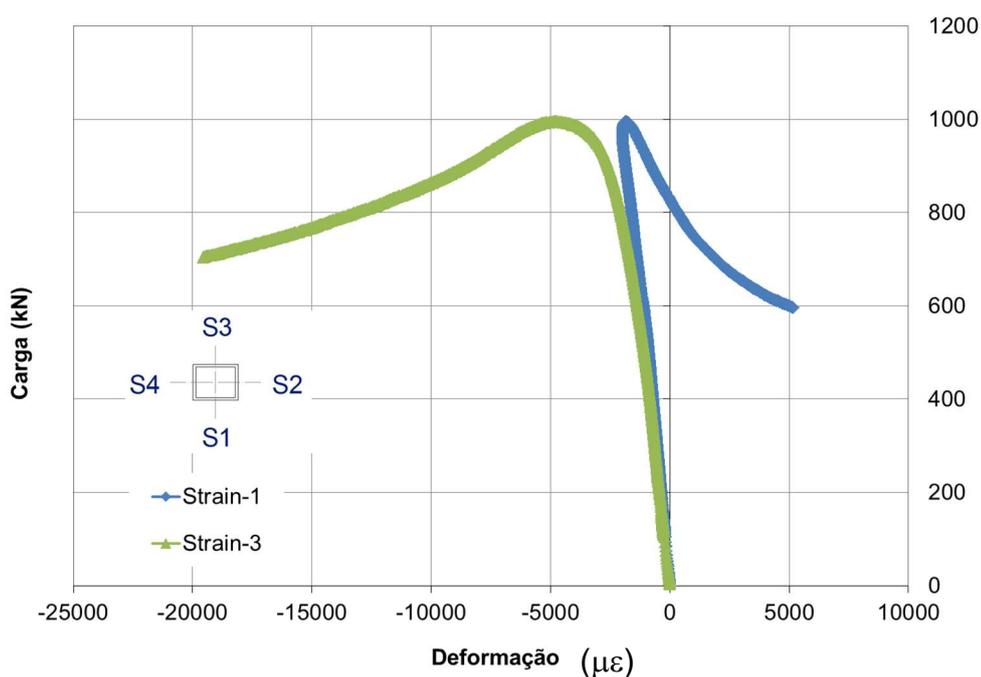


Figura 77 – Curvas carga *versus* deformação – TR-05_A_C_B – S1 & S3.

Ambos os gráficos contidos na Figura 77 e na Figura 78 apresentam os extensômetros opostos do pilar de 1,0 m de altura, sendo que o primeiro contém os extensômetros nas faces de maior dimensão e o segundo nas faces de menor dimensão.

O pilar de 1,0 m de altura é um pilar considerado intermediário devido ao seu índice de esbelteza normalizado, o que faz com que a sua ruína seja controlada por flambagem. Desta forma, a deformação do pilar tende a ocorrer de forma antissimétrica no primeiro gráfico, pois é onde estão representadas as faces paralelas ao eixo de menor inércia definido para ocorrer a flambagem (simulada através das placas chanfradas e do rolo móvel contidas na direção deste mesmo eixo). Assim, nota-se que a deformação medida pelo extensômetro 1 dirige-se para o

lado esquerdo, caracterizando compressão, e a deformação medida pelo extensômetro 3 para o lado direito, caracterizando deformações de tração após atingir a carga máxima. Já no segundo gráfico ocorrem deformações de forma simétrica, já que não é o eixo definido para rotação, caracterizando apenas compressão conduzindo ao esmagamento do pilar.

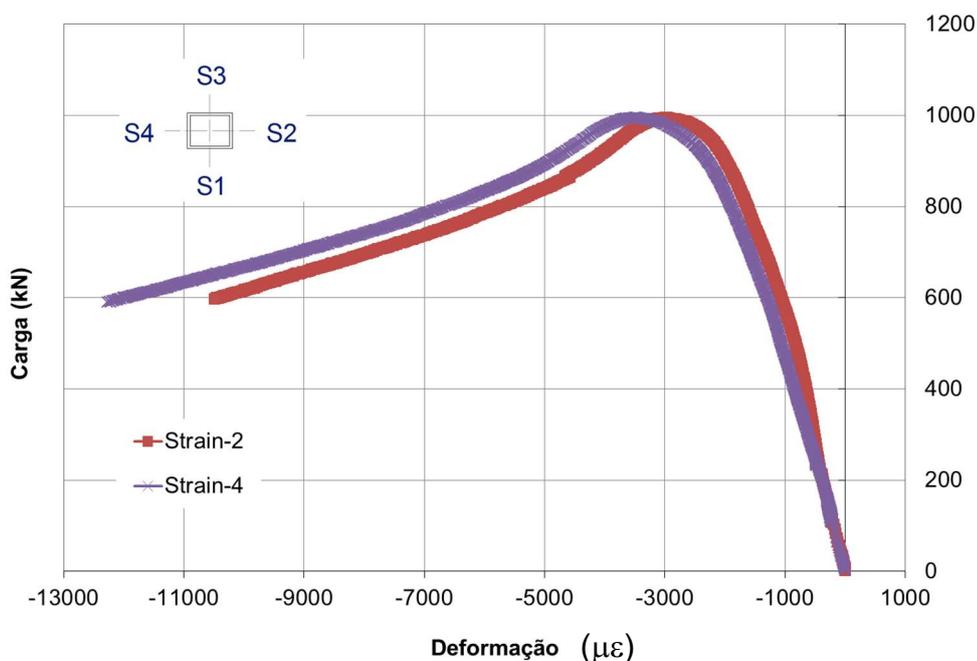


Figura 78 – Curvas carga *versus* deformação – TR-05_A_C_B – S2 & S4.

4.4 Apresentação das curvas altura *versus* deslocamento horizontal

Com o objetivo de se avaliar as reais condições de contorno utilizadas nos ensaios, esta seção apresenta os resultados obtidos com os transdutores de deslocamento posicionados horizontalmente.

Os gráficos apresentam na vertical, três pontos escolhidos ao longo da altura do pilar, e na horizontal, seus respectivos deslocamentos para diversos níveis de carregamento aplicado. Estes resultados foram medidos através de seis transdutores de deslocamento posicionados em três pontos diferentes ao longo da altura dos pilares: a 0,75 m, 0,5 m e a 0,25 m de distância da base, respectivamente.

Os gráficos apresentados evidenciam que a condição de apoio bi-rotulada funcionou corretamente para os pilares de 1,0 m de altura, já que as curvas mostram

uma configuração deformada tendendo para um coeficiente de comprimento efetivo de flambagem, $k = 1,0$.

4.4.1 Ensaio do pilar TR-03_A

A seguir são mostradas as curvas de altura da coluna *versus* deslocamento lateral do ensaio do pilar TR-03_A, apenas em aço e com 1,0 m de altura para diversos níveis de carregamento.

