



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

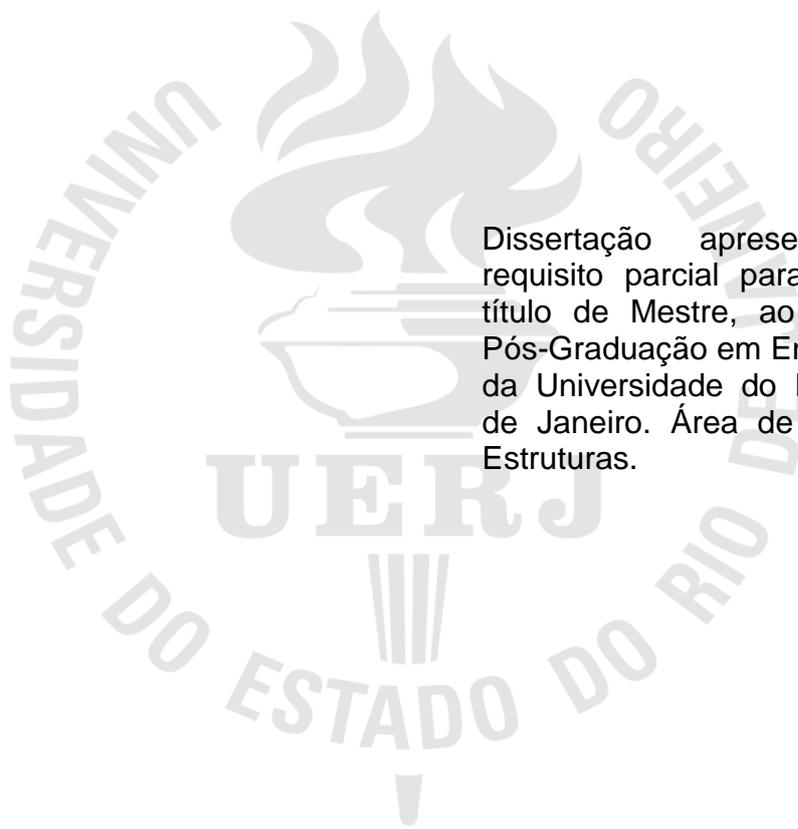
Pedro Fernandes Rodrigues

**Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas
CFDST (aço inoxidável-concreto-aço carbono)**

Rio de Janeiro
2018

Pedro Fernandes Rodrigues

**Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas CFDST
(aço inoxidável-concreto-aço carbono)**



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

Rio de Janeiro

2018

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

R696 Rodrigues, Pedro Fernandes.
Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas CFDST (aço inoxidável-concreto-aço carbono) / Pedro Fernandes Rodrigues. – 2018.
122f.

Orientadores: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco.

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

1. Engenharia civil - Teses. 2. Construção mista - Teses. 3. Aço inoxidável - Teses. 4. Método dos elementos finitos - Teses. 5. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 6. Colunas - Teses. I. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. II. Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.016

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Assinatura

Data

Pedro Fernandes Rodrigues

Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas CFDST (aço inoxidável-concreto-aço carbono)

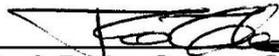
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 14 de junho de 2018

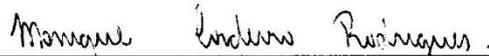
Banca Examinadora:



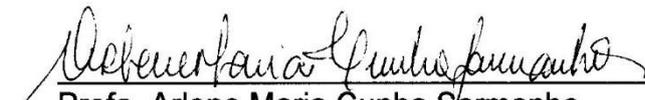
Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima – Presidente/ Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



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



Profa. Monique Cordeiro Rodrigues (UERJ)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Profa. Arlene Maria Cunha Sarmanho
Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

Aos meus avós José Maria Pereira de Souza, Daltro Fernandes Rodrigues, Ivone Petrus e em especial Leopoldina Alves de Souza cujo sonho era ver seus netos formados mas infelizmente não teve esta oportunidade.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Daltro Fernandes Rodrigues Junior e Maria de Fátima Alves de Sousa e ao meu irmão Bruno dos Santos Pereira por toda a força, suporte e carinho que me deram e continuam dando até hoje. Aos meus demais familiares que tiveram participação direta na minha educação e criação de caráter.

Aos meus orientadores, Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima e Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco por investirem tempo e esforços neste projeto junto comigo, pela confiança e todo conhecimento ensinado e pela preocupação demonstrada em retirar o melhor de mim.

Ao Prof André Tenchini da Silva pela ajuda e ensinamentos durante a modelagem. A Prof Monique Cordeiro Rodrigues pela ajuda na modelagem e no laboratório. A Prof Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares, por todo o suporte, preocupação e dicas na parte experimental. Ao Prof. Manuel Augusto, por sua disposição em ajudar sempre que fosse preciso e pela realização das soldagens e fabricação das placas de apoio.

Aos funcionários do laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UERJ, por todas as dicas e ajuda que prestaram quando estavam presentes. A técnica do LEC Beatriz pela ajuda na caracterização dos agregados.

Pelos amigos que fiz durante o programa de pós graduação em Engenharia Civil da UERJ, Deborah Souza Castanheira pela ajuda na concretagem e por todas as dicas e trocas de conhecimento durante todas as etapas, Beatriz Macedo pela ajuda na criação do traço e concretagem, Paulo Barreto e Bruno Costa pela ajuda na concretagem e em diversas partes da análise experimental, Keila Letícia pela grande ajuda que me deu na modelagem. Sem eles nada disso seria possível.

Aos meus amigos Eduardo Lovo Torres, Daniel Faustino Gomes, José Fernando Gomes e todos os demais por todos os anos de amizade e boas lembranças que me proporcionaram.

Ao meu amigo Daniel Ramos pela troca de conhecimento, motivação e por me lembrar da data de inscrição do programa de mestrado da UERJ.

Ao PGECIV e a UERJ por proporcionarem e darem o suporte necessário para a concretização desta dissertação.

Eu sei o preço do sucesso: dedicação, trabalho duro e uma incessante
devoção às coisas que você quer ver acontecer.

Frank Lloyd Wright

Em primeiro lugar vem a dedicação, depois a habilidade.

Leonardo da Vinci

RESUMO

RODRIGUES, Pedro Fernandes. *Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas CFDST (aço inoxidável, concreto, aço carbono)*. 2018. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Este trabalho estuda o comportamento estrutural de colunas mistas formadas por dois perfis tubulares concêntricos com preenchimento de concreto entre eles, onde o tubo interno é de aço carbono, enquanto o tubo externo é de aço inoxidável. Este sistema estrutural, largamente utilizado em países asiáticos, combina as vantagens oferecidas pela coluna tipo CFDST (*Concrete Filled Double Skin Tubular*), com as do aço inoxidável. Com sua utilização, a coluna ganha vantagens adicionais referentes a estética, resistência à corrosão e a durabilidade, combinando de forma otimizada, os três tipos de materiais. Ensaio foram realizados com colunas curtas de seção circular submetidas a compressão simples. Posteriormente, os resultados experimentais foram comparados com os obtidos por uma análise numérica não linear por meio do programa de elementos finitos ABAQUS e por uma abordagem teórica mediante o método de dimensionamento existente na literatura para este tipo de coluna. Após a validação do modelo numérico, uma análise paramétrica foi realizada onde são variadas a razão oca entre as colunas, a espessura externa e interna dos tubos, e são comparados com os valores da literatura. Com os resultados encontrados, verificou-se a eficácia da equação de dimensionamento existente na literatura técnica para este elemento estrutural. Também foram obtidas conclusões referentes a configuração deformada e a influência dos parâmetros geométricos na resistência final destas colunas.

Palavras-chave: Colunas tubulares mista; Aço inoxidável; Perfis de parede dupla; Modelagem numérica; Elementos finitos; Análise paramétrica.

ABSTRACT

RODRIGUES, Pedro Fernandes. *Experimental and Numerical Evaluation of composite tubular columns CFDST (stainless steel–concrete–carbon steel)*. 2018. 120f. MSc in Civil Engineering – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

This work studies the structural behaviour of composite concrete filled double-skin tubular columns made of an inner carbon steel tube and an outer stainless steel. This structural system is widely used in Asian countries and combines the advantages of all three types of materials, also having additional advantages of aesthetics, corrosion resistance and durability that outer stainless steel offers. Experiments were performed on circular stub columns under axial compression. The experimental results were after compared with those obtained by a nonlinear computational analysis using the ABAQUS finite element program and by a design methodology from the technical literature for this type of column. After the numerical model validation, a parametric analysis was also developed focusing on the influence of the hollow ratio between the columns and the outer and inner thickness of the tubes. These results were also compared to the design formulae present in the literature. It was verified the efficacy of the design methodology from the technical literature for this structural element. Also conclusions were obtained regarding the deformed configuration and the influence of geometric parameters on the strength of these columns.

Keywords: Composite tubular columns; Stainless steel; Double skin tubular;
Numerical modeling; Finite elements; Parametric analysis

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estruturas com uso de aço inoxidável nos elementos estruturais	20
Figura 2- Curva tensão <i>versus</i> massa de seções metálicas [5]	25
Figura 3 - Processo de laminação contínua [6]	25
Figura 4 - Processo de soldagem por indução à alta frequência [7].....	26
Figura 5 - Tipos de seções transversais tubulares [10]	27
Figura 6 - Seção transversal de pilares mistos de aço e concreto [12]	28
Figura 7 - Prédio administrativo da VIVO com fachadas revestidas com aço inoxidável [17].	31
Figura 8- <i>Cloud Gate</i> – Chicago [21]......	33
Figura 9 - Curva tensão <i>versus</i> deformação dos tipos de aço [9].	34
Figura 10 – Obtenção da tensão limite de escoamento com $n=0,2\%$ [22]	35
Figura 11 - Seção transversal da coluna CFDST [24].....	38
Figura 12 - Modos de falha das colunas CFDST após ensaios [24].....	39
Figura 13 – Gráfico carga <i>versus</i> deslocamento das colunas [24].....	40
Figura 14- Colunas curtas CFST inclinadas, cônicas e STS [27].....	41
Figura 15 - Tipos de seções transversais analisadas [2].....	42
Figura 16 – Tipos de colunas testadas [2].....	43
Figura 17 - Modos de falha das colunas retas testadas [2].....	44
Figura 18 - Tubos internos de aço carbono após os ensaios [2].....	45
Figura 19 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH1-1 [7]	48
Figura 20 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH2-1 [7]	49
Figura 21 – Modos de falhas da coluna C1-1 [7].....	50
Figura 22 – Modos de falhas da coluna C1-2 [7].....	50
Figura 23 – Modos de flambagem observado na coluna C2-1 [7].....	51
Figura 24 - Flambagem de coluna devido carregamento axial de compressão [31] .	52
Figura 25 - Modo de falha diamante [33].....	54
Figura 26 - Modo de falha barril [33]	54
Figura 27 – Comportamento de seções à flexão [34].....	55
Figura 28 – Seções transversais típicas de colunas mistas [1]	59
Figura 29 – Curvas de flambagem e imperfeições em colunas mistas [1]	63
Figura 30 – Anel utilizado nos ensaios.....	68

Figura 31 – Posicionamento dos espaçadores entre os tubos	69
Figura 32 – Dimensões dos corpos de prova para os ensaios de tração	70
Figura 33 – Ensaio de tração realizado na máquina INSTRON 3382	70
Figura 34 – Gráficos tensão <i>versus</i> deformação obtidos no ensaio de tração	71
Figura 35 – Coluna CFDST após a concretagem.....	74
Figura 36 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto obtido no ensaio do módulo de elasticidade.....	74
Figura 37 – Esquematização dos LVDTs nos ensaios realizados.....	75
Figura 38 – Esquematização dos extensômetros nos ensaios realizados	76
Figura 39 – Coluna completamente montada e posicionada	76
Figura 40 – Evolução deformação coluna CH1	77
Figura 41 – Modos de falha da coluna CH1	78
Figura 42 – Evolução deformação coluna CH2.....	78
Figura 43 – Modos de falha da coluna CH2	79
Figura 44 – Carga <i>versus</i> deslocamento das colunas ensaiadas sem concreto	79
Figura 45 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical da seção do meio da coluna CH1.	80
Figura 46 – Evolução deformação coluna C3.....	81
Figura 47 – Modos de falha da coluna C3.....	82
Figura 48 – Evolução deformação coluna C4.....	83
Figura 49 – Modos de falha da coluna C4.....	83
Figura 50 – Evolução deformação coluna C5.....	84
Figura 51 – Modos de falha da coluna C5.....	84
Figura 52 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento das colunas com $\chi = 0,546$	85
Figura 53 – Evolução deformação coluna C6.....	85
Figura 54 – Modos de falha da coluna C6.....	86
Figura 55 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento das colunas com $\chi = 0,666$	86
Figura 56 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento de todas as colunas ensaiadas	87
Figura 57 - Carga <i>versus</i> deformação da seção à meia altura das colunas CFDST.	88
Figura 58 – Distribuição da malha das colunas CFDST	91
Figura 59 – Curva do aço inoxidável utilizada nos modelos.....	92
Figura 60 – Carga <i>versus</i> deslocamento das colunas sem concreto modeladas.....	93
Figura 61 – Caracterização das curvas tensão <i>versus</i> deformação do concreto utilizadas nos modelos numéricos [44]	94
Figura 62 – Carga <i>versus</i> deslocamento das colunas com concreto modeladas.....	96

Figura 63 – Comparação carga <i>versus</i> deslocamento CH1	97
Figura 64 – Comparação carga <i>versus</i> deslocamento CH2.....	98
Figura 65 – Comparação carga <i>versus</i> deslocamento C3, C5 e numérico	99
Figura 66 – Comparação carga <i>versus</i> deslocamento C4, C6 e numérico	99
Figura 67 – Deformada do modelo respectivo aos ensaios C3 e C5	100
Figura 68 – Deformada do modelo respectivo aos ensaios C4 e C6	100
Figura 69 – Comparação carga <i>versus</i> deformação à meia altura das colunas.....	101
Figura 70 – Carga <i>versus</i> deslocamento da etapa 1.....	105
Figura 71 – Carga <i>versus</i> razão oca (χ) da etapa 1	106
Figura 72 – Carga <i>versus</i> deslocamento da etapa 2.....	107
Figura 73 – Carga <i>versus</i> espessura externa.....	108
Figura 74 – Carga <i>versus</i> deslocamento da etapa 3.....	110
Figura 75 – Carga <i>versus</i> espessura interna.....	110
Figura 76 – Carga teórica <i>versus</i> carga numérica.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Colunas retas circulares de Han <i>et al.</i> [2].....	45
Tabela 2 - Colunas retas quadradas de Han <i>et al.</i> [2]	46
Tabela 3 - Colunas retas retangulares com cantos arredondados de Han <i>et al.</i> [2]..	46
Tabela 4 - Colunas retas elípticas de Han <i>et al.</i> [2].....	46
Tabela 5 – Dimensões dos modelos experimentais [7]	48
Tabela 6 – Comparação das cargas máximas [7]	51
Tabela 7 - Classificação das seções tubulares - Eurocódigo 3 1-1 [30]	56
Tabela 8 – Classificação das seções tubulares circulares – Eurocódigo 3 1-4 [16] ..	57
Tabela 9 - Fatores de imperfeição em função das curvas de dimensionamento.....	62
Tabela 10 – Dimensões das colunas experimentais	67
Tabela 11 – Propriedade dos tubos internos de aço carbono	69
Tabela 12 – Composição química do tubo de aço inoxidável	70
Tabela 13 – Resultados do ensaio de tração do aço inoxidável.....	71
Tabela 14 – Granulometria da areia.....	72
Tabela 15 – Granulometria da brita.....	72
Tabela 16 – Traço do concreto utilizado com umidade corrigida	73
Tabela 17 – Acompanhamento da resistência do concreto ao longo dos dias.....	74
Tabela 18 – Carga máxima das colunas ensaiadas.....	88
Tabela 19 – Resistências individuais dos elementos	89
Tabela 20 – Comparação teórica sem confinamento e experimental com confinamento.....	89
Tabela 21 – Comparação das resistências experimentais, numéricas e teóricas	96
Tabela 22 – Comparação das resistências médias e desvio padrão	97
Tabela 23 – Resultados do estudo paramétrico variando a razão oca (χ).....	104
Tabela 24 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 1	106
Tabela 25 – Resultados do estudo paramétrico variando a espessura externa	107
Tabela 26 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 2.....	109
Tabela 27 – Resultados do estudo paramétrico variando a espessura interna	109
Tabela 28 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 3.....	111

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	Instituto Americano de Construção em Aço
CFDST	Colunas tubulares de parede dupla preenchida de concreto – “ <i>concrete filled double skin tube</i> ”
CFST	Colunas de aço preenchidas por concreto – “ <i>concrete filled steel tube</i> ”
CHS	Seção tubular circular – “ <i>circular hollow section</i> ”
CIDECT	Comitê Internacional para o Estudo e Desenvolvimento de Estruturas Tubulares
CSM	Método de resistência contínua – “ <i>continuous strength method</i> ”
DST	Colunas tubulares de parede dupla - “ <i>double skin tubes</i> ”
EC3	Eurocódigo 3 – Comitê Europeu de Normalização – Projeto de Estruturas em Aço
EC3 1-1	Eurocódigo 3 – Parte 1-1: Projeto de Estruturas em Aço – regras gerais e regras para edifícios
EC3-1-4	Eurocódigo 3 Parte 1-4: Regras Gerais – regras suplementares para aço inoxidável. Bruxelas: Comitê Europeu de Normalização (CEN),2006
EC4 1-1	Eurocódigo 4 – Parte 1-1: Projeto de Estruturas Compostas de Aço e Concreto – regras gerais e regras para edifícios
FEN	Faculdade de Engenharia
LEC	Laboratório de Engenharia Civil
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MEF	Método dos elementos finitos
NBR 16239	Norma Brasileira: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares
RHS	Seção tubular retangular – “ <i>rectangular hollow section</i> ”
SHS	Seção quadrada - “ <i>square hollow section</i> ”

UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área de uma seção transversal
A_a	área da seção transversal do perfil do aço
A_c	área da seção transversal do concreto presente entre os tubos
A_{ce}	área nominal da seção transversal do concreto
A_{eff}	área efetiva de uma seção transversal
A_{si}	área do tubo interno do aço carbono
A_{so}	área do tubo externo do aço inoxidável
A_{so}	área da seção transversal do tubo de aço inoxidável
A_{soc}	somatório da área da seção transversal do tubo externo e do concreto
C	carbono
C_r	cromo
d	diâmetro interno do tubo
D	diâmetro externo do tubo
E	módulo de elasticidade do material
E_a	módulo de elasticidade do aço estrutural
E_c	módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,eff}$	módulo de elasticidade efetivo do concreto
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do concreto
F_n	carga em que se observa uma deformação de n% do material
f_c	resistência do concreto no dia do ensaio
f_{cd}	resistência característica do concreto à compressão minorada
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_{cu}	resistência a compressão do concreto aos 28 dias de idade
f_u	tensão última do aço
f_y	tensão de escoamento do material
f_{yd}	tensão de escoamento do aço reduzida
I	momento de inércia de uma seção transversal
I_a	momento de inércia da seção transversal do tubo de aço
I_c	momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado

K_c	parâmetro cujo objetivo é corrigir a rigidez a flexão do concreto para considerar sua fissuração
L	comprimento da coluna
L_e	comprimento efetivo de flambagem
M_{el}	momento elástico da seção transversal
M_n	manganês
M	momento interno
M_{pl}	momento plástico da seção transversal
N_{cr}	carga crítica elástica
N_{Ed}	força axial de compressão atuante
N_{iu}	resistência da coluna interior proposta por Han <i>et al.</i> [2]
$N_{osc,u}$	resistência de uma coluna mista caracterizadas pela contribuição do tubo de aço inoxidável exterior, juntamente com o concreto proposto por Han <i>et al.</i> [2]
$N_{pl,Rd}$	força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal á plastificação total
$N_{pl,Rk}$	valor característico da força axial de compressão plástica
N_{tsc}	resistência teórica da coluna sem considerar o confinamento
N_{uc}	força estimada através da formulação matemática proposta por Han <i>et al.</i> [2]
N_{ue}	resistência última da coluna medida experimentalmente
$N_{u,sm}$	resistência total da coluna segundo dimensionamento proposto por Han <i>et al.</i> [2]
Ni	níquel
P	fósforo
S	enxofre
Si	silício
t_i	espessura da parede do tubo interno
t_{so}	espessura da parede do tubo externo
γ_a	coeficiente de ponderação de resistência do aço
γ_{a1}	coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento
γ_c	coeficiente de ponderação de resistência do concreto
η_a	fator de redução da resistência do aço