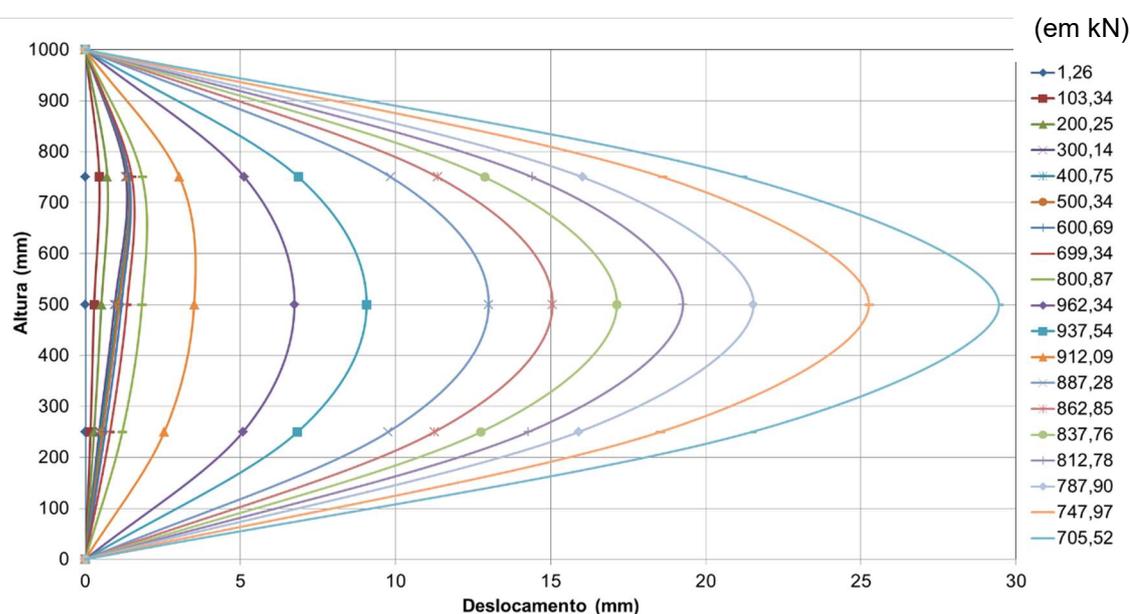


Figura 79 – Curvas altura da coluna *versus* deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-03_A.

Na Figura 79 é possível perceber que para cargas inferiores a carga máxima (962,34 kN), as curvas apresentam um comportamento similar ao de $k=0,7$, pilar engastado em um apoio e rotulado no outro. Conforme o carregamento aumenta, os deslocamentos horizontais vão se ajustando até se tornarem deslocamentos condizentes a um pilar de condição de apoio bi-rotulado, com sua ruína controlada por flambagem.

4.4.2 Ensaio do pilar TR-04_A

A seguir são mostrados os resultados em termos de curvas altura da coluna *versus* deslocamento lateral do ensaio do pilar TR-04_A, apenas de aço e com 1,0 m altura para diversos níveis de carregamento.

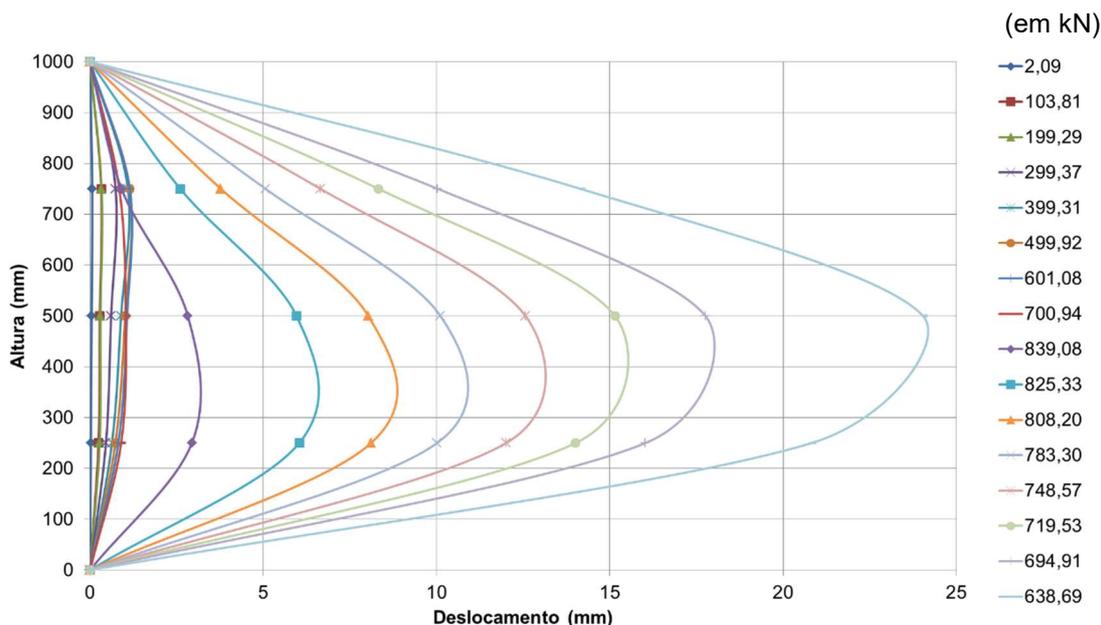


Figura 80 – Curvas altura da coluna *versus* deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-04_A.

Da mesma forma que na Figura 79, a Figura 80 também apresentou o mesmo tipo de variação no valor de k antes da carga máxima e após a carga máxima, devido, provavelmente, a ajustes no deslocamento horizontal dos pilares conforme as excentricidades geradas durante a montagem dos apoios rotulados.

4.4.3 Ensaio do pilar TR-02_A_C_B

A seguir são mostradas as curvas de altura da coluna *versus* deslocamento lateral do ensaio do pilar TR-02_A_C_B, formada de aço e preenchida de concreto e armadura e com 1,0 m de altura.

A Figura 81 mostra que a tendência de flambagem do pilar estava voltada para um sentido, e após atingir a carga máxima, houve uma inversão do sentido da flambagem. Além da inversão, o gráfico também apresenta que a partir de um certo valor de carga (784,05 kN), o curso de um dos transdutores de deslocamento foi perdido, representado pelo ponto fixo criado nas curvas mais externas na parte superior do gráfico.

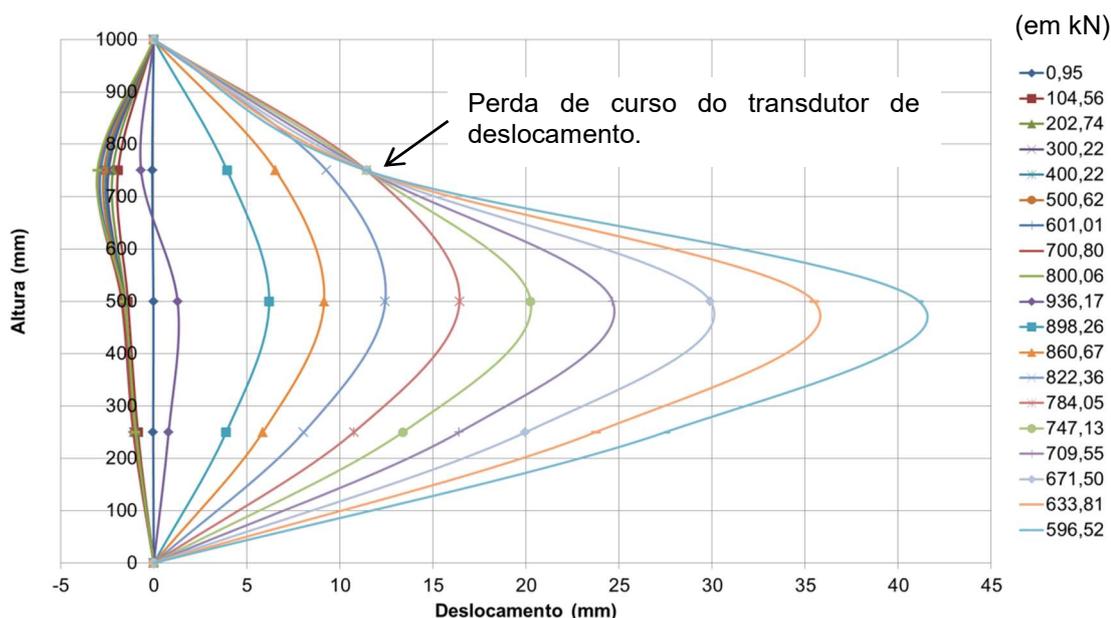


Figura 81 – Curvas altura da coluna *versus* deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-02_A_C_B.