η_c	fator de ampliação da resistência do concreto confinado
$\bar{\lambda}$	índice de esbeltez normalizada
ϵ_y	deformação obtida na tensão de escoamento
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
σ_n	tensão limite de escoamento adotado para o aço inoxidável
φ_t	coeficiente efetivo de fluência do concreto
χ	relação da seção oca
χ_{EURO}	fator de redução para o modo de flambagem relevante segundo Eurocódigo 3 - parte 1-1
χ_{HAN}	parâmetro proposto por Han onde é levado em conta a variação do diâmetro do tubo interno e a espessura de sua parede
α	fator de imperfeição generalizado
ξ	fator de confinamento nominal do aço inoxidável
ϕ	coeficiente de esbeltez adimensional
ΔL	deformação na ruptura em porcentagem

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	24
1.1 Perfis tubulares.....	24
1.2 Pilares mistos	27
1.2.1. O efeito de confinamento do concreto	29
1.3 Aço Inoxidável	30
1.3.1 Propriedades do aço inoxidável.....	31
1.3.2 Tipos de aço inoxidáveis.....	35
1.3.2.1 Aço inoxidável austenítico	36
1.3.2.2 Aço inoxidável ferrítico.....	36
1.3.2.3 Aço inoxidável duplex	37
1.4 Revisão bibliográfica.....	37
2 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS TUBULARES MISTAS	52
2.1 Comportamento de colunas submetidas a compressão.....	52
2.2 Classificação das seções.....	54
2.3 Dimensionamento de colunas mistas de aço carbono preenchidas por concreto sujeitas à compressão simples	57
2.4 Dimensionamento de colunas mistas em aço inoxidável e aço carbono preenchidas com concreto sujeitas à compressão simples.....	64
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL	67
3.1 Descrição dos ensaios	67
3.2 Caracterização dos materiais	69
3.3 Instrumentação e montagem dos ensaios	75
3.4 Análise dos resultados experimentais.....	77
3.4.1 Colunas sem concreto	77
3.4.2 Colunas com preenchimento de concreto.....	80
3.4.3 Confirmação do estado de confinamento	89
4 ANÁLISE COMPUTACIONAL	90
4.1 Descrição dos modelos.....	90
4.2 Primeira análise	91
4.3 Colunas sem concreto	92

4.4	Colunas com concreto	93
4.5	Comparação dos resultados.....	96
4.5.1	Colunas sem concreto	97
4.5.2	Colunas com concreto	98
5	ANÁLISE PARAMÉTRICA	103
5.1	Influência da razão oca (χ) entre os tubos	103
5.2	Influência da espessura do tubo externo	107
5.3	Influência da espessura do tubo interno	109
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
6.1	Introdução	112
6.2	Conclusões	113
6.3	Trabalhos futuros	114
	REFERÊNCIAS.....	115

INTRODUÇÃO

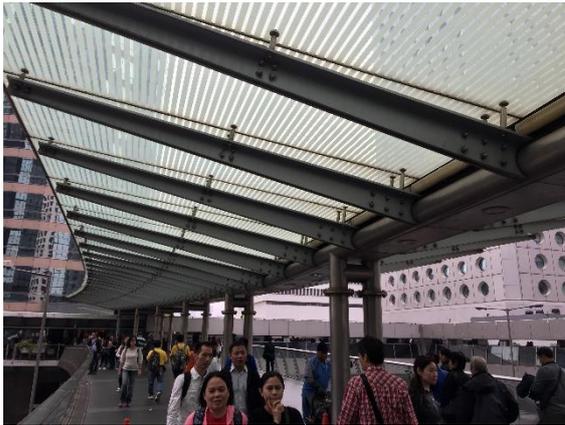
Considerações gerais

Os perfis tubulares são utilizados na construção civil a décadas. Suas características e propriedades geométricas possibilitam a criação de projetos estruturais elaborados e com soluções econômicas e inovadoras. Possuem grande resistência à torção e resistência equilibrada à flexão. Os perfis tubulares em aço apresentam um melhor desempenho tensão *versus* massa se comparados com os perfis abertos. Isso ocorre devido a sua ótima resistência estrutural aos esforços de compressão, tração e torção que contribuem consideravelmente na redução do peso próprio das estruturas e, conseqüentemente, em uma economia final. Além disso, a seção tubular sem cantos retos possui uma área de superfície menor, diminuindo o custo com pinturas, e ainda, possibilitando o seu preenchimento com concreto.

Dentro desse cenário, as colunas em aço preenchidas com concreto tem se destacado e sua utilização vem crescendo ao longo dos anos. Além das vantagens mecânicas, a utilização de colunas mistas preenchidas possibilita economia com fôrmas. O perfil em aço resiste às solicitações na fase de construção até que o concreto ganhe resistência adequada e viabiliza a redução da seção transversal se comparado com uma coluna de concreto armado. Além disso, nota-se, um melhor comportamento dessas seções em situação de incêndio, uma vez que o núcleo de concreto funciona como um dissipador de calor, resfriando a seção e, com isso, aumentando sua resistência em situação de incêndio.

A utilização do aço inoxidável na construção civil também vem crescendo nos últimos anos devido às suas características de alta resistência a corrosão, durabilidade, resistência ao fogo, aparência e estética, tendo o seu uso limitado pelo seu alto custo. Entretanto, o avanço das pesquisas e a crescente busca por materiais sustentáveis e estruturas com maior durabilidade, tem contribuído para a propagação do aço inoxidável como uma excelente opção para sistemas estruturais conforme pode ser observado na Figura 1.

Como uma forma de otimizar as colunas tubulares mistas sem perder suas vantagens de grande resistência e boa deformabilidade, tem sido empregado o conceito de um novo tipo de coluna estrutural, com dois perfis tubulares concêntricos preenchendo-se com concreto o vazio entre eles. Mais recentemente destaca-se a utilização do aço inoxidável como material do tubo externo e aço carbono no tubo interno.



a) passarela em Hong Kong, China



b) prédio da Bolsa de Valores de Hong Kong, China

Figura 1 – Estruturas com uso de aço inoxidável nos elementos estruturais

Motivação

Nos últimos anos, diversos estudos foram realizados para colunas tubulares preenchidas com concreto (CFST- *Concrete filled steel tubular*) e, posteriormente,

para colunas tubulares de parede dupla preenchidas com concreto (CFDST - *Concrete Filled Double Skin Tubular*). O segundo tubo, no interior da coluna, tem a função de colaborar para a resistência do elemento de forma equivalente a armadura longitudinal no interior do concreto armado, dispensando assim, seu uso e aumentando a produtividade e a velocidade da montagem.

As colunas preenchidas com concreto tem sua rigidez aumentada, pois o tubo de aço encontra-se mais afastado do centroide da seção transversal, aumentando seu momento de inércia. O concreto no interior contribui para a formação de um núcleo ideal para suportar cargas de compressão, podendo retardar ou até mesmo impedir possíveis problemas de instabilidades locais do tubo de aço. Além disso, o concreto tem um acréscimo significativo de sua resistência devido ao confinamento lateral proporcionado pelo tubo.

A coluna CFST possui grande resistência, ductilidade e boa deformabilidade. Estas características também são notadas na coluna CFDST, além de sua aplicação estrutural levar a uma redução de peso, devido a existência de uma seção tubular. A coluna CFDST também pode ser vantajosa em estruturas que precisam resistir a abalos sísmicos, pois proporcionam uma redução da ação sísmica sobre a fundação.

Este trabalho busca propor uma investigação do comportamento estrutural de uma coluna com perfil tubular de parede dupla preenchida com concreto, na qual o tubo interno é de aço carbono, enquanto o tubo principal ou externo é de aço inoxidável. Este sistema estrutural combina as vantagens oferecidas pela coluna tipo CFDST, com as oferecidas pelo aço inoxidável. Com sua utilização, a coluna ganha vantagens adicionais referentes a estética, resistência à corrosão e a durabilidade, combinando de forma otimizada os três tipos de materiais (aço inoxidável, concreto, aço carbono).

No Brasil ainda não existe uma norma específica para as colunas tipo CFDST, levando os projetistas a buscarem orientações em normas e estudos internacionais. Desta forma, o aprimoramento de pesquisas voltadas para este tipo de coluna torna-se fundamental para uma maior compreensão de seu comportamento. Além disso, pretende-se colaborar para a propagação do aço inoxidável como material estrutural primário.

Objetivos e metodologia

O principal objetivo desta dissertação é avaliar o comportamento das colunas CFDST propostas. Para isso, foram analisados alguns parâmetros de sua geometria e meios de prever sua resistência quando submetidas à compressão simples. O trabalho pode ser dividido em quatro etapas principais. Inicialmente buscou-se um método de dimensionamento que fornecesse de forma satisfatória a resistência das colunas. Em seguida foi planejado um programa experimental a fim de se observar o real comportamento das colunas. Com os resultados obtidos, um modelo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) foi criado para servir de comparação com os demais resultados. Finalmente, uma análise paramétrica foi realizada para estender o escopo do estudo em questão.

Escopo do trabalho

Neste capítulo de introdução é apresentado um breve resumo das características e propriedades que justificaram a criação das colunas CFDST estudadas nessa dissertação. Também contém a motivação, os objetivos e a descrição de cada um dos capítulos.

No capítulo um são apresentadas as fundamentações teóricas necessárias para dar um completo embasamento sobre o tema. Primeiramente foi apresentado um resumo sobre os perfis metálicos tubulares, contendo as vantagens de sua utilização, processo de fabricação e principais características. Em seguida, as colunas mistas são apresentadas. São descritos os tipos de colunas mistas, suas vantagens em comparação com as colunas em aço e em concreto armado, assim como o efeito de confinamento do concreto percebido pela sua utilização. Posteriormente, as principais características inerentes ao aço inoxidável são apresentadas, onde são listadas suas vantagens, tipos existentes e suas diferenças com o aço carbono. Finalmente, uma revisão bibliográfica é apresentada, contendo os principais estudos e autores que serviram de embasamento para o desenvolvimento dessa dissertação.

O capítulo dois teve como objetivo apresentar os critérios de dimensionamento de colunas mistas conforme preconiza o Eurocódigo 4 [1]. Este

capítulo apresenta ainda, uma formulação proposta por Han *et al.* [2] para colunas CFDST compostas por aço inoxidável, concreto e aço carbono.

O capítulo três contém todas as etapas realizadas na análise experimental. São descritos os procedimentos adotados para a escolha das dimensões das colunas, os ensaios de caracterização dos materiais, a montagem e instrumentação utilizada, os cuidados tomados e os resultados obtidos.

O capítulo quatro apresenta como foi realizada a calibração do modelo numérico pelo ABAQUS [3] através dos dados coletados nos ensaios experimentais descritos no capítulo anterior. Os resultados numéricos são então comparados com os experimentais e teóricos.

No capítulo cinco é realizada uma análise paramétrica como forma de estender o estudo do comportamento das colunas CFDST. Novamente o programa ABAQUS [3] foi utilizado e os parâmetros estudados foram: a razão oca (χ) entre os tubos, a espessura externa e a espessura interna dos tubos de aço inoxidável e carbono, respectivamente.

Por último, o capítulo seis apresenta as conclusões da dissertação, ressaltando as principais observações realizadas e sugestões para futuros estudos sobre o assunto.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo contém a fundamentação teórica que se julgou necessária para a completa compreensão da coluna proposta nesta dissertação. Também é apresentado uma revisão bibliográfica com os principais artigos e estudos publicados recentemente com o objetivo de mostrar a evolução das pesquisas que estão sendo feitas ao redor do mundo sobre as colunas CFDST.

1.1 Perfis tubulares

A utilização de estruturas tubulares metálicas na construção civil oferece diversas vantagens devido à alta eficiência estrutural destas seções, além de possuir um forte apelo arquitetônico. Sua resistência elevada em função de seu peso estrutural permite a execução das mais variadas obras de uma maneira leve e econômica. O raio de giração das seções tubulares é maior que o das seções abertas para uma mesma área de seção transversal. Os perfis tubulares possuem uma distribuição de massa mais distante do centro de gravidade. Com isto, para um mesmo carregamento, os perfis tubulares possuem um menor índice de esbeltez e, conseqüentemente, maior resistência ao fenômeno de flambagem [4].

A Figura 2 apresenta uma comparação entre as curvas tensão *versus* massa de diferentes seções abertas e tubulares para uma coluna curta. Devido sua geometria, são indicados em estruturas que devem resistir a altas solicitações de cargas axiais, torção e efeitos combinados. Possibilitam a execução de vãos livres maiores e reduzem significativamente o tempo de construção, devido à alta velocidade do processo construtivo. Possuem uma menor área superficial se comparados com as seções abertas e, conseqüentemente, um menor custo com pinturas e proteção contra fogo.

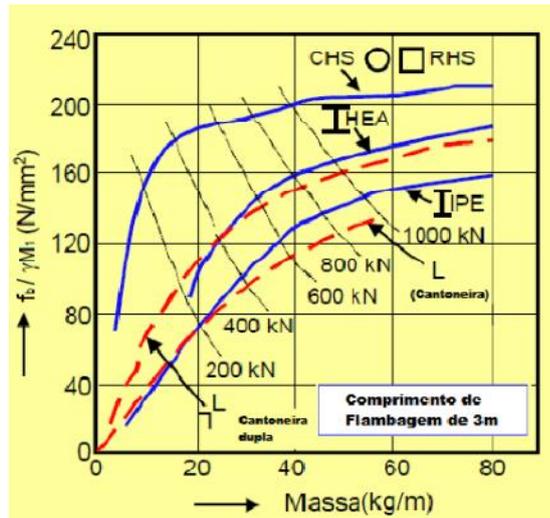


Figura 2- Curva tensão *versus* massa de seções metálicas [5]

Os processos atuais de fabricação dos perfis tubulares geralmente ocorrem por laminação contínua ou através de solda por indução à alta frequência. Na laminação contínua, um lingote de aço bruto é aquecido e perfurado em seu centro através do seu eixo longitudinal para ser moldado na forma tubular desejada. Após o processo de laminação, os tubos são resfriados lentamente até a temperatura ambiente. Como sua massa está distribuída de forma uniforme em torno de seu eixo longitudinal, este resfriamento é homogêneo ao longo de toda seção transversal e de seu comprimento. No processo de solda uma corrente de alta frequência é induzida para o tubo com a costura aberta por meio de uma bobina de indução localizada a frente do ponto de solda. A bobina age como o primário de um transformador de alta frequência e o tubo com a costura aberta como um secundário de uma volta. As Figuras 3 e 4 ilustram os processos de laminação contínua e soldagem por indução à alta frequência respectivamente.

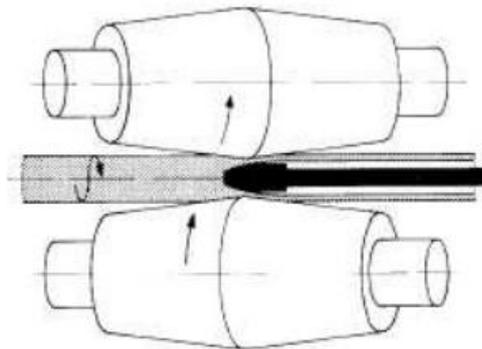


Figura 3 - Processo de laminação contínua [6]

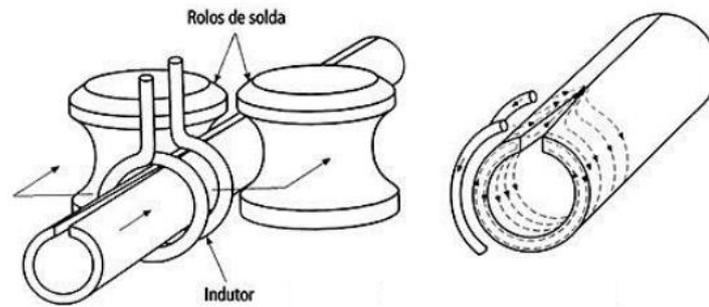


Figura 4 - Processo de soldagem por indução à alta frequência [7]

No Brasil, o uso de perfis tubulares metálicos nas obras de construção civil vem crescendo. Um exemplo disso foi a criação da NBR 16239 [8], sobre estruturas de aço com perfis tubulares que entrou em vigor no dia 29 de dezembro de 2013. A norma foi elaborada pela Comissão de Estudo de Estruturas de Aço do Comitê Brasileiro da Construção Civil e define os princípios gerais dos projetos de estruturas de aço e mistas de edificações.

A geometria da seção transversal dos perfis tubulares normalmente é circular (CHS), quadrada (SHS) ou retangular (RHS), conforme é apresentado na Figura 5. As seções circulares (CHS) apresentam uma distribuição de tensões muito eficiente em relação ao seu centroide, uma vez que qualquer ponto de sua superfície está equidistante de seu eixo central. Devido sua geometria, necessitam de uma mão-de-obra bastante especializada para a realização das ligações com outros elementos estruturais. Fornecem uma aparência de superfície muito lisa e com um forte apelo arquitetônico. A ausência de arestas salientes auxilia na redução dos efeitos da exposição à agentes externos e também no aumento da limpeza contra poeira e outros materiais de construção. Apesar disso, seções tubulares retangulares (RHS) ou quadradas (SHS) são muito populares em colunas e treliças planas devido à facilidade de execução das ligações em superfícies planas [9]. As seções RHS necessitam de uma preparação de borda mínima para juntar e soldar com outros elementos, ao contrário da CHS que precisam de cortes mais elaborados do perfil. A simetria dos lados da seção SHS tende a exibir alguns dos aspectos estéticos da CHS e ainda possui as superfícies planas inerentes da RHS para melhor conectividade. Quando se busca um equilíbrio entre resistência e funcionalidade, os SHS são comumente utilizados em muitas aplicações estruturais e mecânicas.

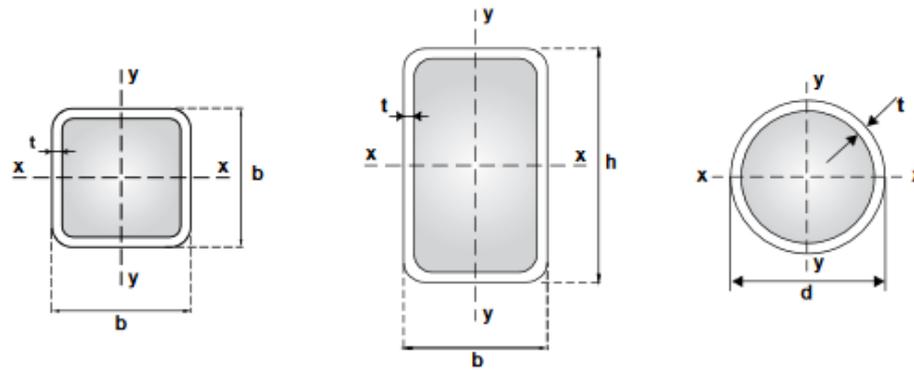


Figura 5 - Tipos de seções transversais tubulares [10]

1.2 Pilares mistos

Os pilares mistos de aço e concreto podem ser definidos como a união de um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado, ao concreto, apresentando uma série de vantagens construtivas e estruturais. As principais normas admitem a interação completa entre os elementos de aço e concreto, uma vez que, os pilares mistos são elementos estruturais sujeitos predominantemente a forças de compressão e a pequenos esforços de cisalhamento. Dependendo da posição que o concreto se encontra na seção mista, podem ser classificados como revestidos, parcialmente revestidos ou preenchidos. Na Figura 6 pode-se observar os diferentes tipos de pilares mistos.

O pilar misto revestido tem o perfil de aço completamente envolvido pelo concreto. A presença do concreto estrutural como revestimento promove um aumento na resistência da seção transversal e minimiza os fenômenos de flambagem local e global do pilar de aço. Além disso, fornece uma maior proteção do perfil contra fogo e as ações da natureza, ficando menos vulnerável à corrosão. Sua principal desvantagem é a necessidade de utilização de fôrmas [11], o que torna a execução mais complexa e custosa quando comparado com os pilares mistos preenchidos.

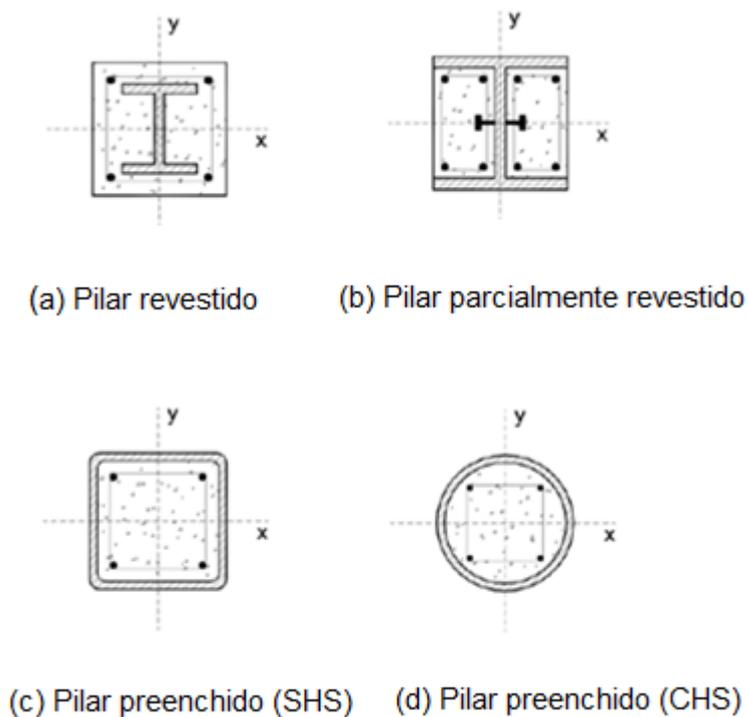


Figura 6 - Seção transversal de pilares mistos de aço e concreto [12]

O pilar parcialmente revestido, possui uma estrutura semelhante com a diferença de não ter seu perfil totalmente preenchido pelo concreto. A concretagem geralmente é realizada em duas fases, em posição horizontal. Podem necessitar de proteções adicionais para aumentar sua resistência ao fogo e de conectores ou armadura soldadas à seção metálica para garantir a transferência dos esforços.