4.4.4 Ensaio do pilar TR-05_A_C_B

A seguir são mostradas as curvas de altura da coluna *versus* deslocamento lateral do ensaio do pilar TR-05_A_C_B, formado de aço e preenchido de concreto e armadura e com 1,0 m de altura.

Assim como nos casos anteriores, a Figura 82 também apresentou o mesmo tipo de variação no valor de k antes da carga máxima e após a carga máxima, devido, provavelmente, a ajustes no deslocamento horizontal dos pilares conforme as excentricidades geradas durante a montagem dos apoios rotulados.

A Figura 83 apresenta a diferença de sistema de apoio utilizado nos ensaios. Em alguns casos foram utilizadas placas de apoio de espessuras igual a 20 mm e em outros casos, igual a 30 mm.

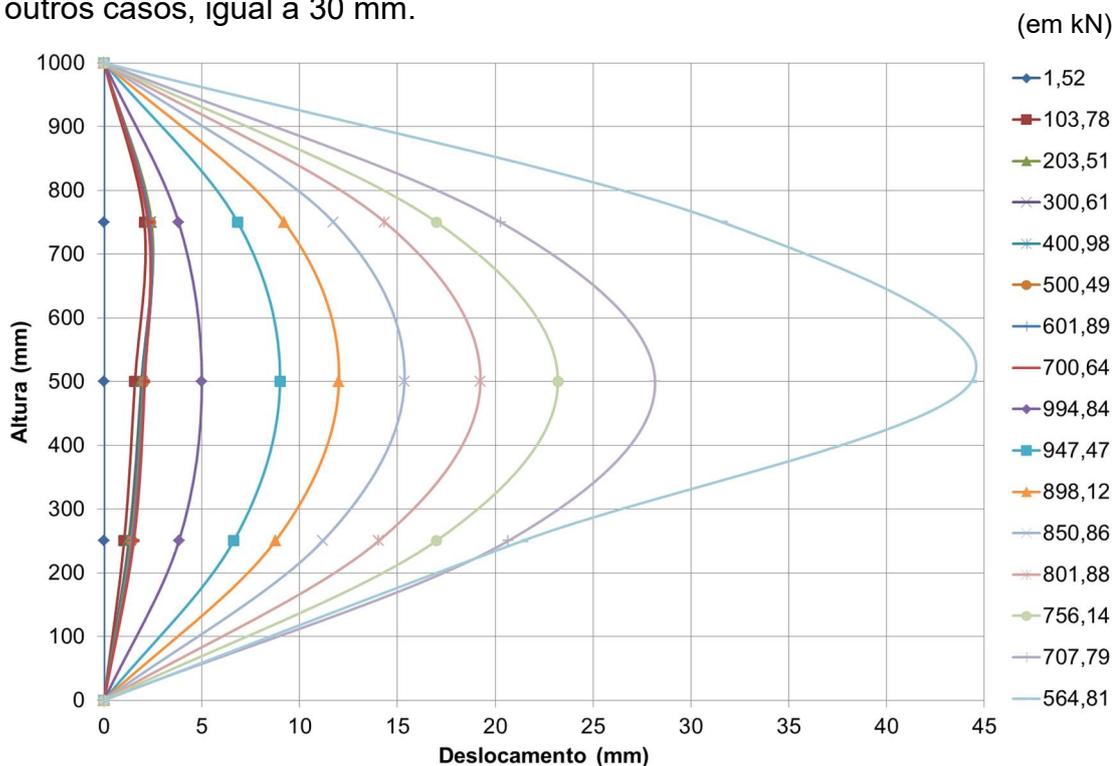


Figura 82 – Curvas altura da coluna *versus* deslocamento lateral para diferentes níveis de carga – TR-05_A_C_B.

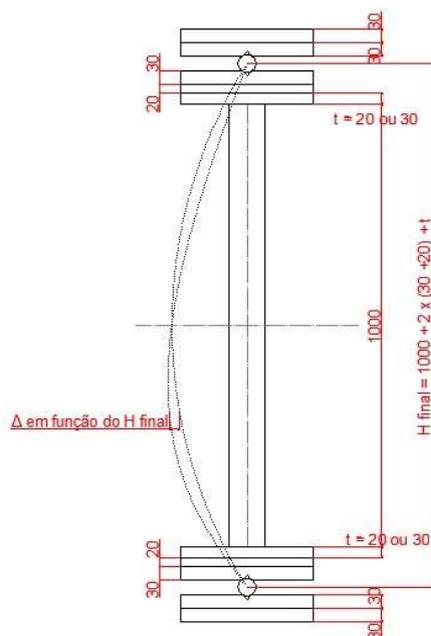


Figura 83 – Sistema de condição de apoio dos pilares, variando espessura das placas.

É possível observar que em alguns ensaios anteriormente, o coeficiente de comprimento efetivo de flambagem k não foi exatamente igual a 1,0, tendo em vista a perda de simetria em relação ao eixo horizontal do sistema. A rótula que permite a rotação do pilar (e conseqüentemente, caracterizar a condição de apoio como bi-rotulada) é o cilindro metálico, sendo a altura entre os dois cilindros maior que a altura do pilar propriamente dita e ainda, a diferença entre espessuras de placas usadas na base e no topo do pilar, modificam a simetria existente em relação ao eixo horizontal do conjunto, modificando assim, o comprimento efetivo de flambagem do pilar. Nota-se também que o ponto onde ocorre o deslocamento lateral máximo do pilar pode ser alterado, não ocorrendo, obrigatoriamente, na metade da altura do mesmo.

4.5 Apresentação das curvas de flambagem

Os gráficos a seguir apresentam as curvas de flambagem para cada tipo de conjunto separadamente (aço, aço com concreto e aço com concreto e armadura), com cada gráfico contendo duas curvas (curva a para perfis de aço sem costura e curva c para perfis de aço com costura) de acordo com o EC3 1-1 [28] e os pontos de cada ensaio.

Os gráficos apresentam na vertical a carga máxima atingida, e na horizontal, o índice de esbeltez normalizado levando em consideração os comprimentos críticos diferenciados para ensaios de 0,5 m de altura ($k = 0,5$) e para ensaios de 1,0 m ($k = 1,0$). Todavia, para os pilares curtos, o valor de k não influencia o resultado, tendo em vista que o Estado Limite Último que controlou o dimensionamento dos mesmos foi plastificação da seção.

4.5.1 Pilares em aço

A seguir são mostrados os resultados para $N_{m\acute{a}x}$ *versus* $\bar{\lambda}$ de todos os pilares formados apenas de aço, de 0,5 m e 1,0 m de altura.

Com os pontos referentes a cada ensaio juntamente com as curvas de flambagem, representadas na Figura 84, torna-se possível avaliar a real curva que deve ser usada para os perfis utilizados no ensaio, ou seja, se deve ser considerada curva c para perfis com costura ou curva a para perfis sem costura.

Nota-se que os ensaios TR-09_A e TR-07_A foram colocados no gráfico apenas a título de ilustração, já que são pilares curtos e seu valor de esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ é menor que 0,2. Já os ensaios TR-03_A e TR-04_A são pilares intermediários de 1,0 m de altura, controlados por flambagem, e que mostram valores mais significantes de avaliação nas curvas. Ambos os resultados são superiores a curva a obtida através das prescrições normativas do EC4 1-1 [23] com o fator de imperfeição α (ver Tabela 7) relativo à curva a. Isso pode indicar que o dimensionamento destes perfis com costura conduziria a valores antieconômicos, quando, na verdade, poderiam ser dimensionados como perfis sem costura. Obviamente, mais ensaios devem ser realizados com outras seções transversais e diferentes comprimentos de flambagem de forma a aumentar a gama de resultados e a confiabilidade de tal afirmação.