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais resultantes da associação de um tubo de aço preenchido com concreto. Dispensam o uso de fôrmas e cimbramento, resultando em economia de material e mão-de-obra. Possibilitam uma redução significativa do peso próprio da estrutura, pois, para resistir a uma determinada carga, os pilares mistos preenchidos possuem uma seção transversal menor quando comparados com os pilares de concreto armado. Além disso, possuem também uma maior ductilidade e tenacidade. Geralmente dispensam o uso de armaduras longitudinais simplificando sua execução em relação aos pilares de concreto armado.

Em relação aos pilares metálicos, apresentam maior capacidade resistente e rigidez com a utilização de uma quantidade menor de aço estrutural sendo, conseqüentemente, mais econômicos.

Outra vantagem expressiva é sua velocidade construtiva. Uma forma de otimizar sua execução é efetuar a concretagem do núcleo de concreto após a montagem de sucessivos pavimentos utilizando apenas o perfil metálico. A concretagem é realizada por bombeamento do concreto para o interior do tubo.

Algumas das principais vantagens da utilização dos pilares mistos preenchidos são mencionadas em Uy, B [10], tais como, melhor rigidez e estabilidade, maior resistência ao fogo e resistência do perfil às cargas no estágio de construção da estrutura. O autor destaca que no Japão, metade dos edifícios com mais de cinco pavimentos utilizam este tipo de pilar. Além disso, constatou que em edifícios de 30 pavimentos o custo de pilares mistos preenchidos é cerca de 2% superior ao custo de pilares em concreto armado e, que em edifícios com mais de 50 pavimentos consegue-se um custo menor ao utilizarem-se pilares mistos preenchidos.

Cabe ressaltar, que pilares mistos preenchidos apresentam excelentes propriedades resistentes quanto à atuação de ações sísmicas, proporcionando alta resistência, rigidez e capacidade de absorver energia. Com isso, justifica-se sua elevada utilização em países europeus e asiáticos.

1.2.1. O efeito de confinamento do concreto

Nos pilares de concreto armado o concreto pode ser submetido a um estado triaxial de tensões, por meio das armaduras transversais que geram um confinamento passivo [13]. Quando a força aplicada é de baixa intensidade, a expansão lateral do concreto é desprezível e, por isso, a armadura transversal praticamente não é solicitada e o comportamento do concreto confinado é equivalente ao do não confinado. A medida que a intensidade da força aplicada aumenta, o processo de microfissuração se intensifica e a expansão lateral aumenta, solicitando a armadura transversal.

Os pilares mistos preenchidos devido sua maior resistência, geralmente estão submetidos a valores de forças muito mais elevadas. Em relação ao seu comportamento estrutural, Shanmugam e Lakshmi [14] alegam que nas primeiras etapas de carregamento o efeito de confinamento do concreto não é exigido, pois o coeficiente de *Poisson* do concreto é menor que o do aço. Nesta primeira etapa de carregamento, o aço está submetido a tensões de compressão e o concreto está em

fase de expansão, não havendo ainda a separação entre os materiais. Com a elevação da força para valores próximos da resistência uniaxial do concreto, o processo de microfissuração se intensifica e a expansão do material confinado atinge um patamar de tal forma que solicita o tubo metálico, confinando o concreto.

A tensão gerada pelo confinamento é responsável pelo acréscimo da resistência à compressão uniaxial do pilar preenchido. Nesta situação, o concreto está submetido a um estado triaxial de tensões e o tubo de aço, a um estado biaxial de tensões. Verifica-se, então, que o valor de resistente do pilar preenchido é superior à soma dos valores das parcelas de resistência correspondentes ao tubo de aço e ao núcleo de concreto.

Segundo Shanmugam e Lakshmi [14], apenas os pilares de seção circular apresentam esse acréscimo total de resistência devido ao estado triaxial de tensões. Nos pilares de seção quadrada e retangular, suas paredes laterais não são rígidas o suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão, dessa maneira, apenas o concreto situado na região mais central e nos cantos da seção quadrada estão confinados.

1.3 Aço Inoxidável

O uso do aço inoxidável na construção civil é uma tendência mundial crescente. Apesar de sua difusão no Brasil ter ocorrido de forma mais lenta, sua utilização vem crescendo nos últimos anos. Devido suas características de alta resistência à corrosão, durabilidade, resistência ao fogo, aparência e estética, tendo o seu uso limitado pelo seu alto custo, especialmente quando comparado com o do aço carbono, que já chegou a custar entre quatro a seis vezes menos, segundo Baddoo [15].

O primeiro grande projeto a utilizar revestimento de aço inoxidável no Brasil foi o edifício sede do Bank Boston, em São Paulo. Um total de 110 toneladas de aço inoxidável foram utilizados no revestimento da fachada, colunas, guarda-corpo e marquise de entrada. Outro importante exemplo é o edifício administrativo da Vivo em São Paulo, Figura 7 com cerca de 100 toneladas de revestimento de aço inoxidável que se tornou um marco arquitetônico de modernidade e inovação.

As normas de projeto de aço inoxidável atuais são em sua maioria baseadas em analogias assumidas com o comportamento de estruturas de aço carbono. Entretanto, a curva tensão *versus* deformação do aço inoxidável quando submetido a esforços axiais, apresenta uma relação não-linear e sem um patamar de escoamento bem definido, diferentemente das curvas apresentadas pelo aço carbono. Conseqüentemente, isto pode gerar uma modificação não desejada no comportamento global da estrutura.

Um exemplo é o Eurocódigo 3 parte 1-4 [16]. Esta norma define um conjunto de regras que modificam e estendem aos aços inoxidáveis a aplicação das verificações definidas para os aços carbono tradicionais. Desta forma, se torna necessário a utilização em conjunto das outras partes do Eurocódigo 3.



Figura 7 - Prédio administrativo da VIVO com fachadas revestidas com aço inoxidável [17].

1.3.1 Propriedades do aço inoxidável

O aço inoxidável é uma liga de ferro e cromo, podendo conter também níquel, molibdênio e outros elementos, que apresentam propriedades físico-químicas superiores aos aços comuns, como a alta resistência a oxidação atmosférica que depende da quantidade de cromo usada. Segundo a norma EN 10088-1 [18], sua definição é apresentada como uma liga de aço que contém um mínimo de 10,5 % de cromo e um máximo de 1,2 % de carbono.

O cromo presente na composição do aço inoxidável quando distribuído de forma homogênea em toda a superfície do material, reage em contato com o oxigênio do ar e forma uma camada chamada de camada passiva. Esta camada fina, contínua e resistente de óxidos, protege o material contra ataques corrosivos do meio ambiente.

Devido à elevada afinidade entre o cromo e o oxigênio a película protetora é formada muito rapidamente. Por ser muito estável, adere bem à superfície do metal e evita o seu desprendimento, além de não ser porosa, impedindo assim o ataque do meio agressivo. Essa camada passiva apresenta um papel fundamental ao possibilitar a eliminação de revestimentos extras de proteção contra a corrosão como fosfatização, pinturas e galvanização, que são procedimentos largamente utilizados nas estruturas metálicas de aço carbono.

Dentre as principais características do aço inoxidável, pode-se listar os seguintes itens [19]:

- Alta resistência a corrosão;
- Resistência mecânica adequada;
- Resistência a altas temperaturas;
- Resistência a temperaturas criogênicas (abaixo de 0° C);
- Resistência a variações bruscas de temperatura;
- Baixa rugosidade superficial;
- Material inerte;
- Forte apelo visual;
- Aparência higiênica;
- Relação custo/benefício favorável;
- Baixo custo de manutenção;
- Material reciclável;
- Durabilidade.

Vale ressaltar que 60% do aço inoxidável fabricado é composto por material reciclado, sendo também possível aproveitar cerca de 95% deste material para reciclagem no final da vida útil de uma estrutura [20]. Isso torna o aço inoxidável um material altamente reciclável e um dos que menos afetam o meio ambiente na construção civil. Se o aço inoxidável é escolhido corretamente e sua manutenção é

feita de forma adequada, permanecerá atraente durante toda a vida útil da construção.

Sua aparência brilhante, sensação de limpeza que agrega à construção, associada a resistência mecânica, torna o aço inoxidável um material atraente e desejável nas construções arquitetônicas. Um exemplo famoso de sua utilização é a *Cloud Gate* (Figura 8), uma das mais famosas atrações e símbolo da cidade de Chicago. Composta por 168 placas de aço inoxidável 316L, mede 21 metros de comprimento, 13 metros de largura e 11 metros de altura, pesando 99,5 toneladas.



Figura 8- *Cloud Gate* – Chicago [21].

A maioria dos tipos de aço carbono possuem uma curva tensão *versus* deformação com um comportamento linear elástico até seu limite de escoamento, seguido de um patamar bem definido antes do encruamento. O primeiro trecho chamado de domínio elástico é caracterizado pelo material possuir deformações elásticas seguindo a lei de *Hooke*, ou seja, deformações reversíveis com a redução ou suspensão das tensões externas impostas e sem aparecimento de tensões residuais. Em seguida, o material atinge seu limite de escoamento e a partir deste ponto aumenta as deformações sem que se altere o valor da tensão. Caso haja algum acréscimo de tensão o aço carbono entra em seu domínio plástico, no qual o corpo muda de forma irreversível e a tensão deixa de ser proporcional à deformação, caracterizando uma deformação plástica. Do ponto de vista atômico, a deformação plástica ocorre devido à ruptura de ligações com os átomos vizinhos originais, seguida da formação de ligações com os novos átomos vizinhos.

Conseqüentemente, mesmo que a tensão causadora da deformação seja removida, os átomos não retornarão às suas posições originais.

Diferentemente do aço carbono, o aço inoxidável possui um comportamento não linear, sem a caracterização clara de seu limite de escoamento, Figura 9. Essa transição não é bem definida e a obtenção do valor da tensão de escoamento se torna mais difícil.

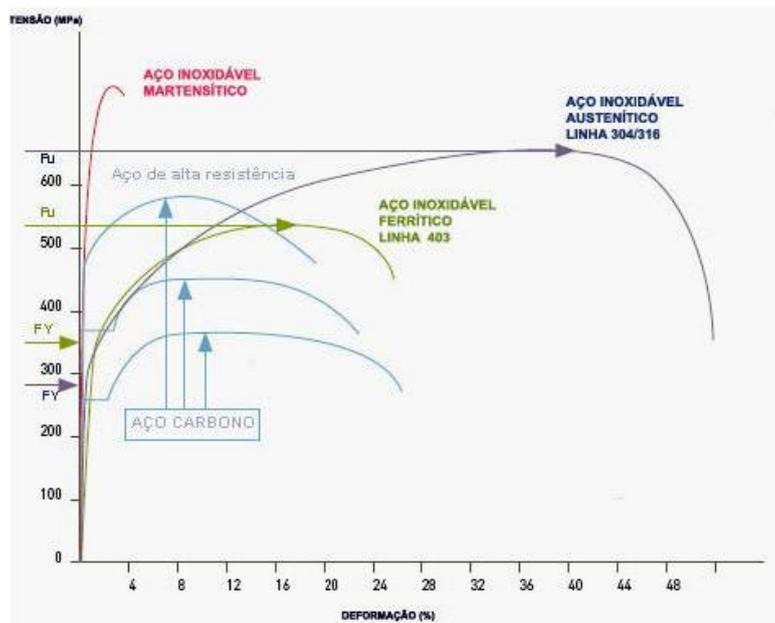


Figura 9 - Curva tensão *versus* deformação dos tipos de aço [9].

Como não é possível determinar o limite de escoamento com precisão suficiente, torna-se prático adotar o limite convencional n de escoamento ou simplesmente limite n , definido pela expressão:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} \quad (1)$$

Onde:

F_n : carga em que se observa uma deformação de $n\%$ do material

A : área da seção transversal.

Segundo SOUZA [22], o limite n é conveniente, pois é determinado mais rapidamente, de forma prática e atende a todos os fins de aplicação dos materiais

metálicos na engenharia, quanto ao conhecimento do início da plasticidade dos metais.

Geralmente o valor de n é especificado em 0,2% para os metais e ligas metálicas em geral. A tensão limite de escoamento é determinada como o ponto na curva da interseção de uma paralela à reta que define o domínio elástico a 0,2% de deformação permanente.

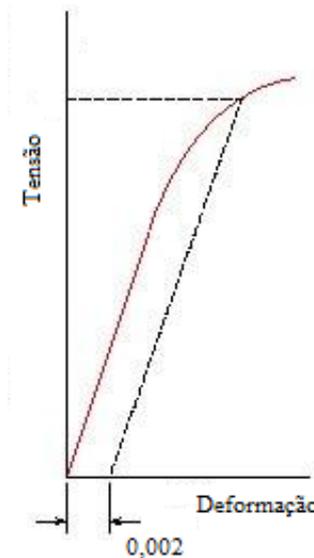


Figura 10 – Obtenção da tensão limite de escoamento com $n=0,2\%$ [22]

A não linearidade da curva tensão *versus* deformação do aço inoxidável indica que sua rigidez varia com o nível de tensão, tendo seu valor reduzido com o aumento da tensão. Conseqüentemente, as deflexões são maiores que as esperadas se comparadas ao aço carbono.

1.3.2 Tipos de aço inoxidáveis

Existe uma grande variedade de tipos de aço inoxidável devido à variação da composição química e o tratamento térmico utilizado em sua fabricação. Podendo ser dividido com relação a sua microestrutura em cinco grandes grupos: aços martensíticos, ferríticos, austeníticos, austenítico-ferríticos ou *duplex* e endurecidos por precipitação [23].

Os aços martensíticos e endurecidos por precipitação, apesar de possuir boas características de resistência mecânica, não são muito utilizados na construção, pois apresentam uma soldabilidade e conformabilidade muito limitadas e uma resistência à corrosão inferior aos demais tipos de aço inoxidáveis, não sendo por isso competitivos quando comparados com estes. Logo os três principais grupos utilizados na engenharia estrutural são: austenítico, ferrítico e duplex.

1.3.2.1 Aço inoxidável austenítico

Compostos basicamente por ferro, cromo e níquel, os aços inoxidáveis austeníticos são os mais utilizados e conhecidos na construção civil. Possuem uma estrutura cúbica de faces centradas e sua composição química usual têm 17% de cromo e 8% de níquel com uma excelente ductilidade, conformabilidade e tenacidade. Não podem ser endurecidos por tratamento térmico, tendo seu teor de carbono restrito. Dependendo do teor de níquel, respondem a trabalho a frio com aumento da resistência mecânica, evitando ruptura primária e trinca. O molibdênio pode ser adicionado para aumentar sua resistência aos mecanismos de corrosão localizados tais como corrosão galvânica e por pite ou alveolar. Os aços austeníticos apresentam o ramo plástico maior do que os aços ferríticos, assim como uma maior facilidade em operações de soldagem.

1.3.2.2 Aço inoxidável ferrítico

Os aços inoxidáveis ferríticos são aços magnéticos com uma estrutura cristalina cúbica de corpo centrado, que é o mesmo ferro puro a temperatura ambiente. Não contêm níquel em sua composição, o que reduz seu custo. Tem como principal elemento em sua composição o cromo com teores tipicamente entre 11 e 17%. Seu teor de carbono é mantido baixo o que resulta nestes aços uma limitada resistência mecânica. Podem também conter alumínio que ser como um estabilizador natural da ferrita. Assim como o aço inoxidável austenítico não são endurecidos pelo tratamento térmico e no estado recozido o limite de escoamento é de 275 a 350 MPa. Os aços ferríticos possuem um menor custo, mas sua resistência

à corrosão é menor se comparados com os austeníticos e duplex. Da mesma forma, são limitados na tenacidade, conformabilidade e soldabilidade em comparação aos outros. Essa baixa tenacidade acaba gerando uma restrição de suas dimensões de fornecimento. Em relação à soldabilidade, estes aços apresentam problemas, pois a zona afetada pelo calor é suscetível à corrosão intergranular e pode perder ductilidade, tornando-se frágil e necessitando de tratamentos térmicos depois da soldadura [18].

1.3.2.3 Aço inoxidável duplex

Também conhecidos como austenítico-ferrítico, os aços inoxidáveis duplex têm uma estrutura mista de austenita e ferrita e como resultado possuem características de ambos. Uma composição química tipicamente possui 22% de cromo, 5% de níquel e 3% molibdênio com pequena adição de nitrogênio. O molibdênio é normalmente adicionado para aumentar a resistência à corrosão galvânica e por pite. São endurecíveis por tratamento térmico, mas são mais duros que os aços ferríticos e austenítico na condição recozida mole e tem limite de escoamento médio em torno de 450 MPa. Quando comparados com os aços austeníticos, oferecem melhores resistências mecânicas, uma soldabilidade equivalente e uma resistência à corrosão igual ou superior, perdendo apenas em termos de ductilidade. Entretanto são necessários maiores esforços na conformação devido a sua maior resistência. O custo total de seus componentes de fabricação é relativamente baixo em comparação com os aços austeníticos, devido principalmente aos seus baixos teores de níquel. Os aços inoxidáveis duplex podem ser utilizados em projetos com seções mais finas e se destacam pela maior resistência a corrosão sob tensão.

1.4 Revisão bibliográfica

Nos últimos anos, diversos estudos sobre o comportamento de colunas mistas preenchidas com concreto e do aço inoxidável foram publicados por

pesquisadores em vários países. Para a realização desta dissertação, inúmeras pesquisas foram estudadas com o objetivo de auxiliar no entendimento da coluna CFDST proposta. A seguir consta um resumo dos principais estudos que serviram de embasamento para este trabalho.

Tao e Han [24], em seu artigo descrevem uma série de ensaios realizados em colunas, vigas e vigas-colunas tubulares de seção dupla revestidas com concreto (CFDST). Os tubos externos e internos eram compostos por seções ocas retangulares (RHS) formadas a frio, como pode ser visto na Figura 11.

Em um total de 30 ensaios, três colunas curtas foram testadas onde duas eram CFDST e uma era CFST. Os modos de falha e o comportamento da deformação devido a carga aplicada das três colunas foram então comparadas.

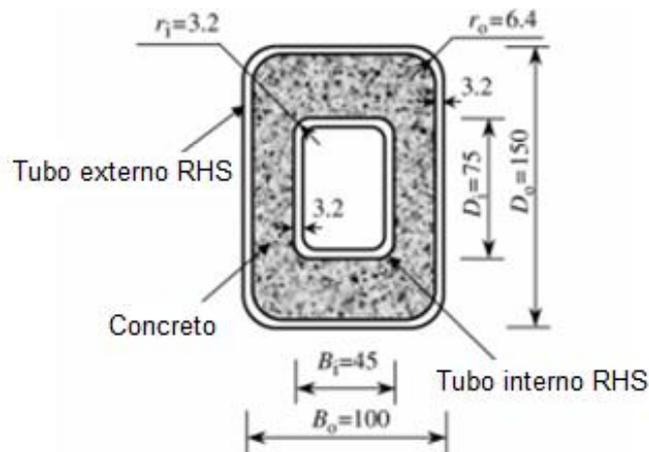


Figura 11 - Seção transversal da coluna CFDST [24]

A relação entre o perfil externo e o interno para seções retangulares de colunas CFDST pode ser definida pela equação (2):

$$\chi = \sqrt{\frac{b \times d}{(B - 2t_{s0}) \times (D - 2t_{s0})}} \quad (2)$$

Onde:

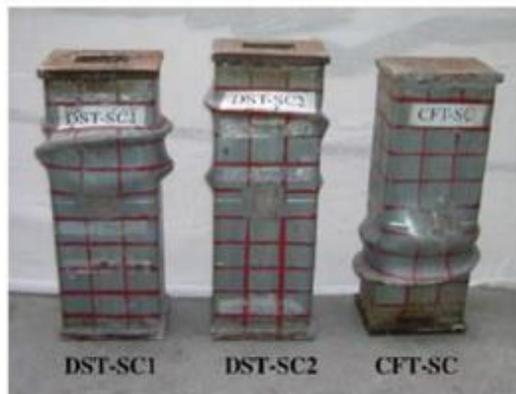
B e b são as larguras globais do tubo interno e do tubo externo respectivamente;

D e d são as profundidades totais do tubo interno e do tubo externo respectivamente;

t_{s0} é a espessura da parede do tubo de aço externo.