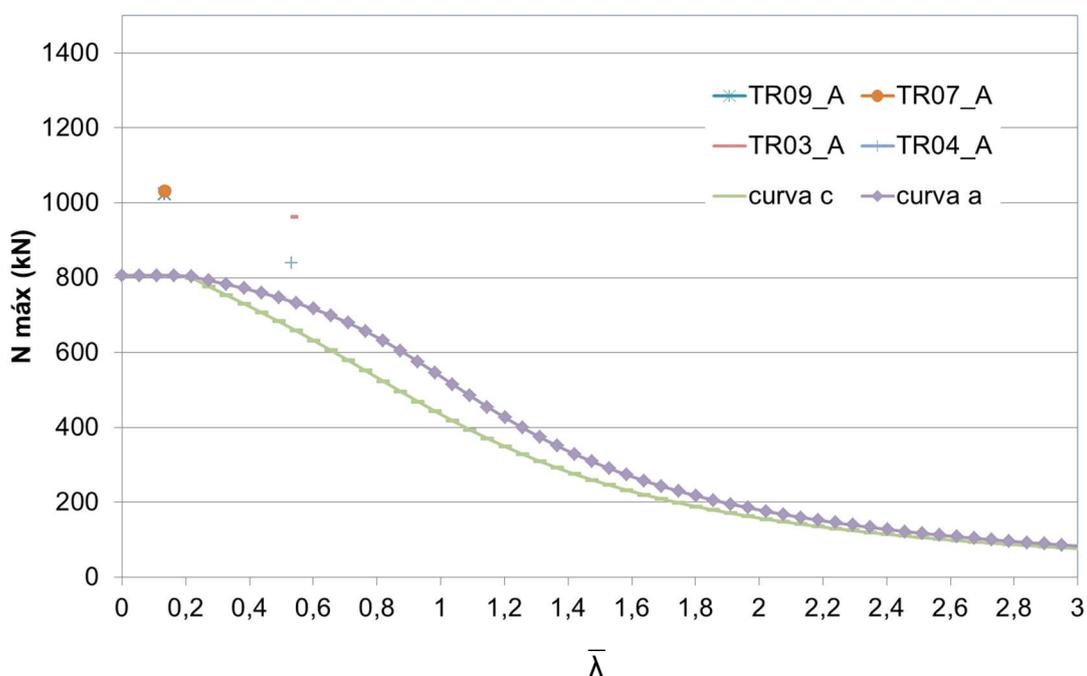


Figura 84 – Curvas N máx versus $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço.

4.5.2 Pilares em aço preenchidos com concreto

Na Figura 85 são mostrados os resultados para N máx *versus* $\bar{\lambda}$ de todos os pilares formados de aço e preenchidos de concreto, de 0,5 m e 1,0 m de altura.

Da mesma forma que apresentado anteriormente, os ensaios TR-08_A_C e TR-10_A_C foram colocados no gráfico apenas para efeito ilustrativo, já que são pilares curtos caracterizados por um índice esbeltez normalizado $\bar{\lambda}$ menor que 0,2, caracterizando pilares onde não ocorre flambagem global, ou seja, o Estado Limite Último que controla o dimensionamento é a plastificação da seção.

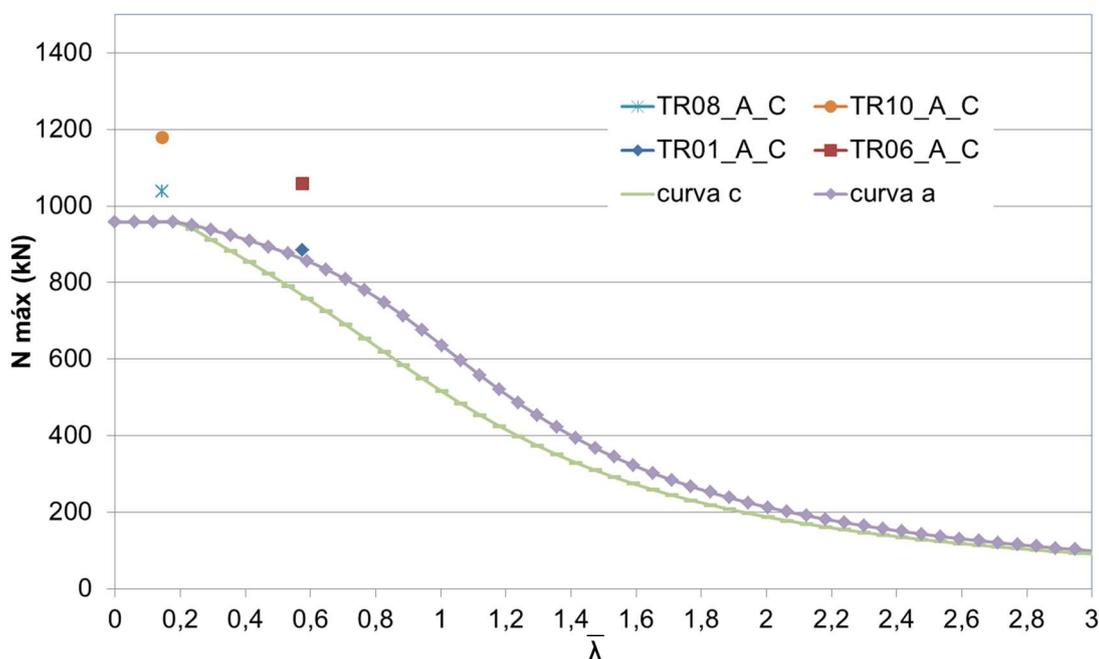


Figura 85 – Curvas N máx *versus* $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço com concreto.

Os pilares intermediários de 1,0 m foram controlados por flambagem (TR-01_A_C e TR-06_A_C), onde seus índices de esbeltez normalizados são calculados levando em consideração a soma das resistências de todos os materiais envolvidos (aço e concreto). Ambos os pilares TR-01_A_C e TR-06_A_C apresentaram valores superiores a curva a, o que pode vir a indicar que o dimensionamento destes perfis com costura conduziria a valores antieconômicos, quando, na verdade, poderiam ser dimensionados como perfis sem costura. Como os valores referentes a cada ensaio

resultaram em grandes diferenças de resistência, mais ensaios são necessários para garantir esta afirmação.

4.5.3 Pilares em aço preenchidos com concreto e com armadura

Na Figura 86 são mostrados os resultados para N máx *versus* $\bar{\lambda}$ de todos os pilares formados de aço e preenchidos de concreto e armadura, de 0,5 m e 1,0 m de altura.