O valor de χ foi fixado em 0,501 nos testes CFDST e o comprimento (L) de cada coluna foi definida como três vezes a profundidade de sua seção RHS externa. Segundo os autores, essa relação minimiza os efeitos da flambagem global e das condições finais. Uma chapa de aço com uma espessura de 12 mm foi soldada ao topo de cada uma das colunas.

Observou-se um mecanismo de flambagem local para os tubos externos, que é o mesmo observado por muitos outros pesquisadores anteriores ao experimento, tanto na coluna CFST como nas CFDST. Os modos de falha dos tubos externos podem ser vistos na Figura 12. A flambagem ocorreu um pouco mais cedo para as colunas CFDST devido à presença de vazios nelas. O modo de falha do tubo RHS interno de uma coluna preenchida comporta-se de forma diferente comparado a um RHS vazio em compressão, onde as chapas de aço se dobram alternadamente em superfícies convexas e côncavas (Tao *et al.* [25]). O mecanismo de dobra para dentro (Figura 12b) ocorre devido à presença do concreto preenchido entre os tubos.



(a) Colunas após o teste



(b) Modo de falha do tubo interno de perfil RHS

Figura 12 - Modos de falha das colunas CFDST após ensaios [24]

A coluna CFST se comporta de uma maneira menos dúctil uma vez que a curva pós-pico é mais acentuada que as das colunas CFDST, Figura 13. Isso ocorre devido a proporção de aço serem maiores nas colunas CFDST.

Tao e Han [24] concluíram que as colunas CFDST em geral apresentam comportamento semelhante as colunas CFST, porém com um ganho de ductilidade maior devido ao confinamento do concreto pelo tubo externo. Outra importante constatação foi a confirmação de que o estado de confinamento sofrido pelo concreto nas colunas CFDST são iguais as CFST se a relação da seção oca não é demasiadamente grande. Este fato já havia sido observado em outros estudos.

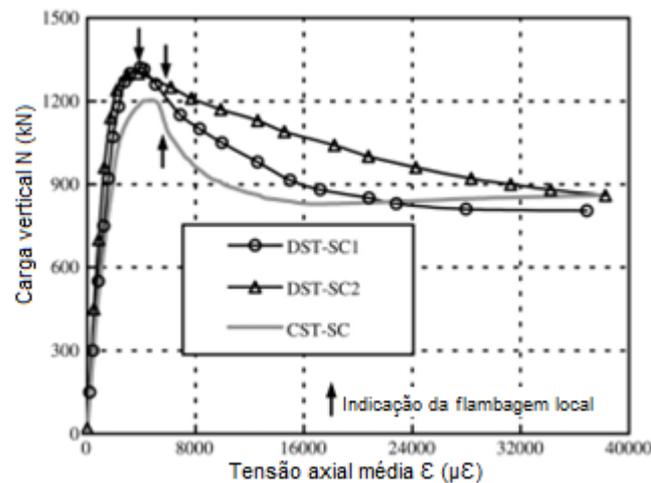


Figura 13 – Gráfico carga *versus* deslocamento das colunas [24]

A classificação da seção transversal é um conceito extremamente importante na concepção de estruturas metálicas. Gardner e Theofanous [26] demonstraram por meio de uma grande base de dados experimentais que a classificação proposta pelas principais normas são bastante conservadoras ao se utilizar o aço inoxidável. Desta forma, apresentaram o Método de Resistência Contínua (CSM - *Continuous Strength Method*), que faz uma relação simples e contínua entre a esbelteza do elemento e a capacidade de deformação da seção transversal. O CSM permite uma maior capacidade de deformação da seção transversal, e também modifica o modelo de material elástico e perfeitamente plástico por um que permita o encruamento. Desta forma, apresenta uma resposta tensão-deformação mais consistente do aço inoxidável.

Han *et al.* [27] estudaram o comportamento de colunas curtas CFST inclinadas, cônicas e do tipo STS (*straight-tapered-straight*), conforme ilustrado na Figura 14. Um total de 34 amostras foram testadas com o objetivo de verificar a influência do perfil transversal, os ângulos inclinados e cônicos nas colunas. Em seguida, foi realizado uma comparação das resistências encontradas nos ensaios com os calculados por diversas normas.

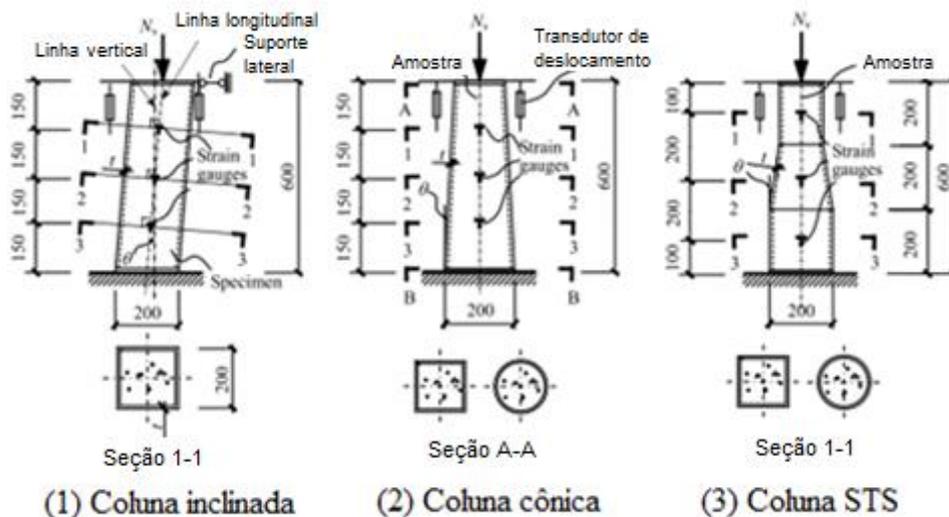


Figura 14- Colunas curtas CFST inclinadas, cônicas e STS [27]

As principais conclusões são descritas a seguir:

- Todos as colunas testadas comportaram-se de maneira muito dúctil. Os modos de falha típicos destas colunas CFST foram flambagem local para fora dos tubos de aço;
- Para as colunas CFST inclinadas, as capacidades de carga vertical diminuiram ligeiramente com o aumento do ângulo inclinado;
- Para as colunas CFST cônicas, a resistência diminuiu significativamente com o aumento do ângulo cônico;
- Para as colunas STS/CFST, a resistência da seção transversal diminuiu cerca de 20% e 18% para as colunas de seção quadrada e circular quando o ângulo cônico variou de 0° a 4° respectivamente;
- Todas as normas comparadas tiveram valores de resistência conservadores ao dos obtidos pelos ensaios para as colunas CFDST inclinadas, cônicas e STS.

Posteriormente, Han *et al.* [2] apresentaram um novo tipo de coluna mista, composta por um perfil tubular de parede dupla de aço inoxidável-concreto-aço carbono, que é o foco desta dissertação. A concepção desta coluna teve como objetivo combinar os três tipos de materiais, de forma à possuir uma elevada rigidez à flexão herdada das colunas CFDST e ainda ter as vantagens adicionais de estética e grande resistência a corrosão provenientes do aço inoxidável.

O programa experimental consistiu em uma série de 80 amostras, em que 54 colunas eram do tipo aço inoxidável - concreto - aço carbono e 26 perfis ocios usados como referência para comparação. Os principais parâmetros analisados foram o tipo de seção transversal, o tipo de coluna e a razão de vazios das colunas. Foram testadas colunas curtas bi-apoiadas com seções circulares, quadradas, retangulares e elípticas com elementos retos, inclinados e cônicos. Han *et al.* [2] sugeriram um modelo simplificado para a previsão da resistência transversal das colunas CFDST (aço inoxidável-concreto-aço carbono) e compararam com os resultados experimentais. A Figura 15 ilustra as seções transversais analisadas.

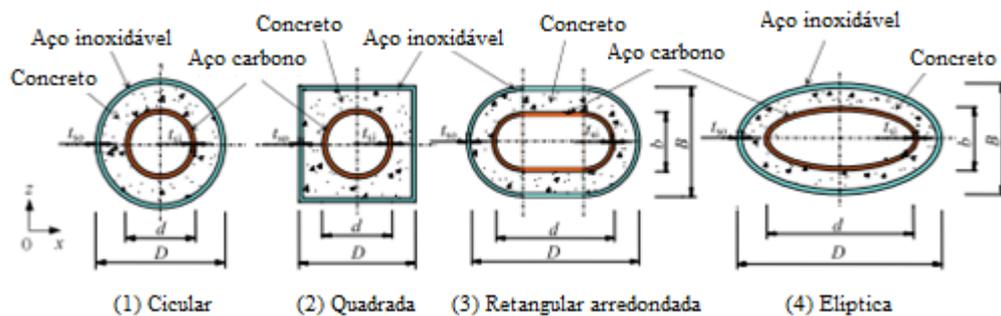


Figura 15 - Tipos de seções transversais analisadas [2]

A Figura 16 demonstra os tipos de colunas testadas. Para garantir a transferência completa da carga vertical sobre o perfil misto, duas placas de base de aço carbono, com uma espessura de 20 mm, foram soldadas em ambos os tubos (interior e exterior), nas extremidades de cada tubo. Novamente, a relação de um terço entre o diâmetro do tubo externo e o comprimento da coluna foi adotado.

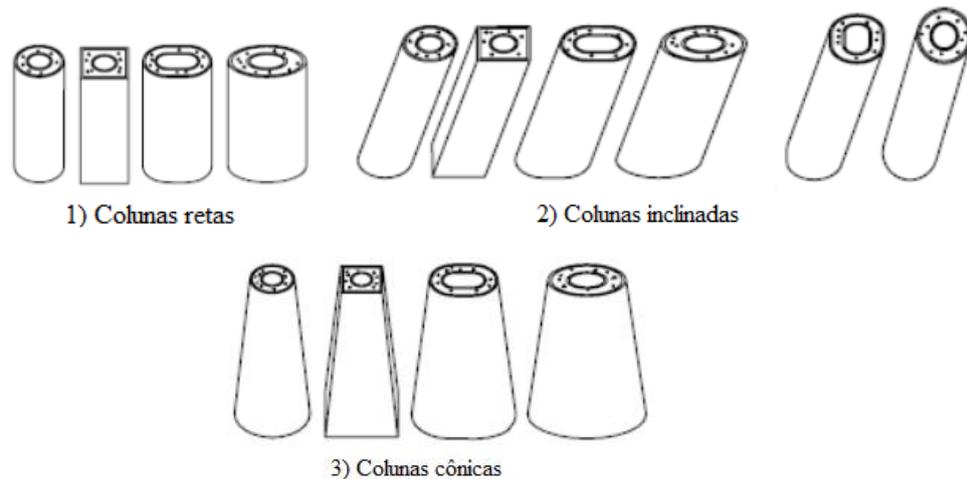


Figura 16 – Tipos de colunas testadas [2]

A razão de vazios (χ) das colunas CFDST é definida pelas equações a seguir.

Para seções circulares e quadradas, equação (3):

$$\chi = \frac{d}{D - 2t_{s0}} \quad (3)$$

Para seções retangulares com cantos arredondados e elípticas, equação (4):

$$\chi = \sqrt{\frac{b \times d}{(B - 2t_{s0}) \times (D - 2t_{s0})}} \quad (4)$$

onde D e d são os diâmetros globais do tubo externo e do tubo interno respectivamente; t_{s0} é a espessura da parede do tubo de aço externo. A relação entre os diâmetros externos e internos para os ensaios adotados foram de 0,5 e 0,75.

Dando ênfase para os ensaios de colunas retas, devido à natureza desta dissertação, os resultados mostraram que todas as colunas comportaram-se de modo dúctil e o comportamento mecânico das colunas CFDST de aço inoxidável são semelhantes às colunas de aço carbono. Os tubos externos das colunas preenchidas sofreram flambagem em torno da meia altura. As colunas preenchidas com concreto com seções quadradas e circulares tiveram modos de flambagem

similares aos observados em outros ensaios com colunas CFDST utilizando apenas aço carbono.

Os perfis internos e externos das colunas de seção oca (DST) se comportaram de formas diversas com relação às preenchidas. Se tratando das colunas tubulares com seções circulares, foi observado flambagem do tipo “pata-de-elefante” na parte superior do tubo externo. Para as colunas ocas com seções quadradas, retangulares de extremidade arredondada e elípticas, a flambagem foi observada para fora e para dentro no meio da coluna. O tipo de flambagem dos tubos internos das colunas preenchidas podem ser descritos como sendo do “modo diamante”. O anel de concreto sofreu um esmagamento onde a flambagem para fora do plano ocorreu. A Figura 17 ilustra os modos de falha das colunas retas testadas, onde as colunas pontilhadas em verde representam as colunas ocas, ou seja, que não foram preenchidas com concreto e a Figura 18 mostra os tubos internos de aço carbono após os ensaios.

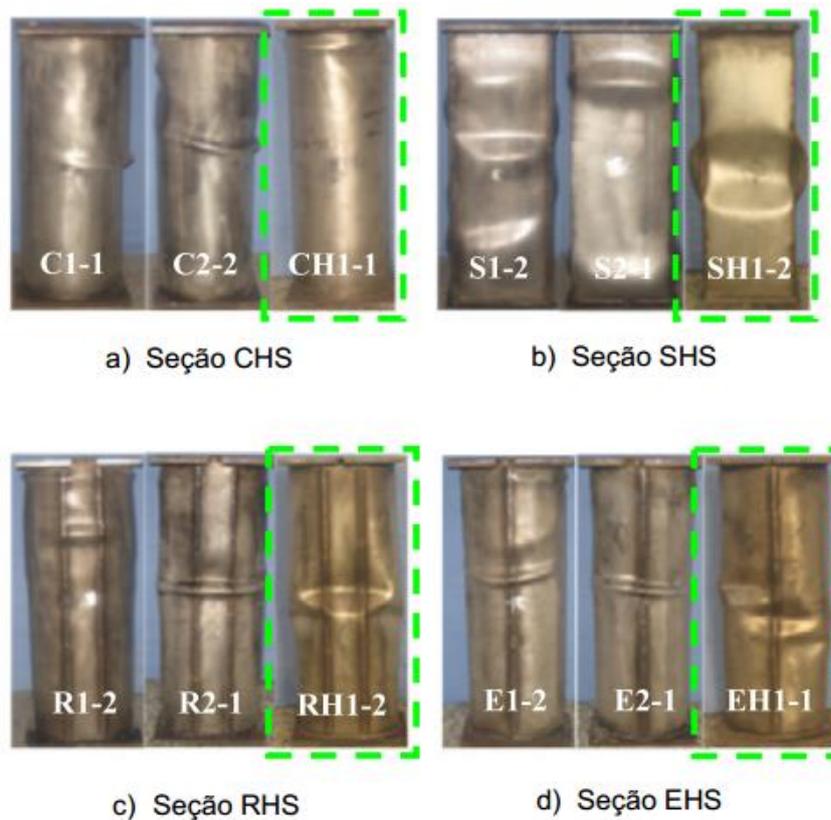


Figura 17 - Modos de falha das colunas retas testadas [2]



Figura 18 - Tubos internos de aço carbono após os ensaios [2]

Os resultados obtidos das colunas retas se encontram nas Tabelas 1 a 4. As colunas ocas ou sem preenchimento de concreto são indicadas em sua nomenclatura com a letra “H”. N_{ue} é a resistência última da coluna experimental e N_{uc} é a força estimada por meio da formulação matemática proposta no artigo. Conclui-se que a resistência última experimental (N_{ue}), diminui com o aumento da proporção de vazios (χ), ou seja, com a redução da quantidade de concreto preenchido.

A resistência última das colunas preenchidas é superior à das colunas sem concreto e que o modelo simplificado proposto obtiveram uma concordância razoável com os resultados experimentais.

Tabela 1 - Colunas retas circulares de Han *et al.* [2]

Tipo	Tubo Externo D x t_{so} [mm x mm]	Tubo Interno d x t_{si} [mm x mm]	χ	N_{ue} [kN]	$N_{médio}$ [kN]	N_{uc} [kN]
C1-1	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	2537	2552	2371
C1-2	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	2566		
C2-1	220 x 3,62	106 x 3,72	0,5	3436	3471	2760
C2-2	220 x 3,62	106 x 3,72	0,5	3506		
CH1-1	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	1552	1557	-
CH1-2	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	1561		

Tabela 2 - Colunas retas quadradas de Han *et al.* [2]

Tipo	Tubo Externo D(=B) x t _{so} [mm x mm]	Tubo Interno d(=b) x t _{si} [mm x mm]	χ	N _{ue} [kN]	N _{médio} [kN]	N _{uc} [kN]
S1-1	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	2908	2884	3205
S1-2	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	2860		
S2-1	220 x 3,62	106 x 3,72	0,5	3516	3413	3503
S2-2	220 x 3,62	106 x 3,72	0,5	3309		
SH1-1	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	1116	1138	-
SH1-2	220 x 3,62	159 x 3,72	0,75	1159		

Tabela 3 - Colunas retas retangulares com cantos arredondados de Han *et al.* [2]

Tipo	Tubo Externo D x B x t _{so} [mm x mm]	Tubo Interno d x b x t _{si} [mm x mm]	χ	N _{ue} [kN]	N _{médio} [kN]	N _{uc} [kN]
R1-1	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	2274	2262	2195
R1-2	241 x 160 x 3,62	187 x 106 x 3,72	0,75	2250		
R2-1	240 x 160 x 3,62	142 x 62 x 3,72	0,5	2653	2780	2531
R2-2	240 x 160 x 3,62	142 x 62 x 3,72	0,5	2906		
RH1-1	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	1260	1293	-
RH1-2	241 x 160 x 3,62	187 x 106 x 3,72	0,75	1325		

Tabela 4 - Colunas retas elípticas de Han *et al.* [2]

Tipo	Tubo Externo D x B x t _{so} [mm x mm]	Tubo Interno d x b x t _{si} [mm x mm]	χ	N _{ue}	N _{médio}	N _u
E1-1	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	2051	2053	2073
E1-2	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	2055		
E2-1	240 x 160 x 3,62	142 x 62 x 3,72	0,5	2577	2611	2369
E2-2	240 x 160 x 3,62	142 x 62 x 3,72	0,5	2645		
EH1-1	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	1403	1405	-
EH1-2	240 x 160 x 3,62	186 x 106 x 3,72	0,75	1407		

Além disso, as medições realizadas nos ensaios indicaram que entre as quatro seções, as circulares sofreram as maiores deformações transversais, seguidas das retangulares com cantos arredondados e elípticas, enquanto as

quadradas obtiveram os menores valores. Reconhece-se que as colunas com tubos externos quadrados podem proporcionar um menor efeito de confinamento para o núcleo de concreto.

Hassanein *et al.* [28] apresentam uma análise não linear, e um estudo de comportamento e concepção de colunas curtas CFDST de aço inoxidável-concreto-aço carbono submetidas a esforço axial. A seção transversal adotada foi circular e para a análise não linear foi adotado o programa de elementos finitos ABAQUS [3].

O aço inoxidável escolhido para a análise foi o Duplex liga 1.4162. O artigo ressalta que as ligas mais utilizadas de aço inoxidável austenítico contêm cerca de 8-11% de níquel. Embora o níquel seja adicionado, principalmente, para assegurar a microestrutura correta e as propriedades mecânicas do aço, representa uma parcela significativa do custo do aço inoxidável austenítico. Segundo Hassanein *et al.* [28] o alto preço do níquel tem aumentado a demanda pela escolha do duplex com baixo teor de níquel, como os de classe EN 1.4162. Isto posto, recomenda-se o uso do aço inoxidável duplex e fino na fabricação de colunas curtas CFDST, de modo que seu custo seja mais atraente em comparação com outros tipos de aço inoxidáveis.

Foi demonstrado que a carga axial máxima das colunas curtas CFDST aumenta significativamente como o aumento da resistência à compressão do concreto ou diminuindo a razão oca (γ) entre os tubos. Contudo, o aumento da relação espessura interna/externa ou a resistência à deformação do tubo de aço carbono interno não aumenta a carga axial.

Os métodos de cálculo propostos pelo código ACI [29], Han *et al.* [2] e o método da resistência contínua (CSM) foram apresentados e comparados com os resultados da modelagem. O código ACI [29] e o modelo de Han *et al.* [2] fornecem previsões de forças conservadoras para as colunas curtas CFDST sob compressão. Por outro lado, o CSM fornecem valores contra a segurança para algumas relações D/t_e se comparadas aos valores obtidos pelo Método dos Elementos finitos (MEL). Por último, os autores propuseram um novo modelo de cálculo para as colunas curtas CFDST que forneceram previsões mais confiáveis das forças máximas axiais.