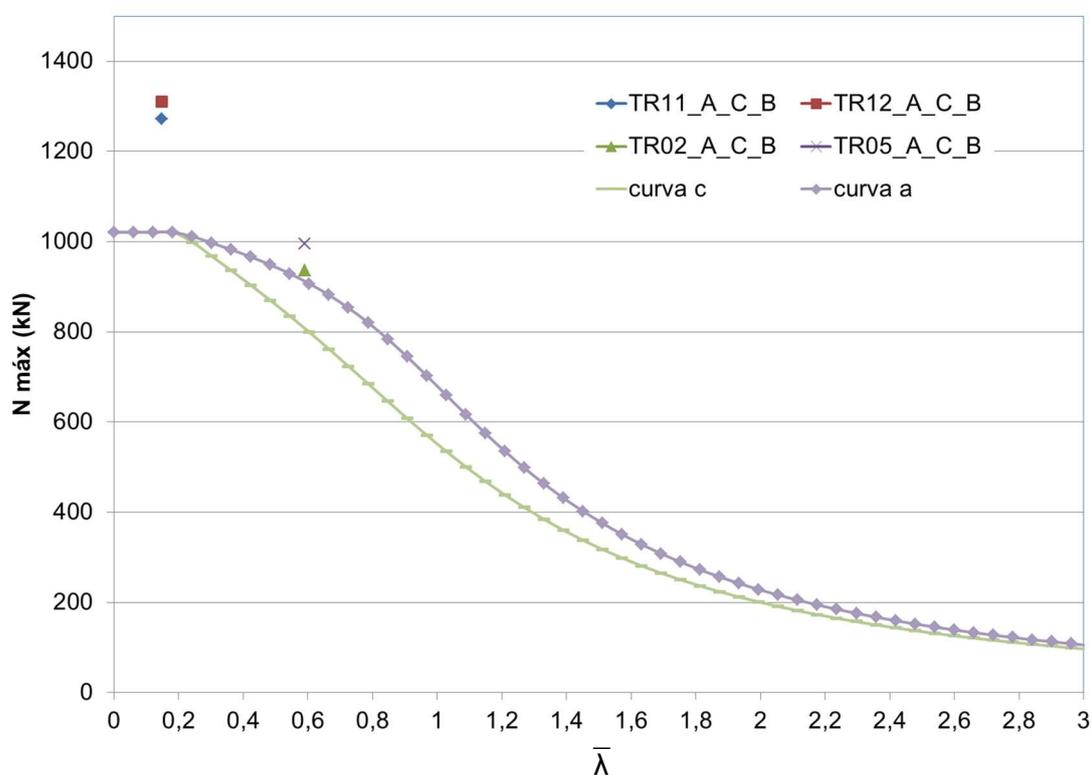


Figura 86 – Curvas N máx *versus* $\bar{\lambda}$ dos pilares de aço com concreto e armadura.

Novamente, os ensaios TR-011_A_C_B e TR-12_A_C_B foram colocados no gráfico apenas para ilustrar, já que são pilares curtos e seu valor de esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ é menor que 0,2, caracterizando pilares onde não ocorre flambagem global, ou seja, o Estado Limite Último é controlado pela plastificação da seção.

Os pilares intermediários de 1,0 m controlados por flambagem (TR-02_A_C_B e TR-05_A_C_B), onde seus índices de esbeltez normalizados são calculados levando em consideração a soma das resistências de todos os materiais envolvidos

(aço, concreto e armadura), apresentaram valores superiores à curva a. Mais uma vez, Isso pode indicar que o dimensionamento destes pilares com perfis com costura conduziria a valores antieconômicos, quando, na verdade, poderiam ser dimensionados como pilares constituídos de perfis sem costura. Obviamente, mais ensaios devem ser realizados com outras seções transversais e diferentes comprimentos de flambagem de forma a aumentar a gama de resultados e a confiabilidade de tal afirmação.

A Tabela 18 apresenta a comparação de ganho em porcentagem de cada material do pilar misto. No final da mesma são apresentadas as equações com a soma de cada parcela levando-se em consideração a porcentagem, tanto para os ensaios experimentais quanto para os valores teóricos do EC4 1-1 [23].

Tabela 18 – Tabela comparativa de ganho entre as parcelas de cada material.

Experimental			% total
parcela aço (kN)	A =	1027,39	80,0
parcela concreto (kN)	A_C - A =	124,76	9,0
parcela armadura (kN)	A_C_B - A_C =	139,12	11,0
Total	A + A_C + A_C_B =	1291,26	
Teórico			% total
parcela aço (kN)	A =	805,73	79,0
parcela concreto (kN)	A_C - A =	152,57	15,0
parcela armadura (kN)	A_C_B - A_C =	62,34	6,0
Total	A + A_C + A_C_B =	1020,64	
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} + A_s \times f_s$			
$N_{pl,Rk} \text{ (experimental)} = 0,80 A_a \times f_y + 0,09 \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} + 0,11 A_s \times f_s$			
$N_{pl,Rk} \text{ (teórico)} = 0,79 A_a \times f_y + 0,15 \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} + 0,06 A_s \times f_s$			

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

A utilização de pilares mistos em construções de edifícios de grandes alturas, pontes e em reabilitação/reuso estrutural vem sendo cada vez mais explorada em todo o mundo. No Brasil, isto ainda não é tão explorado, principalmente devido ao “vício” da utilização do concreto armado na maioria das construções (questão cultural), aspectos financeiros e limitações técnicas com a escassez de normas brasileiras bem consolidadas e profissionais com experiência na área.

Pilares mistos podem ser realizados basicamente de duas principais formas: perfis abertos de aço (como seções I) envoltos de concreto e perfis tubulares de aço preenchidos por concreto. Os perfis abertos de aço apresentam uma maior resistência final devido à adição do concreto, já os perfis tubulares além de apresentarem uma maior resistência final também demonstram economia durante a construção (sem a necessidade de utilização de formas) e a um melhor desempenho em caso de incêndio.

Esta dissertação desenvolveu um estudo voltado ao comportamento dos pilares mistos tubulares preenchidos com concreto armado, tendo em vista a comparação da resistência final do pilar misto em relação ao pilar apenas em aço, e a comparação entre os valores normativos (EC4 1-1 [23]) e os valores reais encontrados nos ensaios experimentais.

Além da pesquisa bibliográfica realizada, a dissertação também contemplou uma parte experimental. A mesma foi realizada através de doze ensaios de pilares submetidos a um carregamento de compressão axial, sendo os doze pilares divididos em grupos: seções somente em aço, com preenchimento de concreto e ainda, com preenchimento de concreto e armadura longitudinal. Para cada grupo, duas alturas de pilares foram utilizadas, 0,5 e 1,0m, respectivamente. Desta forma, foi possível avaliar a parcela de resistência de cada material (aço, concreto e armadura) nos ensaios experimentais e a parcela de cada resistência calculada pelas referências normativas.

5.2 Principais conclusões

Nos ensaios realizados, a variação de altura dos pilares foi feita com o objetivo de se avaliar o modo de ruína. Os pilares com 1,0 m (pilares intermediários) foram controlados por flambagem e os de 0,5 m de altura (pilares curtos) por plastificação da seção seguida de flambagem local no meio do pilar e próxima aos apoios. Devido à limitação de altura da prensa hidráulica do LEC, fez-se necessária a simulação de um apoio bi-rotulado ($k = 1,0$ no comprimento efetivo de flambagem) para que a flambagem controlasse a ruína dos pilares de 1,0 m de altura. Desta forma, posicionaram-se placas com chanfro e rolo cilíndrico móvel entre elas nos apoios superior e inferior dos pilares. Os resultados obtidos através dos transdutores de deslocamento posicionados para medir deslocamento lateral em seis pontos ao longo da altura do pilar comprovaram que a simulação foi feita corretamente, independente das possíveis excentricidades criadas durante a montagem de cada ensaio e de imperfeições iniciais dos perfis.

Os resultados obtidos através das curvas carga *versus* deslocamento vertical apresentaram um real aumento de resistência em todos os pilares mistos em relação aos pilares apenas em aço. A partir da adição de cada material pôde-se observar um acréscimo de resistência, assim como se afirma no EC4 1-1 [23].