Seguindo os parâmetros estudados nas colunas de Han *et al.* [2], Silva [7] ensaiou seis protótipos de colunas tubulares com seção circular, sendo dois compostos por colunas sem o preenchimento de concreto. O objetivo do programa experimental foi comparar os resultados encontrados com as recomendações de cálculo do, Eurocódigo 4 [1] e do Método Simplificado de Han *et al.* [2]. Para fins de

comparação com o Eurocódigo 4 [1], considerou-se uma seção totalmente preenchida com concreto. As dimensões das colunas ensaiadas assim como suas nomenclaturas estão descritas na Tabela 5.

Na coluna CH1-1 sem preenchimento de concreto, foi verificada a ocorrência de flambagem local em ambos os tubos. O tubo externo de aço inoxidável apresentou uma flambagem local na extremidade inferior tipo concertina ou “pata de elefante”, já o tubo interno de aço carbono apresentou uma flambagem local no meio da coluna conhecido como “diamante”. Estes modos de flambagem podem ser vistos na Figura 19.

Tabela 5 – Dimensões dos modelos experimentais [7]

Coluna ID	Tubo Externo Aço Inoxidável Dxt_{s0} (mm)	Tubo Interno Aço Carbono Dxt_{si} (mm)	χ	Concreto f_{ck} (MPa)	Altura (mm)
CH1-1	219,08 x 3,76	165,10 x 4,25	0,78	-	700
CH2-1	219,08 x 3,76	114,30 x 4,50	0,54	-	700
C1-1	219,08 x 3,76	114,30 x 4,50	0,54	37	700
C1-2	219,08 x 3,76	114,30 x 4,50	0,54	15	700
C2-1	219,08 x 3,76	165,10 x 4,25	0,78	54	700
C2-2	219,08 x 3,76	165,10 x 4,25	0,78	40	700



Figura 19 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH1-1 [7]

Na coluna CH2-1 sem preenchimento de concreto o tubo interno apresentou um modo de flambagem global, além de ter sofrido algumas deformações circunferenciais nas extremidades. No tubo externo ocorreu o mesmo tipo de flambagem “pata de elefante” conforme tubo anterior. A Figura 20 apresenta os dois tubos da coluna CH2-1.



Figura 20 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH2-1 [7]

No ensaio C1-1 percebeu-se que esta coluna em comparação com a não preenchida com concreto teve sua flambagem local retardada devido a criação de um estado de confinamento do concreto que aumenta a resistência a compressão da coluna mista [7]. O primeiro modo de falha foi uma flambagem circunferencial próximo a extremidade inferior e posteriormente na extremidade superior - Figura 21. O mesmo ocorreu no ensaio da coluna C1-2, conforme observado na Figura 22.



Figura 21 – Modos de falhas da coluna C1-1 [7]



Figura 22 – Modos de falhas da coluna C1-2 [7]

As colunas C2-1 e C2-2 apresentaram após a concretagem excentricidades entre as extremidades inferior e superior da coluna estimada em 3,76 e 10 mm respectivamente. Com isto o resultado obtido sofreu influência de flexão por excentricidade, reduzindo a resistência esperada. Mesmo assim, nos dois ensaios ocorreram flambagem local do tipo concertina “pata de elefante” nas extremidades superior e inferior da coluna conforme observado na Figura 23.



Figura 23 – Modos de flambagem observado na coluna C2-1 [7]

A Tabela 6 mostra as cargas máximas obtidas em cada ensaio e as comparações com os valores teóricos realizadas neste estudo.

Tabela 6 – Comparação das cargas máximas [7]

Coluna	N_{ue} (kN)	N_{Han} (kN)	N_{EC} (kN)	χ
CH1-1	1371,76	-	-	0,78
CH2-1	1184,04	-	-	0,54
C1-1	1933,08	1905,48	1856,18	0,78
C1-2	2129,07	1905,48	1856,18	0,78
C2-1	2344,97	2899,77	2669,47	0,54
C2-2	2290,00	2899,77	2669,47	0,54

2 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS TUBULARES MISTAS

Neste capítulo serão apresentados os métodos de cálculo utilizados no dimensionamento das colunas mistas estudadas na presente dissertação. Estes tiveram como base o EC3 1-1 [30] para estruturas metálicas, o EC3 1-4 [16] para estruturas compostas por aço inoxidável, o EC4 1-1 [1] para estruturas mistas e a formulação proposta por Han *et al.* [2] para colunas CFDST compostas por aço inoxidável, concreto e aço carbono.

2.1 Comportamento de colunas submetidas a compressão

Os sistemas mecânicos e estruturais quando submetidos a carregamentos, podem falhar de diversas formas, dependendo principalmente do material, do tipo de estrutura e das condições de apoio [9]. Quando se projeta um elemento, é necessário satisfazer requisitos específicos de tensão, deflexão e estabilidade. Uma coluna comprimida pode atingir o estado limite último por escoamento ou por colapso devido ao fenômeno da flambagem - Figura 24. O colapso por escoamento puro ocorre em elementos comprimidos de espessuras elevadas, de forma semelhante aos elementos tracionados, ou seja, só ocorre quando toda a seção atinge o valor da tensão de escoamento.

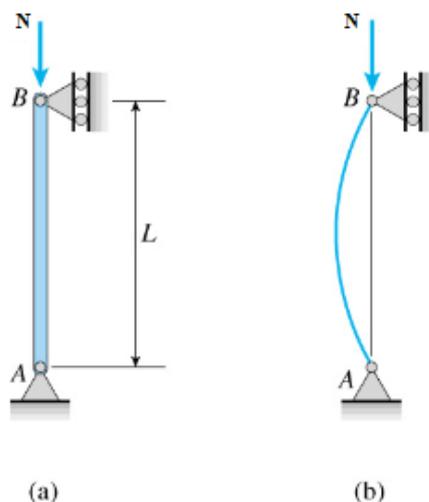


Figura 24 - Flambagem de coluna devido carregamento axial de compressão [31]

A flambagem é um fenômeno de instabilidade caracterizado pelo aparecimento, nos elementos submetidos a um carregamento de compressão axial, de grandes deformações decorrentes de pequenas variações do carregamento. Em geral a flambagem ocorre pela falha repentina e dramática da estrutura. Deste modo, o elemento pode perder sua estabilidade sem atingir a tensão de escoamento. A flambagem pode ocorrer de forma global ou local. A global é caracterizada pela deformação do elemento como um todo, enquanto a local corresponde ao colapso dos elementos que compõe sua seção transversal. Devido à natureza do estudo, o dimensionamento e detalhamento será focado nas flambagens locais visto que são características das colunas curtas, cujo comportamento e resistência são determinados, quase que completamente, pelas propriedades de resistência plástica do material.

A flambagem local de uma seção transversal é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações [32]. A instabilidade local não provoca necessariamente a instabilidade global ou a instabilidade do elemento. Possui influência direta sobre a capacidade de transmissão da carga axial ao longo da coluna, podendo leva-la ao colapso de forma antecipada.

O avanço do conhecimento na resistência dos materiais possibilitou a utilização de materiais mais resistentes e o uso de tubos com paredes menos espessas. Entretanto, esta diminuição de espessura trouxe complicações relativas aos modos de falha específicos associados às flambagens localizadas que podem acarretar em rápida perda de rigidez estrutural. Quanto maior for a relação largura/espessura dos elementos, mais acentuado é o fenômeno da flambagem local. Os tipos de flambagem de tubos submetidos a carregamentos compressivos axiais podem ser divididos em modo diamante e modo barril.

A flambagem do modo diamante consiste em uma flambagem local na forma de um losango e geralmente ocorre em tubos metálicos com elevada razão diâmetro/espessura. Este tipo de falha pode ser visualizado na Figura 25.

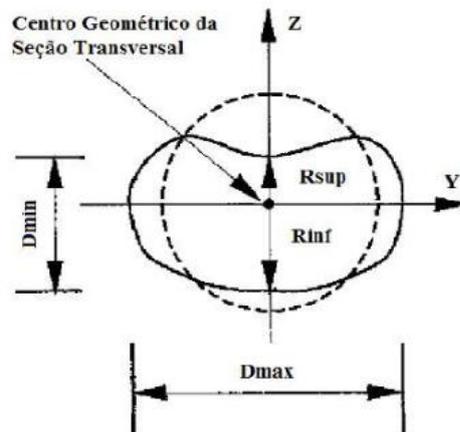


Figura 25 - Modo de falha diamante [33]

A flambagem modo barril, que também recebe o nome de concertina ou pé de elefante, é uma falha caracterizada pela projeção de material para fora da superfície original do tubo nas regiões de carregamento compressivo. Isto é pode ser visto na Figura 26.

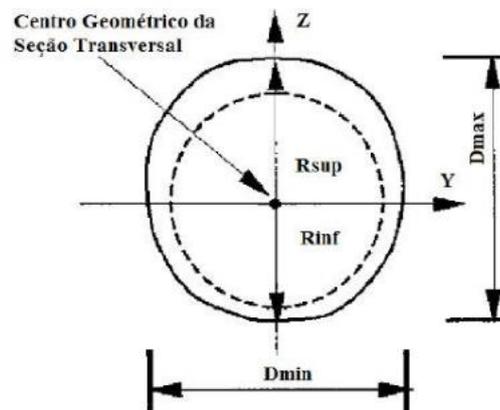


Figura 26 - Modo de falha barril [33]

Neste caso a ocorrência do efeito barril deve ser esperada para materiais dúcteis. Os fatores atrito e a relação largura/espessura atuam conjuntamente, tanto no modo como nos valores da deformação.

2.2 Classificação das seções

A classificação de uma seção transversal está diretamente relacionada com a sua resistência e capacidade de rotação quando submetida a tensões normais de

compressão. Desta forma, se torna uma ferramenta de extrema importância no dimensionamento de elementos comprimidos.

Segundo a cláusula 5.5 do EC3 1-1 [30], a classificação da seção transversal tem como objetivo identificar até que ponto a resistência e capacidade de rotação das seções transversais é limitada pela sua resistência à flambagem local. As quatro classes de seção transversal são definidas a seguir:

- **Classe 1:** São aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária aos métodos de análise plástica sem redução da resistência;
- **Classe 2:** São aquelas em que é possível atingir o momento plástico resistente, porém possuem capacidade de rotação limitada devido a flambagem local;
- **Classe 3:** São aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, 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:** São aquelas em que o fenômeno de flambagem local ocorre antes que seja atingida a tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção.

O comportamento a flexão das seções das classes 1 a 4 é ilustrado na Figura 27, onde M_{el} e M_{pl} representam o momento elástico e plástico da seção transversal, respectivamente.

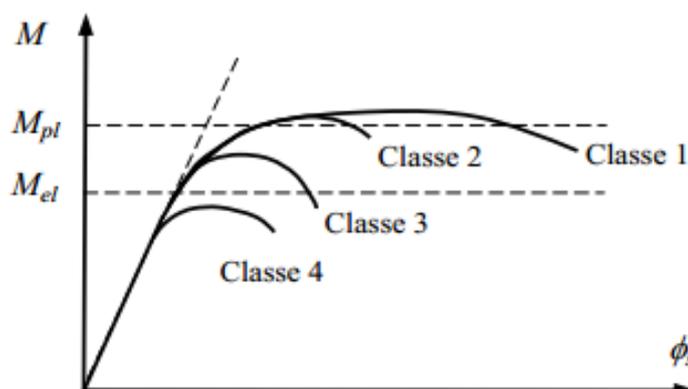
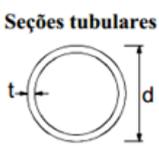


Figura 27 – Comportamento de seções à flexão [34]

A classificação da seção transversal vai depender da relação entre o comprimento e a espessura dos elementos totalmente ou parcialmente comprimidos, além de sua tensão de escoamento. Os componentes de uma mesma seção podem ser de classes diferentes. Neste caso, a seção transversal é classificada de acordo com a maior classe, salve algumas exceções (cláusula 6.2.1(10) e 6.2.2.4(1) do EC3 1-1 [30]). Os valores limite das relações entre o comprimento e a espessura (d/t) dos elementos de aço carbono comprimidos para uma seção circular são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação das seções tubulares - Eurocódigo 3 1-1 [30]

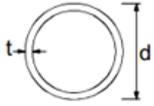
Seções Tubulares						
						
Classe	Seção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$					
	NOTA Para $d/t \leq 90 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6					
$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210000} \right]^{0,5}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

A classificação é feita por meio do parâmetro ε , onde f_y representa a tensão de escoamento do aço. Qualquer seção cuja relação d/t não respeite o limite estabelecido para a classe 3 será naturalmente classe 4.

Apesar das diferenças de comportamento entre o aço carbono e o aço inoxidável, o E.C 3-1-4 [16], possui regras de projeto para cálculo da resistência das seções semelhante às regras encontradas na parte 1-1 [30] para temperatura ambiente. Por se tratar de um material específico, são consideradas as diferenças de fatores de redução e de imperfeição, bem como distintos módulo de elasticidade e curvas de flambagem. O E.C 3-1-4 [16] é aplicado apenas para o dimensionamento de estruturas constituídas de aço inoxidável do tipo austenítico, ferrítico e duplex, cuja tensão de escoamento seja até 480 N/mm². A Tabela 8

mostra a classificação das seções tubulares circulares de aço inoxidável submetidas à compressão.

Tabela 8 – Classificação das seções tubulares circulares – Eurocódigo 3 1-4 [16]

Seções Tubulares				
Seções tubulares 				
Classe	Seção em flexão		Seção em compressão	
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$		$d/t \leq 50 \varepsilon^2$	
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$		$d/t \leq 70 \varepsilon^2$	
3	$d/t \leq 280 \varepsilon^2$ NOTA Para $d > 240$ e $d/t > 280 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6		$d/t \leq 90 \varepsilon^2$ NOTA Para $d/t \leq 90 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6	
	Grau	1.4301	1.4401	1.4462
$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210000} \right]^{0,5}$	f_y (N/mm ²)	210	220	460
	ε	1,03	1,01	0,698

O parâmetro ε diferencia-se do calculado para as seções de aço carbono convencional.

2.3 Dimensionamento de colunas mistas de aço carbono preenchidas por concreto sujeitas à compressão simples

Segundo o EC4 1-1 [1], o dimensionamento de pilares mistos aço-concreto sujeitos a compressão devem ser verificados:

- A resistência da secção transversal;
- A resistência a efeitos de flambagem local;
- A resistência a cargas concentradas;
- A resistência ao esforço cortante longitudinal entre a seção de aço e a de concreto.

A norma oferece dois métodos para avaliação da resistência de um pilar misto: método geral e método simplificado. Ambos baseiam-se na interação total entre o perfil de aço e o concreto até que seja atingida a ruína, na conservação das seções planas antes e depois da solicitação e as imperfeições são consideradas no cálculo da resistência.

O método geral é aplicável a colunas com seção transversal não simétrica e/ou seção não uniforme ao longo do seu comprimento. Na verificação da estabilidade estrutural devem ser considerados os efeitos de segunda ordem, incluindo as tensões residuais, imperfeições geométricas, instabilidades locais, ruptura do concreto por esmagamento, fluência e retração do concreto, e escoamento dos componentes de aço da seção.

Para a aplicação do método simplificado as colunas devem possuir uma seção transversal duplamente simétrica e uniforme ao longo de todo seu comprimento. Não é aplicável se o elemento estrutural for composto por duas ou mais seções não ligadas entre si. Como a coluna foco da dissertação possui uma seção tubular circular, somente o critério de dimensionamento do método simplificado será descrito.

A aplicação do método simplificado proposto pelo EC4 1-1 [1] também pressupõe:

- $\bar{\lambda} \leq 2,0$, sendo $\bar{\lambda}$ o coeficiente de esbeltez reduzido;
- Em seções totalmente envolvidas em concreto, os limites máximos do recobrimento em termos de cálculo são: $C_z \leq 0,3h$ e $C_y \leq 0,4b$, sendo C_z e C_y definidos na Figura 28;
- Área da armadura longitudinal inferior à 6% da área de concreto;
- A relação entre h_c e b_c definidos na Figura 28, devem estar compreendidos no intervalo $0,2 \leq h_c/b_c \leq 5$.

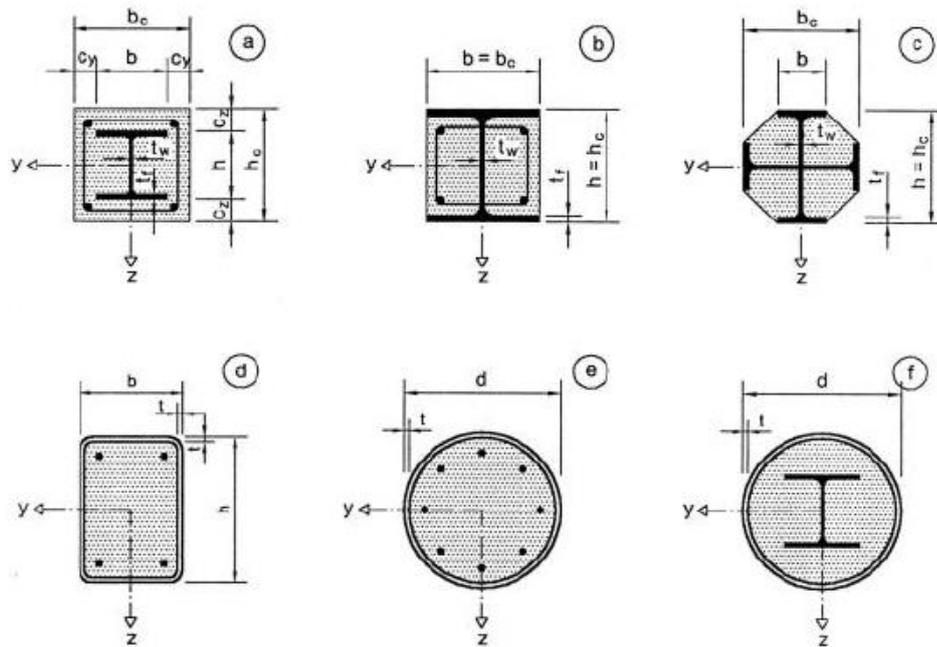


Figura 28 – Seções transversais típicas de colunas mistas [1]

A esbelteza normalizada é dada pela equação (5):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \text{ sendo } \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (5)$$

Onde:

$N_{pl,Rk}$: valor característico da força axial de compressão plástica, dado por:

$$N_{pl,Rk} = f_y A_a + \alpha_{cc} f_{ck} A_c \quad (6)$$

α_{cc} : recebe o valor igual a 1, para pilares mistos preenchidos;

A_a : área da seção transversal do aço;

A_c : área da seção transversal do concreto;

N_{cr} : valor crítico do esforço normal para o modo de flambagem calculado com a rigidez de flexão efetiva:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_e^2} \quad (7)$$

L_e : comprimento efetivo de flambagem;

$(EI)_{eff}$: rigidez efetiva a flexão da coluna mista dado por:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_c E_{c,eff} I_c \quad (8)$$

Onde:

E_a : módulo de elasticidade do aço;

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

I_a : Momento de inércia da seção de aço;

I_c : Momento de inércia da seção de concreto;

O parâmetro K_c tem por objetivo corrigir a rigidez de flexão do concreto para considerar a sua fissuração. O EC3 1-1 [30] recomenda adotar $K_c = 0,6$.

O módulo de elasticidade efetivo do concreto resulta de uma redução do módulo de elasticidade secante do concreto, para considerar os efeitos de longa duração.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (9)$$

Onde:

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

N_{Ed} : força axial atuante;

$N_{G,Ed}$: esforço normal devido as ações permanentes;

φ_t : coeficiente efetivo de fluência do concreto.

Desprezando-se a parcela de contribuição da armadura longitudinal, o valor do esforço normal resistente plástico de compressão de uma seção mista é dado por:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + 0,85 f_{cd} A_c \quad (10)$$

Para pilares mistos preenchidos com concreto o valor da redução de 0,85 para a resistência do concreto pode ser removido devido ao efeito do confinamento. Logo a equação para $N_{pl,Rd}$ será:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd} A_c \quad (11)$$

Para pilares de seção circular, verifica-se um aumento da resistência à compressão do concreto pelo efeito do confinamento proporcionado pelo aço, se a expansão lateral for prevenida. Segundo o EC4 1-1 [1], esse acréscimo pode ser considerado quando a esbeltez relativa é menor que 0,5 ($\lambda < 0,5$) e a excentricidade da força aplicada não ultrapassa 10% do diâmetro externo do tubo de aço.

Para pilares mistos de seções circulares que satisfazem tais limitações, a capacidade resistente $N_{pl,Rd}$ é dada por:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \quad (12)$$

Onde:

d : diâmetro externo do tubo de aço estrutural

e : espessura do tubo de aço estrutural

γ_a : coeficiente de ponderação de resistência do aço ($\gamma_a=1,00$)

γ_c : coeficiente de ponderação de resistência do concreto ($\gamma_c = 1,50$)

η_a : fator de redução da resistência do aço

η_c : fator de ampliação da resistência do concreto confinado

Para o caso do pilar submetido à compressão simples os fatores η_a e η_c são dados por:

$$\eta_a = 0,25 (3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1 \quad (13)$$

$$\eta_c = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (14)$$

Após a determinação da resistência à compressão do pilar misto, os efeitos da flambagem global são considerados por meio da equação (15):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{EURO} N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (15)$$

Onde:

N_{Ed} : valor da força axial de compressão solicitante de cálculo;

χ_{EURO} : coeficiente de redução, em função do índice de esbeltez normalizada ($\bar{\lambda}$) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção;

O coeficiente de redução é obtido através das equações 16 e 17:

$$\chi_{EURO} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (16)$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (17)$$

Onde:

α : fator de imperfeição.

As imperfeições reais dos elementos estruturais são incluídas no processo de dimensionamento à compressão. Na Tabela 9 são apresentados os fatores de imperfeição (α), em função das curvas de flambagem, associadas a cada tipo de seção. As curvas de flambagem são adotadas de acordo com a Figura 29.

Tabela 9 - Fatores de imperfeição em função das curvas de dimensionamento

Curva de flambagem	a0	a	b	c	d
Fator de imperfeição	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

FONTE: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001)

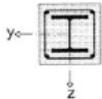
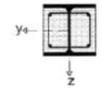
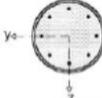
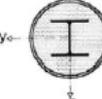
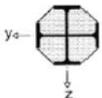
Seção	Limites	Eixo de flambagem	Curva de flambagem	Imperfeição do elemento
		y-y z-z	b c	L/200 L/150
		y-y z-z	b c	L/200 L/150
	$\rho_s \leq 3\%$ $3\% \leq \rho_s \leq 6\%$	Qualquer Qualquer	a b	L/300 L/200
		y-y z-z	b b	L/200 L/200
		Qualquer	b	L/200
$\rho_s = A_s / A_c$, sendo A_s e A_c as áreas de aço e de concreto respetivamente				

Figura 29 – Curvas de flambagem e imperfeições em colunas mistas [1]

O EC4 1-1 [1] ainda define que o pilar para se comportar como uma estrutura mista, deverá cumprir a seguinte relação:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \rightarrow 0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (18)$$

Caso:

- se $\delta < 0,2$, o elemento estrutural deverá ser analisado como uma coluna de concreto armado;
- se $\delta > 0,9$, o elemento estrutural deverá ser analisado como uma coluna de aço.

2.4 Dimensionamento de colunas mistas em aço inoxidável e aço carbono preenchidas com concreto sujeitas à compressão simples

O Eurocódigo, assim como outras normas, não fornece o dimensionamento normativo das colunas CFDST, possuindo apenas o dimensionamento das colunas mistas totalmente preenchidas. Diversos pesquisadores ao longo dos últimos anos vêm estudando uma forma de equacionar o dimensionamento das colunas CFDST, em especial as de aço inoxidável-concreto-aço carbono. Optou-se por seguir o dimensionamento proposto por Han *et al.* [2], devido sua aceitação no meio e por ser um dos estudos base desta dissertação. De acordo com Han *et al.* [2] a capacidade resistente de colunas curtas mistas podem ser previstas como a capacidade da seção transversal CFDST equivalente. Nos cálculos considera-se que a capacidade total ($N_{u,sm}$) da coluna de aço inoxidável-concreto-aço carbono é a soma da capacidade interior ($N_{i,u}$) e uma capacidade ($N_{osc,u}$) caracterizada pela contribuição do tubo de aço inoxidável exterior, juntamente com o concreto.

$$N_{u,sm} = N_{osc,u} + N_{i,u} \quad (19)$$

Onde:

$$N_{osc,u} = f_{osc} A_{soc} \quad (20)$$

$$N_{i,u} = A_{si} f_{syi} \quad (21)$$

$$A_{soc} = A_{so} + A_c \quad (22)$$

A_{soc} é o somatório da área da seção transversal do tubo externo de aço inoxidável (A_{so}) e do concreto (A_c); A_{si} é a área do tubo interno de aço carbono e f_{syi} é a tensão de escoamento do aço carbono. A resistência $N_{osc,u}$ é obtida de forma semelhante a resistência de seções tubulares de aço totalmente preenchidas com concreto, considerando a área relevante da seção de concreto para as colunas de seção transversal DST. Para as seções circulares tem-se:

$$f_{osc} = C_1 \chi_{HAN}^2 f_{sy0} + C_2 (1,14 + 1,02\xi) f_{ck} \quad (23)$$

Onde

$$C_1 = \frac{\alpha}{(1 + \alpha)} \quad (24)$$

$$C_2 = \frac{(1 + \alpha_n)}{(1 + \alpha)} \quad (25)$$

$$\alpha = \frac{A_{so}}{A_c} \quad (26)$$

$$\alpha_n = \frac{A_{so}}{A_{ce}} \quad (27)$$

$$\chi_{HAN} = \frac{d}{D - 2t_{so}} \quad (28)$$

onde χ_{HAN} é a razão de vazios das colunas; D e d são os diâmetros do tubo externo e interno respectivamente; t_{so} é a espessura da parede do tubo externo de aço inoxidável; A_c é a área nominal da seção transversal do concreto.

ξ é o fator de confinamento nominal de aço inoxidável, concreto e aço carbono dado por :

$$\xi = \frac{A_{so}f_{syo}}{A_{ce}f_{ck}} \quad (29)$$

onde f_{syo} é a tensão de escoamento do aço inoxidável e f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão.

As áreas características das seções transversais das colunas CFDST de aço inoxidável-concreto-carbono com seção circular são dados por:

Área do concreto:

$$A_c = \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} \quad (30)$$

Área nominal de concreto:

$$A_{ce} = \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} \quad (31)$$

Área do tubo interno de aço carbono:

$$A_{si} = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{\pi(d - 2t_{si})^2}{4} \quad (32)$$

Área do tubo externo de aço inoxidável:

$$A_{so} = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} \quad (33)$$

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O programa experimental teve como objetivo compreender melhor o comportamento das colunas CFDST sujeitas a compressão que posteriormente serão comparadas com os resultados obtidos na análise numérica. Além disso, serviu para a obtenção das propriedades dos materiais que serão utilizados na modelagem computacional. Todas as etapas descritas a seguir foram realizadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

3.1 Descrição dos ensaios

Um total de seis colunas tubulares de seção circular foram ensaiadas à compressão simples onde quatro eram preenchidas com concreto e duas eram do tipo DST sem concreto entre os tubos para servir como base de comparação. As dimensões das colunas e a resistência do concreto nos dias dos ensaios podem ser vistas na Tabela 10.

Tabela 10 – Dimensões das colunas experimentais

Coluna ID	Tubo externo aço inoxidável Dxt_{s0} (mm)	Tubo interno aço carbono dxt_{si} (mm)	χ	Concreto f_c (MPa)	Altura (mm)
CH1	168,28 x 2,77	88,90 x 5,50	0,546	-	550
CH2	168,28 x 2,77	108,40 x 4,50	0,666	-	550
C3	168,28 x 2,77	88,90 x 5,50	0,546	30,1	550
C4	168,28 x 2,77	108,40 x 4,50	0,666	30,1	550
C5	168,28 x 2,77	88,90 x 5,50	0,546	30,1	550
C6	168,28 x 2,77	108,40 x 4,50	0,666	30,1	550

Os critérios para a seleção dos tubos seguiram os parâmetros citados na revisão bibliográfica. Desta forma, o comprimento nominal das colunas deveria ser

igual a três vezes o diâmetro do tubo externo ($L= 504,84$ mm) para que se comportassem como colunas curtas. Decidiu-se adotar o valor de 550 mm para uma melhor padronização e corte dos tubos. O cálculo da razão (χ) seguiu a equação (3) descrita no primeiro capítulo.

Para evitar a ocorrência da flambagem local “pata de elefante” diretamente nas extremidades da coluna devido a concentração de tensões, como verificado nos ensaios de Silva [7], optou-se pela fabricação de anéis para enrijecer as regiões durante os ensaios. Dois anéis fabricados de aço carbono foram posicionados em ambas as extremidades e possuíam uma espessura de 7 mm e um comprimento de 50 mm. Seu diâmetro foi ajustado até se encaixar perfeitamente com o diâmetro externo das colunas (Figura 30).



Figura 30 – Anel utilizado nos ensaios

Foram soldados espaçadores caracterizados por pequenos pedaços de barras entre os tubos internos e externos para evitar possíveis excentricidades durante a concretagem e garantir que ambos estivessem concêntricos no momento do ensaio. Os ensaios das colunas mistas foram realizados no 39º e 40º dia após a concretagem e a resistência média do concreto em ambos os dias foi verificada como 30,1 MPa. A Figura 31 mostra a coluna com os espaçadores soldados antes da concretagem. Os ensaios de compressão foram realizados em uma prensa hidráulica. Primeiramente aplicou-se uma pré-carga de 60 kN com controle de força e posteriormente o ensaio foi realizado com controle de deslocamento com uma velocidade de 0,003 mm/s.



Figura 31 – Posicionamento dos espaçadores entre os tubos

3.2 Caracterização dos materiais

Um estudo prévio foi realizado para a definição da geometria das colunas ensaiadas. Através da comparação de catálogos de diversos fornecedores de tubos de aço inoxidável e aço carbono, e dos resultados de carga e deslocamento obtidos após uma primeira análise numérica (descritos no capítulo 4) foram escolhidos os tubos ensaiados assim como o traço do concreto.

Os tubos de aço carbono foram adquiridos por meio de doação feita pela UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto) para este programa experimental. A caracterização do material dos tubos foi retirada de Amparo [35] e são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Propriedade dos tubos internos de aço carbono

Dimensões $d \times t_{si}$ (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ΔL (%)
88,90 x 5,50	375,0	474,0	34,0
108,40 x 4,50	444,43	570,18	21,52

O tubo de aço inoxidável utilizado foi o austenítico do tipo 304L comprado na Elinox®. A Tabela 12 contém a composição química fornecida pela fabricante.

Tabela 12 – Composição química do tubo de aço inoxidável

C	Cr	Mn	Ni	P	S	Si
0,020%	18,137%	1,479%	8,015%	0,033%	0,006%	0,325%

A caracterização do tubo de aço inoxidável foi realizada no LEC através de ensaio de tração. Um total de quatro corpos de prova foram ensaiados. Suas dimensões foram de acordo com as recomendações da NBR 6892 [36] e os procedimentos do ensaio foram retirados do artigo de Huang e Young [37]. As Figuras 32 e 33 apresentam as dimensões dos corpos de prova e o momento que foi realizado um dos ensaios, respectivamente. A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos nos ensaios e a Figura 34, as curvas tensão *versus* deformação dos quatro corpos de prova.

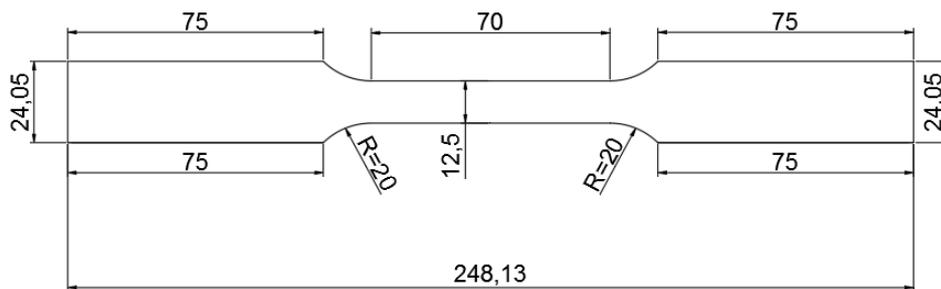


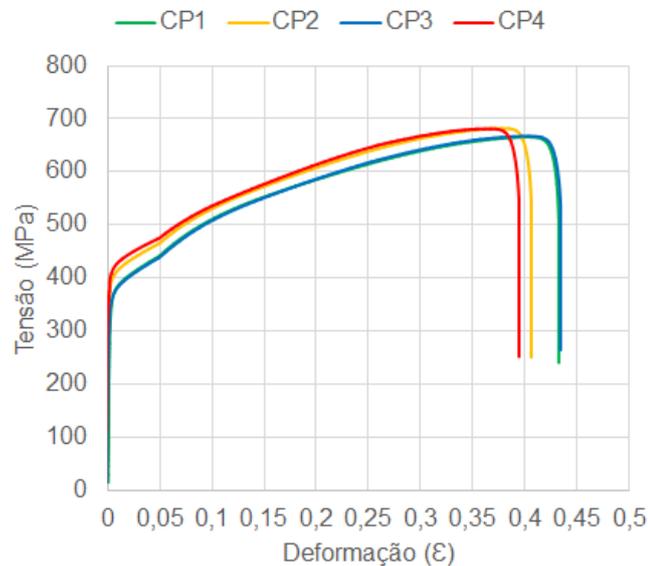
Figura 32 – Dimensões dos corpos de prova para os ensaios de tração



Figura 33 – Ensaio de tração realizado na máquina INSTRON 3382

Tabela 13 – Resultados do ensaio de tração do aço inoxidável

CP	E (GPa)	$f_{0,2}$ (MPa)	f_u (MPa)	ΔL (%)
1	171,35	404,50	665,81	58,07
2	152,22	428,00	682,12	60,31
3	164,83	401,00	667,37	57,74
4	186,70	442,50	681,41	60,61
Média	168,77	419,00	674,18	59,18
Desvio padrão	12,43	17,08	7,61	1,29

Figura 34 – Gráficos tensão *versus* deformação obtidos no ensaio de tração

Para a escolha da resistência do concreto preenchido foi levada em consideração a limitação da carga aplicada pela prensa hidráulica do LEC que é de cerca de 2800 kN com controle de deslocamento. Desta forma, adotou-se um $f_{ck} = 25$ MPa. Devido a pequena seção a ser preenchida entre os tubos, foi utilizado brita zero e super-plastificante para tornar o concreto mais fluido e melhorar a trabalhabilidade durante a concretagem. O super-plastificante utilizado foi o Silicon ns mix 400 e sua adição definida como 0,5% da massa do cimento, respeitando a dosagem recomendada pelo fabricante.

Em seguida foi realizado a caracterização dos agregados utilizados. Na Tabela 14 encontra-se a granulometria e o módulo de finura da areia e na Tabela 15 da brita zero.

Tabela 14 – Granulometria da areia

		Material retido [g]		Retido [%]		Retido Acumulado [%]	
		Amostra		Amostra		Amostra	
		1	2	1	2	1	2
	Massa inicial [g]	1000,0	1000,0	-	-	-	-
Peneira [mm]	9,52	0,0	0,0	-	-	-	-
	6,30	2,1	3,7	0,2	0,4	0,2	0,4
	4,75	4,1	5,5	0,4	0,6	0,6	0,9
	2,36	55,2	64,4	5,5	6,5	6,2	7,4
	1,18	189,5	186,3	19,0	18,7	25,1	26,1
	0,60	315,3	303,3	31,6	30,4	56,7	56,5
	0,30	294,4	277,8	29,5	27,8	86,2	84,3
	0,15	107,9	116,2	10,8	11,6	97,0	96,0
	Fundo	29,8	40,4	3,0	4,0	100,0	100,0
	Massa final	998,3	997,6	100,0	100,0	-	-
Módulo de finura [mm]						2,71	
Diâmetro máximo do agregado [mm]						4,75	

Tabela 15 – Granulometria da brita

		Material retido [g]		Retido [%]		Retido Acumulado [%]	
		Amostra		Amostra		Amostra	
		1	2	1	2	1	2
	Massa inicial [g]	1201,0	1201,1	-	-	-	-
Peneira [mm]	12,5	3,0	2,1	0,3	0,2	0,3	0,2
	9,52	118,2	108,5	9,9	9,0	10,1	9,2
	6,30	414,0	425,1	34,6	35,4	44,7	44,6
	4,75	273,9	279,2	22,9	23,3	67,6	67,9
	2,36	302,0	278,7	25,2	23,2	92,8	91,1
	1,18	35,7	33,3	3,0	2,8	95,8	93,9
	0,60	24,1	28,7	2,0	2,4	97,8	96,3
	0,30	12,5	20,7	1,0	1,7	98,8	98,0
	0,15	5,6	11,7	0,5	1,0	99,3	99,0
	Fundo	8,6	11,9	0,7	1,0	100,0	100,0
	Massa final	1197,6	1199,9	100,0	100,0	-	-
Módulo de finura [mm]						5,59	
Diâmetro máximo do agregado [mm]						12,5	

Finalmente, após a definição da resistência característica do concreto aos 28 dias (f_{ck}) e da caracterização dos agregados, foi possível calcular o traço do concreto através do método de dosagem ABCP [38] sendo uma adaptação do método da ACI (*American Concrete Institute*) [39], para agregados brasileiros. O traço calculado em volume por unidade de cimento foi: 1: 2,14: 1,58: $a/c = 0,58$. O fator água/cimento foi corrigido com o valor da umidade dos agregados encontrado nos ensaios de caracterização e a resistência esperada pra o 28º dia era 31,6 MPa. A Tabela 16 exemplifica o traço utilizado com a umidade corrigida no dia da concretagem.

Tabela 16 – Traço do concreto utilizado com umidade corrigida

Material para um m ³ de concreto (kg)			
Cimento	Areia	Brita 0	Água
434	994	684	185

Para a confirmação da resistência esperada do concreto, realizou-se um ensaio teste antes da concretagem dos tubos. O ensaio teste consistiu na ruptura de corpos de prova de concreto à compressão com o traço calculado seguindo a NBR 5738 [40] e NBR 5739 [41]. Um total de seis corpos de prova foram ensaiados, dois para cada dia analisado (7 dias, 14 dias e 28 dias). A Tabela 17 apresenta os valores médios de resistência à compressão ao longo dos dias.

Após a confirmação dos valores esperados de resistência do concreto, decidiu-se fazer a concretagem dos tubos. Novamente alguns corpos de prova foram moldados. Foram separados três corpos de prova para serem rompidos nos dias de cada coluna ensaiada, cinco para o ensaio do módulo de elasticidade que ocorreu no 28º dia e dois para o acompanhamento de sua resistência ao longo dos dias (7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias). Todas as colunas concretadas e os corpos de prova foram feitas na mesma betonada e o *slump* encontrado foi de 21,5 centímetros. A Figura 35 ilustra um das colunas concretadas e as resistências médias encontradas são apresentadas na Tabela 17.



Figura 35 – Coluna CFDST após a concretagem

Tabela 17 – Acompanhamento da resistência do concreto ao longo dos dias

Dias	Traço teste (MPa)	Traço final (MPa)
7	25,12	24,08
14	31,13	27,06
21	-	27,54
28	34,22	28,56

A partir do ensaio realizado de acordo com a NBR 8522 [42], encontrou-se o módulo de elasticidade secante (E_c) igual a 25,89 GPa e foi possível traçar o gráfico tensão *versus* deformação do concreto até 80% de sua carga de ruptura – Figura 36.

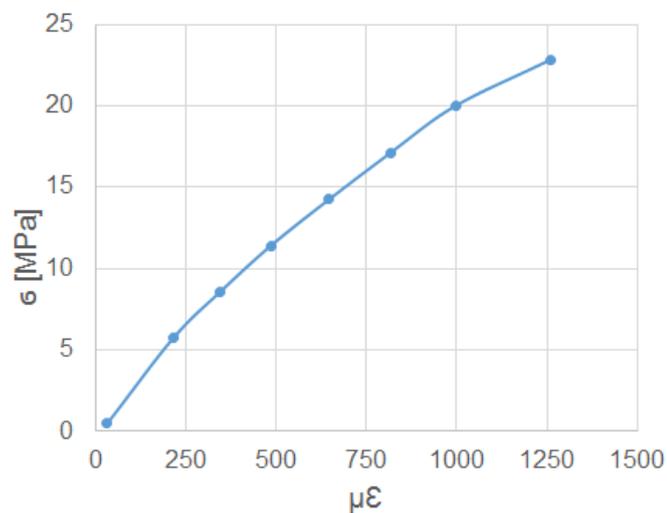


Figura 36 – Curva tensão *versus* deformação do concreto obtido no ensaio do módulo de elasticidade

3.3 Instrumentação e montagem dos ensaios

A instrumentação utilizada nos ensaios teve como objetivo medir os deslocamentos e as deformações observadas nas colunas. Para a medição dos deslocamentos foram utilizadas transdutores de deslocamentos, LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*). Foram posicionados dois transdutores para fazer a leitura do deslocamento axial na direção do carregamento, e quatro nos quadrantes da seção transversal à meia altura da coluna, conforme esquematizado na Figura 37.