Ainda sobre as curvas carga *versus* deslocamento vertical, pode-se observar que os pilares controlados por plastificação da seção apresentaram curvas com picos de carga menos acentuado, permanecendo quase constantes por mais tempo com uma variação de deslocamento pequena e gradual, ou seja, caracterizando uma grande ductilidade e encruamento. Já os pilares controlados por flambagem atingem sua carga máxima de pico e logo em seguida, perdem resistência de forma mais acelerada. A inclinação inicial das curvas mostra que a rigidez inicial é menor para os pilares apenas em aço do que para os pilares de aço com concreto e armadura (antes do pico de carga o deslocamento é maior para um mesmo nível de carregamento nos ensaios).

Após os ensaios foram geradas curvas de flambagem para perfis de aço sem costura (curva a) e perfis de aço com costura (curva c) separadamente para cada conjunto de pilares ensaiados (pilar apenas com perfil de aço, pilar com perfil de aço e concreto puro e pilar com perfil de aço e concreto armado).

As curvas para ensaio do pilar apenas com o perfil de aço foram geradas levando-se em consideração a esbeltez normalizada calculada pelo momento de inércia apenas do perfil e os coeficientes α dos perfis de aço. Da mesma maneira, os pontos dos ensaios tiveram os seus índices de esbeltez normalizados em relação às suas cargas máximas encontradas. Por estes gráficos foi possível concluir que os perfis considerados com costura foram associados a valores superiores aos encontrados nas curvas dos perfis sem costura, indicando o conservadorismo da norma e que os mesmos poderiam claramente ser dimensionados como perfis sem costura. Já para as curvas dos pilares mistos, utilizou-se para cálculo da esbeltez normalizada, o momento de inércia efetivo (que considera a seção mista). Neste gráfico os valores dos ensaios também apresentaram valores superiores aos encontrados através das curvas dos perfis sem costura, indicando o superdimensionamento da norma.

Por fim, as resistências finais a compressão obtidas em cada ensaio mostraram-se superiores às calculadas pela referência normativa do EC4 1-1 [23], indicando a coerência da norma, porém de forma conservadora. Todavia, há a necessidade de se realizar mais ensaios para a comprovação desta afirmação.

5.3 Trabalhos futuros

Algumas sugestões para trabalhos futuros podem ser mencionadas:

- Realizar ensaios de pilares mistos tubulares com dimensões diferentes, dando preferência a dimensões maiores, espessura menor (diminuindo a rigidez) e alturas maiores para aumentar o efeito de flambagem;
- Realizar ensaios de pilares mistos com perfis abertos e revestidos por concreto;
- Analisar ensaios de pilares mistos tanto tubulares quanto de seções abertas variando a resistência do concreto, de forma a verificar o quanto isto pode vir a influenciar na resistência final;

- Executar mais ensaios de pilares mistos tubulares controlados por flambagem, de forma a comprovar a utilização das curvas sem ou com costura dos perfis de aço;
- Executar ensaios com um maior número de extensômetros, avaliando a questão da retração e ductilidade do concreto;
- Executar mais ensaios para se obter melhores resultados em função da contribuição do confinamento do concreto;
- Realizar uma análise numérica para comparar com futuros resultados experimentais obtidos;
- Executar mais ensaios de pilares de aço com perfis formados a frio e laminados a quente controlados por flambagem, de forma a comprovar a questão das curvas de flambagem.

REFERÊNCIAS

- [1] GRANDES CONSTRUÇÕES. São Paulo, Brasil; atualizada em 07 abr. 2016. Disponível em: <www.grandesconstrucoes.com.br>. Acesso em 08 dez. 2015.
- [2] Oliveira, P. V. H.; Oliveira, P. H. H.; Mendes, W. L. F.; Oliveira, M. B.; Soraggi, M. V., Verticalização consciente: edificar integrando ao meio urbano, Revista Interdisciplinar do Pensamento Científico, Rio de Janeiro, v. 1, n. 2, jan./ jun. 2015.
- [3] Alva, Gerson Moacyr Sisniegas, Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto. 2000. 277 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [4] Nardin, Silvana de, Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência. 1999. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- [5] Portal do Concreto. Rio de Janeiro, Brasil. Disponível em: <www.portaldoconcreto.com.br>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [6] Europa vista de um drone. Lisboa, Portugal. Disponível em: <<http://i.guim.co.uk/img/static/sys-images/Guardian/Pix/pictures/2014/9/24/1411555229643/488cc71c-e6a7-4695-bf90-1a3f0d114381-2060x1494.jpeg?w=1430&h=-&s=09b3bfe10ba0a7fadebb85660dd9e427>>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [7] Engenharia Estrutural e Construção Civil. Ceará, Brasil; atualizada em 09 abr. 2016. Disponível em: <www.construcaocivilpet.wordpress.com>. Acesso em 04 dez. 2015.

- [8] Portal Met@lica. São Paulo, Brasil; atualizada em 29 mar. 2016. Disponível em: <www.metalica.com.br>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [9] Tokyo Skytree. Tóquio, Japão; Disponível em <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c3/Sky_Tree.jpg>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [10] A Engenharia em Foco. Minas Gerais, Brasil; atualizada em 30 dez. 2015. Disponível em: <www.aengenhariaemfoco.com.br>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [11] Burj Khalifa. Dubai, Emirados Árabes. Disponível em: <http://www.burjkhalifa.ae/en/Images/BurjKhalifa-02982_new_tcm186-85702.jpg>. Acesso em 04 dez. 2015.
- [12] ARCOweb: Arquitetura, Interiores, Design, Lighting e Tecnologia. São Paulo, Brasil; atualizada em 08 abr. 2016. Disponível em: <www.arcoweb.com.br>. Acesso em 05 dez. 2015.
- [13] CBCA. Rio de Janeiro, Brasil; atualizada em 06 abr. 2016. Disponível em: <www.cbca-acobrasil.org.br>. Acesso em 05 dez. 2015.
- [14] WTorre. São Paulo, Brasil; atualizada em 30 out. 2014. Disponível em: <www.wtorre.com.br>. Acesso em 05 dez. 2015.
- [15] Portal Met@lica. São Paulo, Brasil; atualizada em 29 mar. 2016. Disponível em: <www.metalica.com.br>. Acesso em 05 dez. 2015.
- [16] Portal Met@lica. São Paulo, Brasil; atualizada em 29 mar. 2016. Disponível em: <www.metalica.com.br>. Acesso em 05 dez. 2015.
- [17] Salvador Shopping. Bahia, Brasil; atualizada em 02 abr. 2016. Disponível em <<http://www.salvadorshopping.com.br/>> Acesso em 05 dez. 2015.

- [18] Battista, R. C.; Batista, E. M.; Carvalho, E. M. L., Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio, Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Rio de Janeiro, v. 1, n. 1, 2001.
- [19] Técnica - A revista do Engenheiro Civil. São Paulo, Brasil; atualizada em 05 abr. 2016. Disponível em: <www.techne.pini.com.br>. Acesso em 06 dez. 2015.
- [20] Mútua. Brasília - Distrito Federal, Brasil; atualizada em 08 abr. 2016. Disponível em: <www.mutua.com.br>. Acesso em 08 dez. 2015.
- [21] Portal Met@lica. São Paulo, Brasil; atualizada em 29 mar. 2016. Disponível em: <wwwo.metalica.com.br>. Acesso em 08 dez. 2015.
- [22] CBCA. Rio de Janeiro, Brasil; atualizada em 06 abr. 2016. Disponível em: <www.cbca-iabr.org.br>. Acesso em 08 dez. 2015.
- [23] EUROCODE 4, EN 1994-1-1: 2002. Design of composite steel and concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [24] Calado, L.; Santos, J., Estruturas Mistas de Aço e Betão. 2ª Edição. Lisboa, Portugal: IST Press, 2013.
- [25] EUROCODE 0, EN 1990: 2002+A1. Basis of structural design. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [26] EUROCODE 1, EN 1991-1-1: 2002. Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [27] EUROCODE 2, EN 1992-1-1: 2004. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

- [28] EUROCODE 3, EN 1993-1-1: 2003. Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [29] ABNT NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- [30] ABNT NBR 5739, Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [31] Ding, F.; Fang, C.; Bai, Y.; Gong, Y., 2014. Mechanical performance of stirrup-confined concrete-filled steel tubular stub columns under axial loading, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 98, p. 146-157.
- [32] Zhang, Y.; Xu, C.; Lu, X., 2006. Experimental study of hysteretic behaviour for concrete-filled square thin-walled steel tubular columns, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, p. 317-325.
- [33] Liang, Q. Q., 2008. Strength and ductility of high strength concrete-filled steel tubular beam-columns, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, p. 687-698.
- [34] Han, L.; Liu, W.; Yang, Y., 2007. Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, p. 377-387.
- [35] Gupta, P. K.; Sarda, S. M.; Kumar, M. S., 2006. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, p. 182-193.