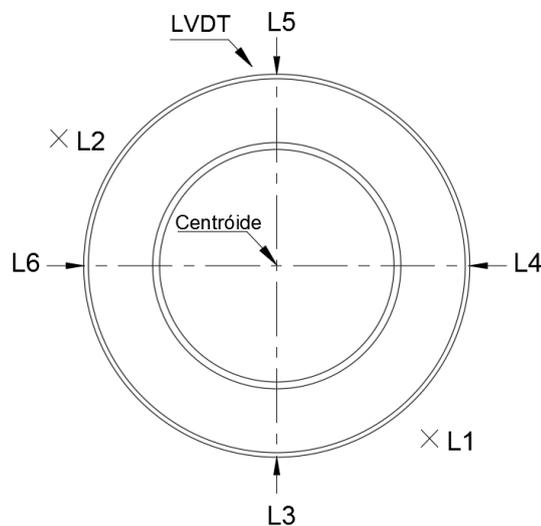


Figura 37 – Esquematização dos LVDTs nos ensaios realizados

Para a medição das deformações foram utilizados quatro extensômetros de resistência elétrica em cada ensaio nos quadrantes da seção transversal à meia altura da coluna - Figura 38. O procedimento de fixação dos extensômetros elétricos exige o lixamento e posteriormente a limpeza da superfície onde será colado. Primeiramente a região foi desbastada através de uma esmerilhadeira e posteriormente utilizou-se uma lixa para fazer o acabamento. Em seguida a superfície foi limpa com acetona e finalmente o extensômetro colado.

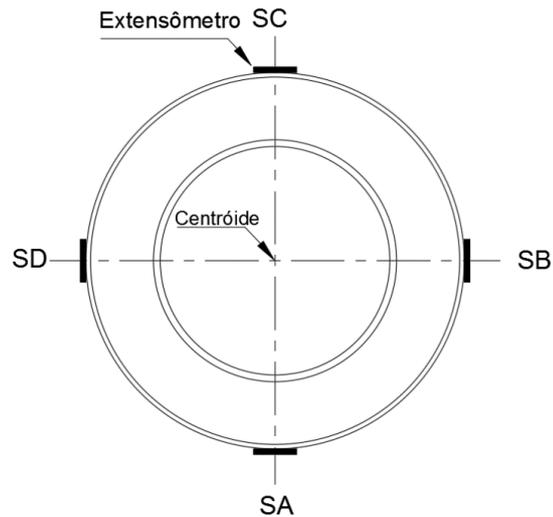


Figura 38 – Esquemática dos extensômetros nos ensaios realizados

Placas metálicas foram posicionadas nas extremidades para evitar possíveis danos na máquina de compressão e distribuir de forma homogênea o carregamento aplicado. A aquisição de dados foi realizada pelo sistema da *National Instruments* através do software Labview [43]. O ensaio completamente montado de uma das colunas ensaiadas pode ser visto na Figura 39.



Figura 39 – Coluna completamente montada e posicionada

3.4 Análise dos resultados experimentais

3.4.1 Colunas sem concreto

O primeiro ensaio realizado foi da coluna CH1 que possuía o diâmetro interno de 88,9 mm ($\chi = 0,546$). A coluna atingiu sua carga máxima em 1041,33 kN. Uma flambagem local começa a aparecer à meia altura da coluna quando a carga atinge 1000 kN e, conseqüentemente, percebe-se uma queda da rigidez. Uma nova deformação aparece de forma sutil em 1035 kN mas desta vez próxima à extremidade inferior. A coluna atinge sua carga máxima com um deslocamento axial de aproximadamente 9 mm. A partir deste momento, percebe-se a queda da carga, visto que a coluna não conseguia absorver cargas superiores a máxima. Quando o deslocamento axial atinge cerca de 16 mm e o carregamento está em 870 kN, a coluna recupera carga e rigidez à medida que as deformações crescem de forma acelerada até atingir 950 kN quando volta a cair. Apesar desta retomada de carga ter ocorrido, seu valor não supera a carga máxima dos ciclos anteriores e devido ao estado elevado de deformação da coluna decide-se parar o ensaio. A Figura 40 apresenta a evolução da deformação durante o ensaio e a Figura 41 a configuração deformada final da coluna CH1.

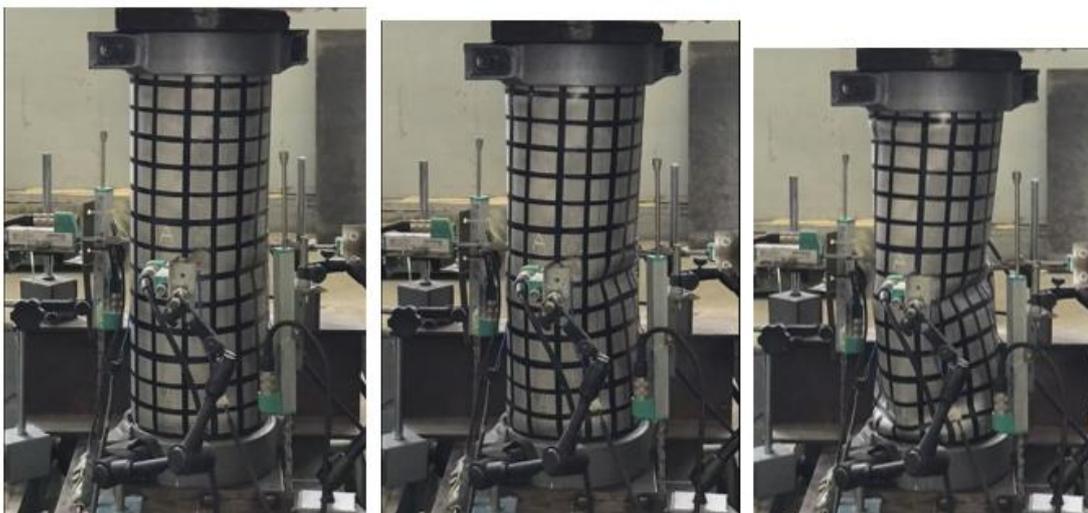


Figura 40 – Evolução deformação coluna CH1



Figura 41 – Modos de falha da coluna CH1

A coluna CH2 com o diâmetro interno igual a 108,4 mm ($\chi = 0,666$) atingiu sua carga máxima em 1121,41 kN. Sua rigidez e carga máxima mostraram-se superiores que os da coluna CH1 - Figura 42. Este fato já esperado uma vez que a coluna CH2 possuía uma tensão de escoamento e uma área de seção transversal do tubo interno maiores. Em 1075 kN ocorre uma flambagem local próxima à extremidade inferior. Após atingir seu pico de carga a coluna começa a perder resistência e diferente da CH1 não a recupera até o final do ensaio. A evolução das deformações da coluna CH2 podem ser vistas na Figura 42 e sua configuração deformada final na Figura 43.

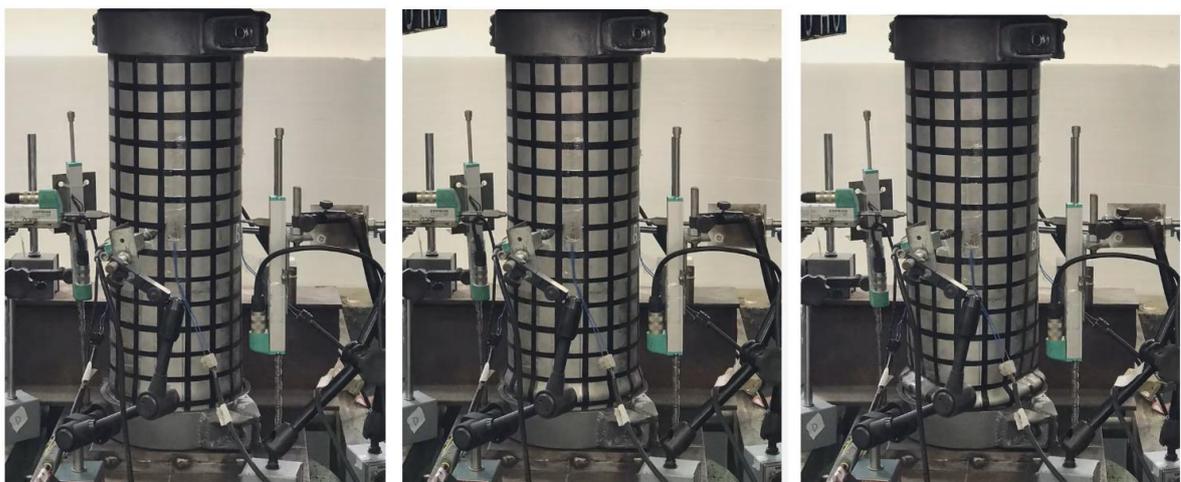


Figura 42 – Evolução deformação coluna CH2

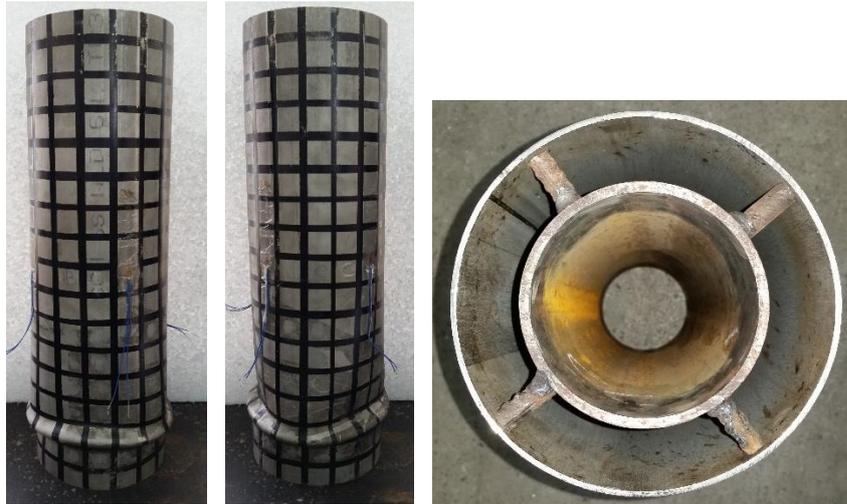


Figura 43 – Modos de falha da coluna CH2

A Figura 44 apresenta o gráfico carga *versus* deslocamento das colunas ensaiadas sem concreto.

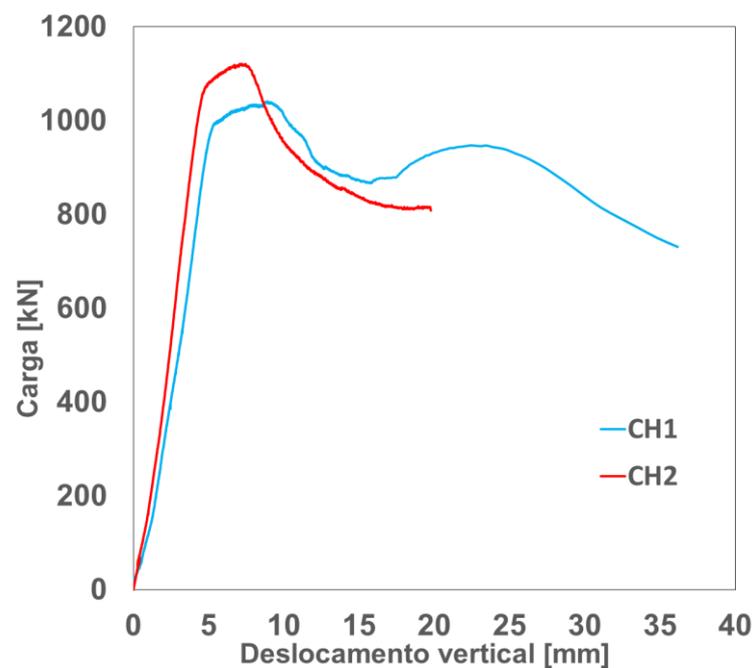


Figura 44 – Carga *versus* deslocamento das colunas ensaiadas sem concreto

As deformações das colunas aconteceram de formas distintas. A configuração deformada da coluna CH1 não ocorreu da maneira prevista ao contrário da CH2. Uma possível explicação seria a ovalização do perfil de aço inoxidável após a realização do corte. No momento de sua fixação na máquina de corte, apertou-se muito o aparelho e devido a espessura fina do tubo e a maior ductilidade do aço inoxidável, percebeu-se imperfeições na ordem de 0,4 e 0,15 mm em relação aos

eixos. Apesar das imperfeições serem pequenas e também terem ocorrido na coluna CH2, numa proporção menor (0,3 e 0,1 mm), esta variação pode ter ocasionado a diferença notada nas deformadas.

Na busca de compreender melhor a deformada da coluna CH1, os deslocamentos horizontais lidos pelos transdutores posicionados na seção à meia altura foram plotados juntos com a carga vertical – Figura 45. Apesar de seu comportamento peculiar, os deslocamentos ocorreram de forma simétrica em relação aos eixos, tendo seus quadrantes opostos com valores próximos. Esta deformada assemelha-se ao modo de falha tipo diamante onde ocorre um afundamento localizado na forma de um losango.

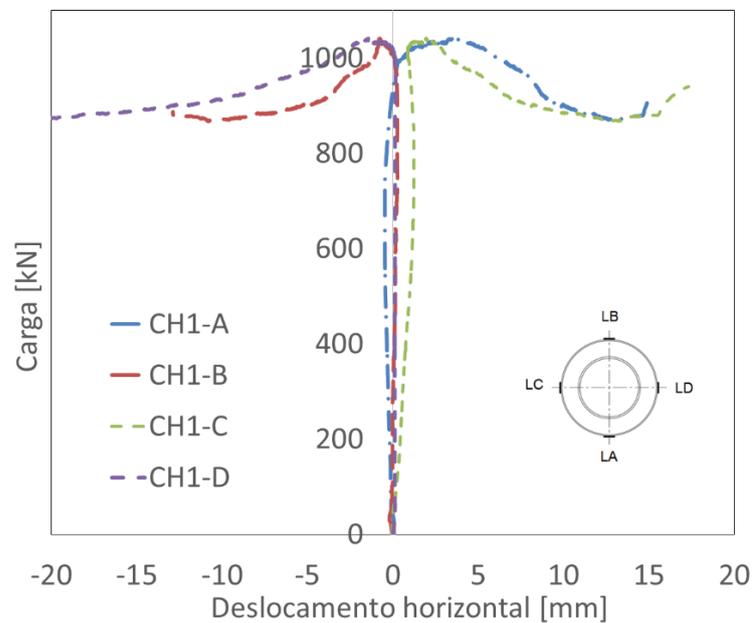


Figura 45 – Carga *versus* deslocamento vertical da seção do meio da coluna CH1

3.4.2 Colunas com preenchimento de concreto

Após a realização dos ensaios, percebeu-se que todas as colunas comportaram-se de maneira bastante dúctil. Notou-se que a resistência da seção transversal e a rigidez da coluna diminuíram com o aumento da razão (χ) e, conseqüentemente, aumentaram com um volume maior de concreto entre os tubos. Como era esperado, as cargas máximas das colunas preenchidas foram superiores

as suas correspondentes sem concreto. O acréscimo de concreto também colaborou para que as cargas de pico ocorressem em deslocamentos superiores. Todas as colunas tiveram seus modos de falha atribuídos a flambagem local após a plastificação da seção.

A coluna C3 com o diâmetro interno igual a 88,9 mm ($\chi = 0,546$) atingiu sua carga máxima em 1941,07 kN. A carga vertical mostrou-se relativamente proporcional ao deslocamento axial até atingir o valor de aproximadamente 1600 kN quando começou a perder rigidez. Quando a carga atinge cerca de 1780 kN ocorre a primeira deformação caracterizada pela flambagem circunferencial próxima a extremidade superior. Em seguida, ocorrem novas deformações localizadas, uma à meia altura da coluna e outra na região inferior, para níveis de carga aplicada de 1850 e 1900 kN, respectivamente. À medida que a carga continuou aumentando, percebeu-se a deformação localizada a meia altura se desenvolvendo de forma mais acentuada até atingir seu colapso. Entretanto, decidiu-se prolongar o ensaio e à medida que o concreto foi sendo esmagado, novas deformações circunferenciais apareceram partindo da meia altura e subindo para o topo da coluna. A coluna conseguiu retomar um pouco de sua resistência mas não superando a carga de pico. A partir deste momento decidiu-se encerrar o ensaio tendo em vista que a coluna mista não absorvia cargas superiores a do ciclo anterior e a sua configuração deformada já estava em um estágio bastante avançado. As Figuras 46 e 47 apresentam a evolução e configuração deformada da coluna C3, respectivamente.



Figura 46 – Evolução deformação coluna C3



Figura 47 – Modos de falha da coluna C3

A coluna C4 com o diâmetro interno igual a 108,4 mm ($\chi = 0,666$) atingiu sua carga máxima em 1648,71 kN. Novamente a relação da carga vertical e deslocamento axial mostrou-se proporcional, entretanto, a perda de rigidez ocorreu para um nível de carga aplicada inferior, de aproximadamente 1425 kN. O mesmo tipo de flambagem local circunferencial foi notado nesta coluna. Desta vez, ao atingir cerca de 1485 kN, a primeira deformação apareceu na extremidade superior. Notou-se uma ligeira queda na carga aplicada, porém rapidamente, a coluna recuperou sua rigidez e a carga continuou a subir. Próximo de 1550 kN ocorre uma nova deformação à meia altura, e em seguida, outra na região inferior de forma sutil. A coluna atinge sua carga máxima e a partir deste instante, as deformações começam a aumentar até que se decide parar o ensaio devido ao desenvolvimento acentuado das deformações. As Figuras 48 e 49 apresentam a evolução e configuração deformada da coluna C4, respectivamente.

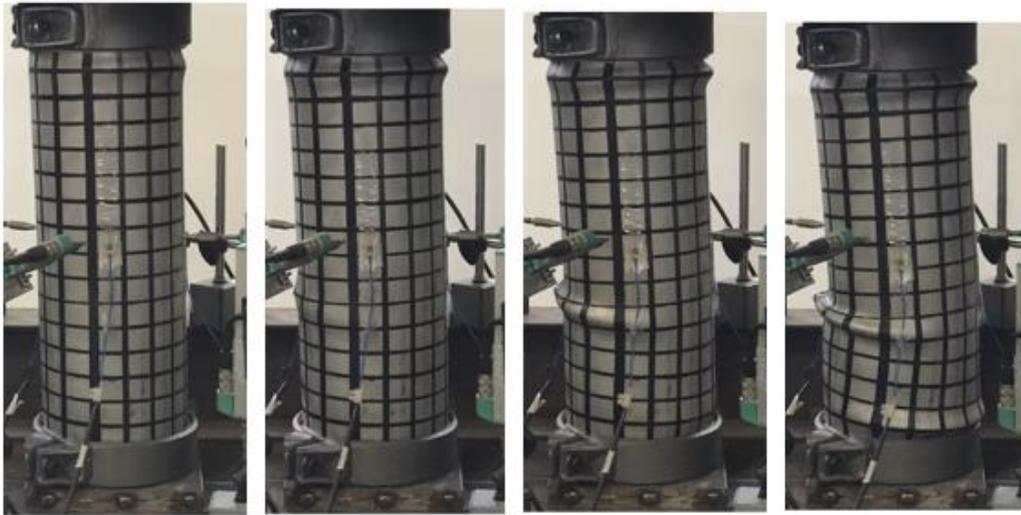


Figura 48 – Evolução deformação coluna C4

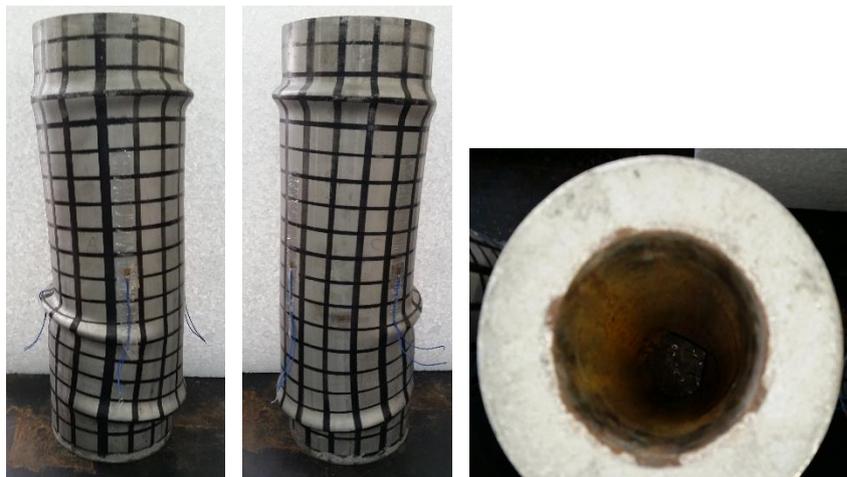


Figura 49 – Modos de falha da coluna C4

A coluna C5 ($\chi = 0,546$) atingiu sua carga máxima em 1865,38 kN. Em comparação com a coluna C3, cujas dimensões eram iguais, a perda de rigidez ocorreu um pouco antes em aproximadamente 1500 kN. Quando a carga atinge cerca de 1730 kN ocorre a primeira deformação caracterizada pela flambagem circunferencial próximo a extremidade superior. A leitura dos dados mostra uma queda de carga à medida que esta deformação começa a se desenvolver. O deslocamento axial aumenta cerca de 4 mm até que ocorre a acomodação da coluna e a mesma volta a resistir ao carregamento e recupera sua rigidez. Novamente uma nova deformação circunferencial surge em 1825 kN, mas desta vez à meia altura da coluna. A medida que a carga aumenta uma nova deformação ocorre na região inferior em 1860 kN enquanto a deformação localizada a meia

altura continua aumentando. Um pouco antes da coluna atingir a carga máxima uma segunda deformação circunferencial ocorre próxima à meia altura e finalmente a coluna atinge seu colapso recorrente da flambagem local à meia altura. As Figuras 50 e 51 apresentam a evolução e configuração deformada da coluna C5, respectivamente.