- [36] Chitawadagi, M. V.; Narasimhan, M. C.; Kulkarni, S. M., 2009. Axial strength of circular concrete-filled steel tube columns – DOE approach, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, p. 1248-1260.
- [37] Zhu, M.; Liu, J.; Wang, Q.; Feng, X., 2010. Experimental research on square steel tubular columns filled with steel-reinforced self-consolidating high-strength concrete under axial load, *Engineering Structures*, vol. 32, p. 2278-2286.
- [38] Wang, Q.; Zhao, D.; Guan, P., 2004. Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel-reinforced concrete, *Engineering Structures*, vol. 26, p. 907-915.
- [39] Beck, A. T.; Oliveira, W. L. A.; Nardin, S.; El Debs, A. L. H. C., 2009. Reliability-based evaluation of design code provisions for circular concrete-filled steel columns, *Engineering Structures*, vol. 31, p. 2299-2308.
- [40] Shayan, S.; Rasmussen, K. J. R.; Zhang, H., 2014. Probabilistic modelling of residual stress in advanced analysis of steel structures, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 101, p. 407-414.
- [41] Tong, L.; Hou, G.; Chen, Y.; Zhou, F.; Shen, K.; Yang, A., 2010. Experimental investigation on longitudinal residual stresses for cold-formed thick-walled square hollow sections, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 73, p. 105-116.
- [42] Jiao, H.; Zhao, X. L., 2001. Imperfection, residual stress and yield slenderness limit of very high strength (VHS) circular steel tubes, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 59, p. 233-249.
- [43] Oliveira, W. L. A.; Nardin, S.; El Debs, A. L. H. C.; El Debs, M. K., 2009. Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, p. 2103-2110.

- [44] ABNT NBR 8800, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [45] ANSI/AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, 2005.
- [46] CAN/CSA-S16-01, Limit States Design of Steel Structures. Canadian Standards Association, 2001.
- [47] Chen, C.; Ko, J.; Huang, G.; Chang, Y., 2011. Local buckling and concrete confinement of concrete-filled box columns under axial load, Journal of Constructional Steel Research, vol. 78, p. 8-21.
- [48] Dabaon, M.; El-khoriby, S.; El-boghdadi, M.; Hassanein, M. F., 2008. Confinement effect of stiffened and unstiffened concrete-filled stainless steel tubular stub columns, Journal of Constructional Steel Research, vol. 65, p. 1846-1854.
- [49] Moon, J.; Kim, J. J.; Lee, T.; Lee, H., 2013. Prediction of axial load capacity of stub circular concrete-filled steel tube using fuzzy logic, Journal of Constructional Steel Research, vol. 101, p. 184-191.
- [50] Papo de obra. São Paulo, Brasil; atualizada em 24 fev. 2016. Disponível em: <www.papodeobra.blogspot.com.br>. Acesso em 20 dez. 2015.
- [51] Archiproducts. Milão, Itália; atualizada em 08 abr. 2016. Disponível em: <www.archiproducts.com>. Acesso em 20 dez. 2015.
- [52] Pfeil, W.; Pfeil, M., Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 8ª Edição. Rio de Janeiro, Brasil: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 2009.

- [53] Simões, R. A. D., Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas. 2ª Edição. Coimbra, Portugal: Editor A. Lamas, cmm – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
- [54] Mendes, F. C., Análise teórica-experimental de ligações tipo “T”, “K”, e “KT” com perfis metálicos tubulares. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.
- [55] Carvalho, R. C.; Figueiredo, J. R., Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 3ª Edição. São Paulo, Brasil: EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2010.
- [56] ABNT NBR 5738, Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- [57] Silva, R. D., Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos. 2006. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- [58] Johanson, M.; Gylltoft, K., 2002. Mechanical behaviour of circular steel-concrete composite stub columns, *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, p. 1073-1080.
- [59] Oliveira, W. L. A.; El Debs, A. L. H. C., 2009. Estudo do Efeito de Confinamento do Concreto em Pilares Mistos Preenchidos Curtos, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, vol. 11, n. 48, p. 39-53.
- [60] Cusson, D.; Paultre, P., 1992. Behavior of high-strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading, Internal report of Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, SMS-92/2, p. 47.

- [61] Engenharia Civil da UESC. Bahia, Brasil; atualizada em 31 out. 2012. Disponível em: <www.engenhariacivildauesc.blogspot.com.br>. Acesso em 28 dez. 2015.
- [62] Ramos, R. F., Análise experimental de pilares de concreto armado sob ação centrada com resistência do concreto de 25 MPa. 2001. 247 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- [63] ABNT NBR 8261, Perfil tubular, de aço-carbono, formado à frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- [64] ABNT NBR 12655, Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [65] ABNT NBR 7211, Agregados para concreto – Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- [66] ABNT NBR 7251, Agregados em estado solto - Determinação da massa unitária – Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 1982.
- [67] ABNT NBR NM 45, Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [68] ABNT NBR NM 52, Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [69] ABNT NBR 11768, Aditivos para concreto de cimento Portland. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 1992.

- [70] ASTM C494/C 494M, Specification for Chemical Admixtures for Concrete. American Institute of Steel Construction, 2001.
- [71] ABNT NBR NM 67, Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 1998.
- [72] ABNT NBR 8522, Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [73] ABNT NBR 6152, Materiais Metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [74] Sobral, M. D. C.; Oliveira, D. G. R., Departamento de Tecnologia Mecânica e Materiais - Curso Técnico de Mecânica – Tecnologia dos Materiais, Apostila – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia. Bahia, Brasil, 2009.
- [75] Marques, P. V.; Modenesi, P. J.; Bracarense, A. Q., Soldagem – Fundamentos e Tecnologia. 3ª Edição. Minas Gerais, Brasil: Editora UFMG, 2014.
- [76] ABNT NBR 15823-1, Concreto auto-adensável – Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- [77] Assis, W. S., Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil. 2007. 265 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [78] Rosa, E., Curso análise experimental de tensões - Extensometria, Apostila – UFSC, 2009.

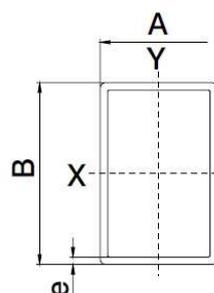
- [79] Andolfato, R. P.; Camacho, J. S.; Brito, G. A., Extensometria Básica, Apostila – UNESP, 2004.
- [80] Gefran. Milão, Itália; atualizada em 05 mai. 2016. Disponível em: <<http://www.gefran.com/pt/br/products/73-py2-apalpador-com-ponta-de-esfera>>. Acesso em 21 mai. 2016.

ANEXO A

Dimensionamento dos pilares mistos

Propriedades dos Materiais				
Aço A36 - perfil	$f_{yd} = f_y$ (MPa)	382	E_a (GPa)	210
Concreto	f_{cd} (MPa)	18,5	E_{cm} (GPa)	24,16
	f_{ck} (MPa)	25,9		
	f_u (MPa)	441		
Aço A500 - armadura	f_{sd} (MPa)	434,78	E_s (GPa)	210
	f_s (MPa)	500		

Propriedades da Seção					
h	100	mm	h_c	87,4	mm
b	80	mm	b_c	67,4	mm
t	6,3	mm	L	1,22	m
condição de apoio bi rotulada - k			1		
d	6,3	mm	(4 barras)		
d estribo	6,3	mm	(c/30 cm)		



Carregamentos (Pré-Dimensionamento)			
$N_{G,Ed}$	2,99859	kN	peso do perfil escolhido (ação permanente)
$N_{Q,Ed}$	2500	kN	carga máxima da prensa (300 tf) (ação variável)
N_{Ed}	2502,999	kN	(total)
Carregamento Utilizado			
N_{Ed}	1000	kN	

a. Flambagem Local			
$\max(h/t) = 52 \times \text{raiz}(235/f_y) =$	40,78548145		OK
	>		
$h/t =$	15,87301587		
Não existe necessidade de considerar flambagem local do perfil			
$h_c/t =$	13,87301587		classe 1
classe 1: $(h_c/t) \leq 33 \times \text{raiz}(235/f_y) =$	25,883094		
classe 2: $(h_c/t) \leq 38 \times \text{raiz}(235/f_y) =$	29,80477491		
classe 3: $(h_c/t) \leq 42 \times \text{raiz}(235/f_y) =$	32,94211964		
$0,2 \leq h/b \leq 5,0$			
$h/b =$	1,25	OK	
Não existe necessidade de considerar flambagem local do perfil			

b. Áreas		
$A_s = 4 \times \pi \times d^2 / 4 =$	124,6898124	mm ²
$A_a = h \times b - h_c \times b_c =$	2109,24	mm ²
$A_c = h_c \times b_c =$	5890,76	mm ²
c. Área máxima da armadura longitudinal		
$A_s \leq 0,06 \times A_c$	(armadura mínima)	
$A_s =$	124,6898124	mm ²
	\leq	OK
$0,06 \times A_c =$	353,4456	mm ²
d. Relação de contribuição da seção de aço para a resistência (δ)		
$0,2 \leq \delta \leq 0,9$		
$A_a \times f_{yd} =$	805,72968	kN
$A_s \times f_{sd} =$	54,21296192	kN
$A_c \times f_{cd} =$	108,97906	kN
onde $\alpha_{cc} = 1,00$ para seções retangulares		
Esforço normal resistente plástico de compressão e δ :		
PILAR DE AÇO COM CONCRETO		
$N_{pl,Rd} \text{ (kN)} = A_a \times f_{yd} + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{cd} =$	914,70874	kN
$\delta = A_a \times f_{yd} / N_{pl,Rd} =$	0,880859278	OK
PILAR DE AÇO COM CONCRETO E ARMADURA		
$N_{pl,Rd} \text{ (kN)} = A_a \times f_{yd} + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{sd} =$	968,9217019	kN
$\delta = A_a \times f_{yd} / N_{pl,Rd} =$	0,831573571	OK
e. Rigidez de Flexão Efetiva		
$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \times \varphi_t) =$	6,902857143	GPa
onde:		
φ_t (Coeficiente de Fluência) =	2,5	
E_{cm} (Módulo de Elasticidade Secante) =	24,16	GPa

Momento de Inércia - Eixo de menor inércia		
$I_a = h \times b^3 / 12 - h_c \times b_c^3 / 12 =$	2036640,925	mm ⁴
$I_s = \pi \times (d^2 / 4) \times n \times e^2 =$	28055,20779	mm ⁴
$I_c = h_c \times b_c^3 / 12 =$	2230025,741	mm ⁴
onde:		
n (número de barras) =	4	
e (distância das barras ao eixo de menor inércia) =	15	mm
$K_e =$	0,6	
$E_a \times I_a$ (perfil de aço) =	427694594,3	kNmm ²
$E_s \times I_s$ (armadura) =	5891593,637	kNmm ²
$E_{c,eff} \times I_c$ (concreto) =	15393549,12	kNmm ²
$(EI)_{eff}$ do Pilar de aço = $E_a \times I_a =$	427694594,3	kNmm ²
$(EI)_{eff}$ do Pilar de aço com concreto = $E_a \times I_a + K_e \times E_{c,eff} \times I_c =$	436930723,8	kNmm ²
$(EI)_{eff}$ do Pilar de aço com concreto e armadura = $E_a \times I_a + E_s \times I_s + K_e \times E_{c,eff} \times I_c =$	442822317,4	kNmm ²
f. Valor crítico de esforço normal		
$N_{cr} = \pi^2 \times (EI)_{eff} / L_{cr}^2$		
onde:		
L_{cr} é o comprimento de flambagem = $kL =$	1220	mm
PILAR DE AÇO		
$N_{cr} =$	2836,049752	kN
PILAR DE AÇO COM CONCRETO		
$N_{cr} =$	2897,294675	kN
PILAR DE AÇO COM CONCRETO E ARMADURA		
$N_{cr} =$	2936,361927	kN
g. Determinação da esbelteza normalizada		
$\bar{\lambda} = \text{raiz} (N_{pl,Rk} / N_{cr})$		
PILAR DE AÇO		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y =$	805,72968	kN
$\bar{\lambda} = \text{raiz} (A \times f_y / N_{cr})$	0,284102802	

PILAR DE AÇO COM CONCRETO		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} =$	958,300364	kN
$\bar{\lambda} = \text{raiz} (N_{pl,Rk} / N_{cr}) =$	0,575114732	
< 2,0 → OK para o Método Simplificado de Cálculo		
PILAR DE AÇO COM CONCRETO E ARMADURA		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} + A_s \times f_s =$	1020,64527	kN
$\bar{\lambda} = \text{raiz} (N_{pl,Rk} / N_{cr}) =$	0,58956626	
< 2,0 → OK para o Método Simplificado de Cálculo		
h. Verificação da segurança em relação ao estado limite último de flambagem		
$\chi = 1 / (\phi + \text{raiz} (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)) \rightarrow$ fator de redução		≤ 1,0
$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$		
$\alpha \rightarrow$ perfil tubular laminado a frio (perfil com costura) → curva c =		0,49
PILAR DE AÇO		
$\chi =$	0,957248285	OK
$\phi =$	0,560962387	
PILAR DE AÇO COM CONCRETO		
$\chi =$	0,800034417	OK
$\phi =$	0,757281587	
PILAR DE AÇO COM CONCRETO E ARMADURA		
$\chi =$	0,791551448	OK
$\phi =$	0,769237921	
i. Resistências dos Pilares Mistos		
PILAR DE AÇO		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y$ (Plastificação da seção) =	805,72968	kN
$N_{b,Rk} = \chi \times A \times f_y$ (Flambagem Global) =	771,2833541	kN
PILAR DE AÇO COM CONCRETO		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck}$ (Plastificação da seção) =	958,300364	kN
$N_{b,Rk} = \chi \times A \times f_y$ (Flambagem Global) =	766,6732729	kN
PILAR DE AÇO COM CONCRETO E ARMADURA		
$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + \alpha_{cc} \times A_c \times f_{ck} + A_s \times f_s$ (Plastificação da seção) =	1020,64527	kN
$N_{b,Rk} = \chi \times A \times f_y$ (Flambagem Global) =	807,8932415	kN