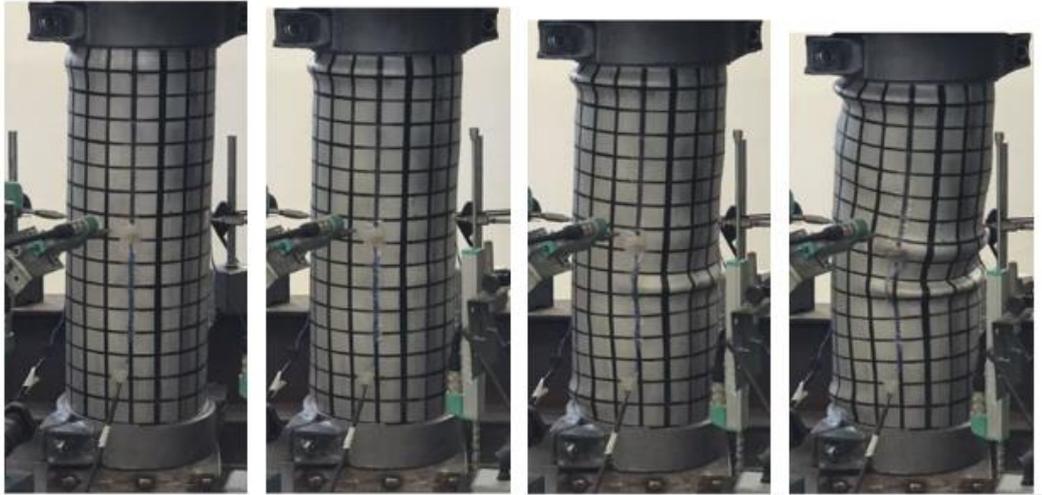


Figura 50 – Evolução deformação coluna C5



Figura 51 – Modos de falha da coluna C5

A Figura 52 ilustra o gráfico comparativo da carga vertical *versus* deslocamento axial médio de todas as colunas com diâmetro interno igual a 88,9 mm ($\chi = 0,546$).

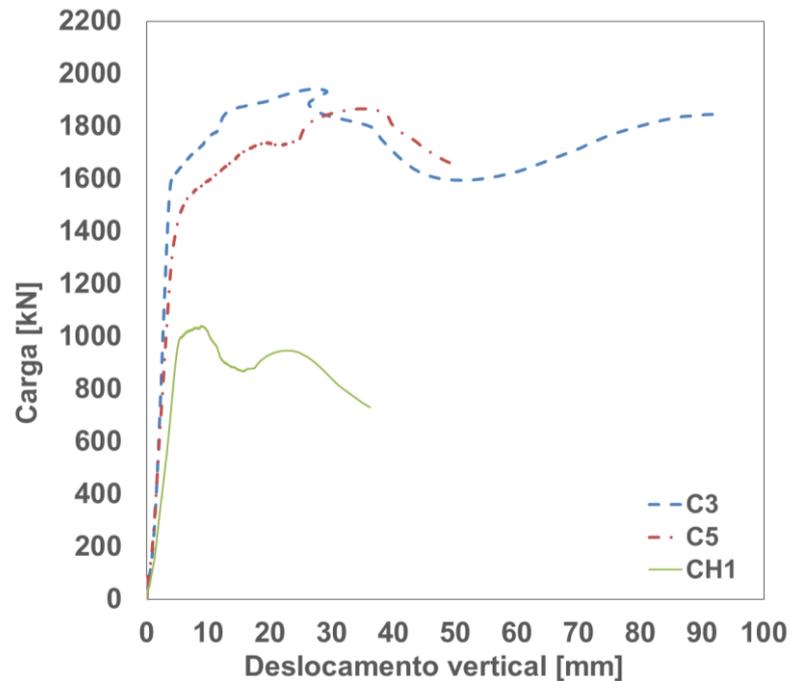


Figura 52 – Curvas carga *versus* deslocamento das colunas com $\chi = 0,546$

A coluna C6 ($\chi = 0,666$) atingiu sua carga máxima em 1612,21 kN. A perda de rigidez ocorreu no mesmo ponto que sua semelhante C4. O mesmo tipo de flambagem local circunferencial foi notado nesta coluna. Desta vez, ao atingir cerca de 1525 kN, diversas deformações começaram a ocorrer ao longo de toda a altura da coluna. À medida que a carga continuou aumentando, percebeu-se a deformação localizada a meia altura desenvolvendo-se de forma mais acentuada até atingir seu colapso novamente atribuído a deformação à meia altura. As Figuras 53 e 54 apresentam a evolução e configuração deformada da coluna C6, respectivamente.

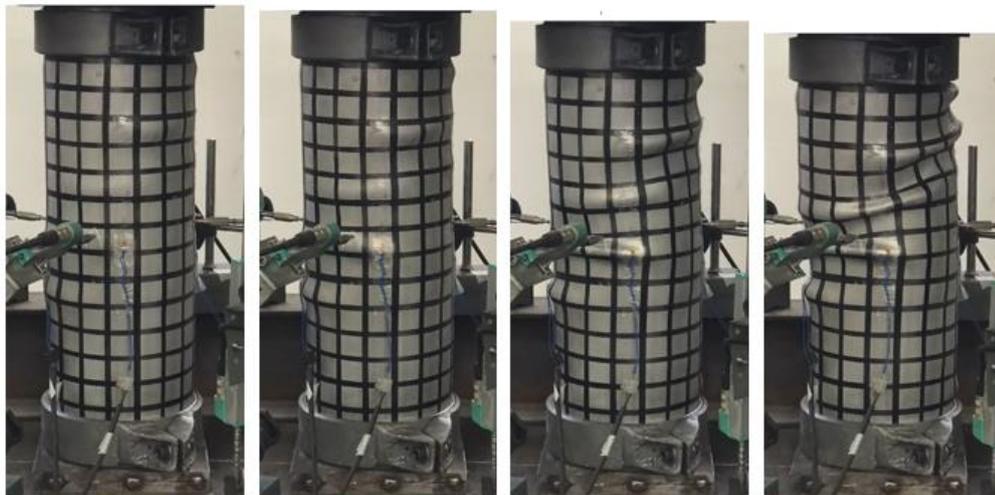


Figura 53 – Evolução deformação coluna C6



Figura 54 – Modos de falha da coluna C6

A Figura 55 ilustra o gráfico comparativo da carga vertical *versus* deslocamento axial médio de todas as colunas com diâmetro interno igual a 108,4 mm ($\chi = 0,666$).

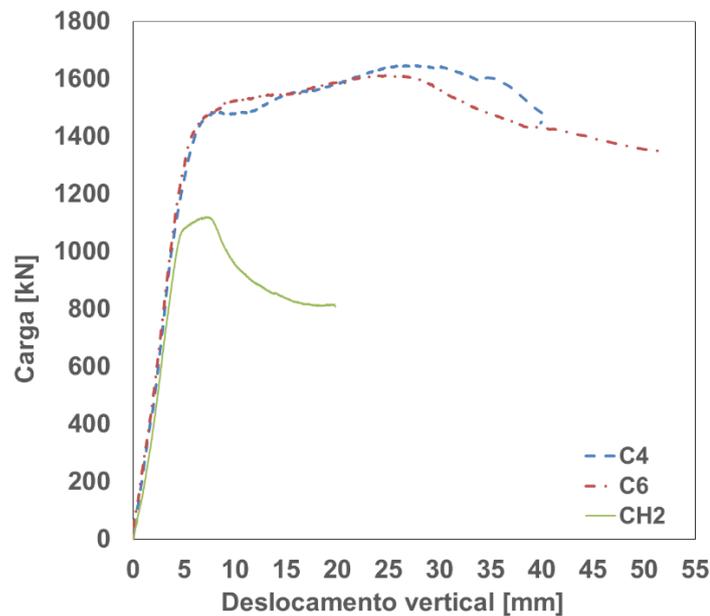


Figura 55 – Curvas carga *versus* deslocamento das colunas com $\chi = 0,666$

Finalmente, a Figura 56 apresenta todas as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas ensaiadas juntas onde fica nítido o ganho de resistência e ductilidade com o acréscimo do preenchimento do anel entre os tubos com concreto.

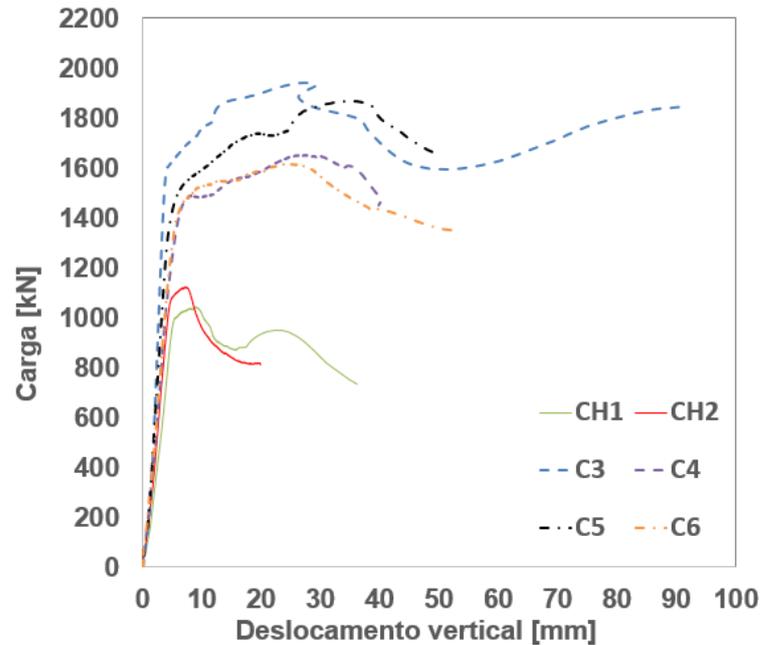


Figura 56 – Curvas carga *versus* deslocamento de todas as colunas ensaiadas

As colunas ensaiadas são consideradas curtas, tendo sua ruína controlada por plastificação da seção, e posterior flambagem local em alguma seção ao longo da altura da mesma. Com a visualização das imagens da configuração deformada das colunas, fica claro que esta flambagem local ocorre de forma circunferencial, o que também é observado com a leitura dos dados obtidos pelos extensômetros. A Figura 57 apresenta o gráfico carga *versus* deformação da seção transversal à meia altura das quatro colunas com preenchimento de concreto. As curvas atingem uma carga máxima parecida e tendem a se deformar para fora, de forma aproximadamente igual em todos os quadrantes da seção.

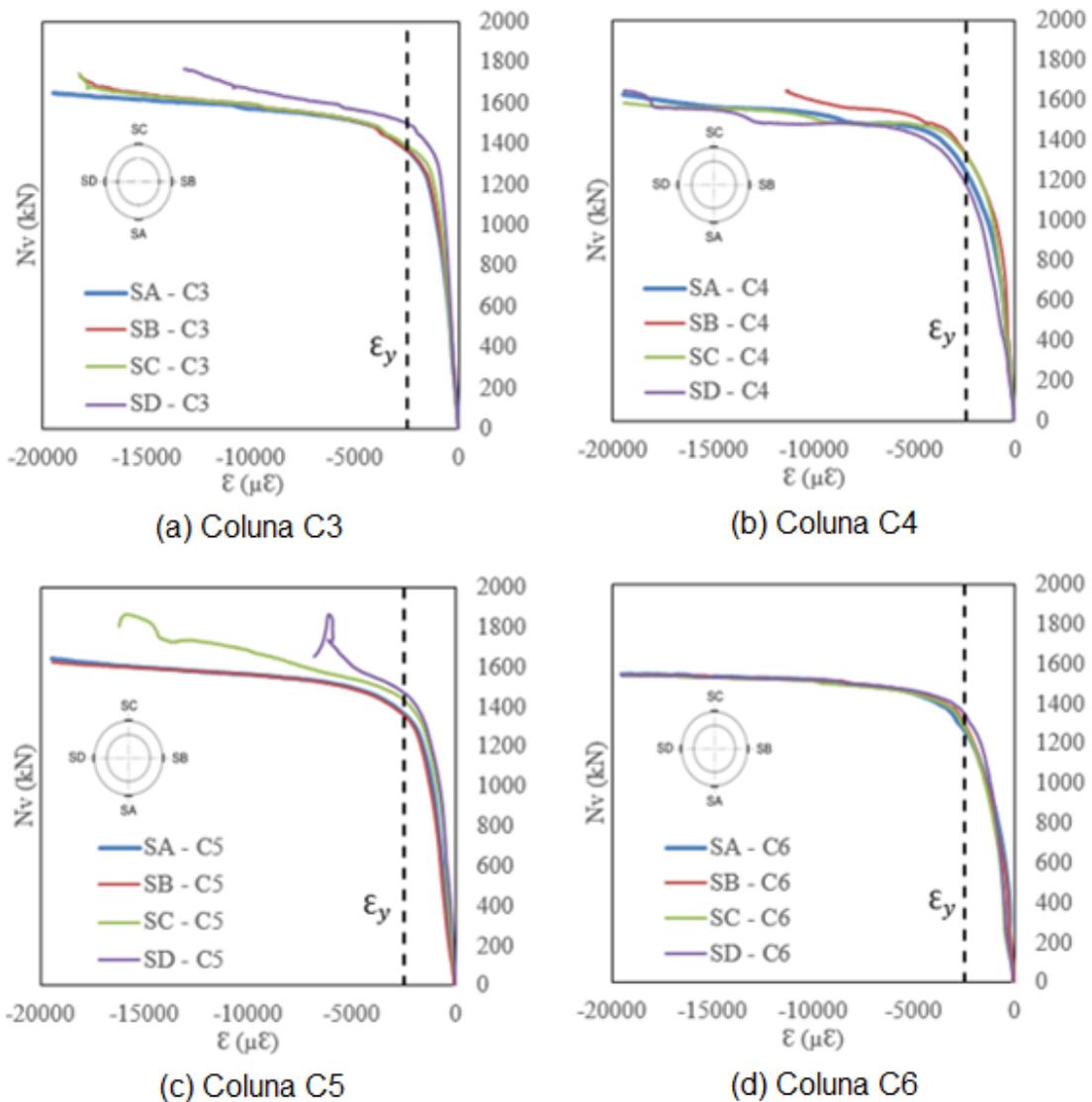


Figura 57 - Carga *versus* deformação da seção à meia altura das colunas CFDST

A Tabela 18 fornece as cargas máximas obtidas durante todo o programa experimental e o ganho de resistência com o acréscimo do concreto nas colunas mistas em comparação às colunas sem preenchimento de concreto.

Tabela 18 – Carga máxima das colunas ensaiadas

ID	Diâmetros		Resistência - N_{ex} (kN)	Acréscimo (%)
	Externo	Interno		
CH1	168,28x2,77	88,9x5,50	1041,33	-
CH2	168,28x2,77	108,4x4,50	1121,41	-
C3	168,28x2,77	88,9x5,50	1941,07	86,4
C4	168,28x2,77	108,4x4,50	1648,71	47,0
C5	168,28x2,77	88,9x5,50	1865,38	79,1
C6	168,28x2,77	108,4x4,50	1612,21	43,8

3.4.3 Confirmação do estado de confinamento

Na tentativa de confirmar o ganho de resistência devido ao estado de confinamento do concreto, as resistências individuais de cada elemento (aço inoxidável, concreto e aço carbono) foram calculadas. Para o cálculo foram considerados a área da seção transversal de cada elemento e sua tensão resistente. Para os perfis de aço foram utilizadas suas tensões de escoamento e para o concreto a tensão de 30,1 MPa obtida nos dias dos ensaios.

O perfil de aço inoxidável foi verificado pertencendo a classe 4, portanto a área da seção transversal utilizada no cálculo foi a área efetiva. A Tabela 19 fornece a área da seção transversal de cada elemento e a resistência final das colunas obtidas pelo somatório das resistências individuais.

Tabela 19 – Resistências individuais dos elementos

Elemento	Resistência (kN)		Área (mm ²)	
	$\chi = 0,546$	$\chi = 0,666$	$\chi = 0,546$	$\chi = 0,666$
Aço inoxidável	561,04	561,04	1339,00	1339,00
Concreto	439,27	348,31	14593,56	11571,86
Aço carbono	540,39	652,80	1441,05	1468,85
Total	1540,70	1562,16	17373,61	14379,71

A Tabela 20 compara a resistência teórica sem considerar o confinamento (N_{tsc}) com as obtidas experimentalmente (N_{ex}). Com a observação desta comparação, percebe-se nitidamente a influência do estado de confinamento nas colunas. O ganho de resistência média foi de 23,53% e 4,37% para as colunas com $\chi = 0,546$ e $\chi = 0,666$, respectivamente.

Tabela 20 – Comparação teórica sem confinamento e experimental com confinamento

ID	Resistência (kN)		Acréscimo (%)
	N_{tsc}	N_{ex}	
C3	1540,70	1941,07	25,99
C4	1562,16	1648,71	5,54
C5	1540,70	1865,38	21,07
C6	1562,16	1612,21	3,20

4 ANÁLISE COMPUTACIONAL

Este capítulo tem como objetivo descrever a análise numérica não linear realizada nas colunas estudadas nesta dissertação. Os modelos foram feitos no programa de elementos finitos ABAQUS [3]. Os resultados obtidos foram posteriormente comparados com os resultados dos ensaios experimentais.

4.1 Descrição dos modelos

Todas as análises foram realizadas com modelos tridimensionais (3D) utilizando elementos do tipo sólido. Os anéis enrijecedores descritos anteriormente também foram considerados nos modelos. As barras soldadas foram ignoradas, uma vez que não exerciam qualquer função na resistência das colunas, tendo seu uso exclusivo para a concretagem realizada na etapa experimental.

Para garantir que a distribuição do carregamento ocorresse de forma homogênea, as seções transversais nas extremidades das colunas foram restringidas cineticamente para se deslocarem juntas através da *constrain* MPC (*beam*) disponível na biblioteca do ABAQUS [3]. Ambas as extremidades das colunas curtas foram consideradas engastadas, mas o deslocamento na extremidade superior na direção do deslocamento aplicado foi liberado.

Primeiramente foi realizada uma análise de instabilidade elástica ou análise de flambagem para obter os modos de flambagem. Com a configuração deformada da estrutura foi possível introduzir as imperfeições iniciais geométricas no modelo, definidos como $t_0/10$. Em seguida, o deslocamento foi aplicado através de uma análise *Static Ricks* onde a não-linearidade geométrica foi levada em consideração. O deslocamento é aplicado com o uso de incrementos até que se percebe a perda da capacidade resistente do elemento e assim, obtém-se a carga máxima.

As malhas de elementos finitos adotadas consideraram elementos quadrados com dimensões iguais a 10 mm – Figura 58. Este valor de malha foi escolhido pois se mostrou apropriado para que os elementos fossem refinados de forma eficiente,

ou seja, gerar valores precisos sem que tivessem um tempo de processamento elevado.



Figura 58 – Distribuição da malha das colunas CFDST

4.2 Primeira análise

Antes das etapas descritas no capítulo anterior, um estudo prévio foi realizado para servir como ponto de partida para o desenvolvimento do modelo numérico. Esta análise inicial tornou-se necessária visto que existiam diversos fatores relevantes a serem considerados antes do início dos ensaios experimentais. Foram estudados principalmente, a geometria das colunas ensaiadas, dimensões dos anéis enrijecedores, condições de contorno e a resistência máxima das colunas para que fossem inferiores às cargas máximas alcançadas pela prensa hidráulica usada no laboratório. Como os ensaios de caracterização dos materiais ainda não tinham sido realizados, as propriedades dos materiais foram escolhidas de acordo com as informações disponíveis no Eurocódigo 3 [16] e [30], além de informações adicionais retiradas dos artigos citados na revisão bibliográfica.

4.3 Colunas sem concreto

Primeiramente, foram criados os modelos sem preenchimento de concreto entre os tubos. Os modelos tiveram suas geometrias e condições de contorno idênticas as colunas ensaiadas em laboratório. As propriedades geométricas das colunas podem ser visualizadas na Tabela 10. Após os ensaios realizados no LEC, foi possível acrescentar as reais propriedades dos materiais nos modelos do ABAQUS [3]. Para o perfil de aço carbono adotado, foi considerada uma curva elasto-plástica perfeita, com um módulo de elasticidade longitudinal $E = 200\ 000$ MPa, coeficiente de *Poisson* $\nu = 0,3$ e as tensões de escoamento $f_y = 375$ MPa e $444,43$ MPa, para os tubos de $88,9$ mm e $108,4$ mm, respectivamente.

Para o aço inoxidável foi utilizada uma curva elasto-plástica. A Figura 59 mostra a curva tensão *versus* deformação adotada para o aço inoxidável no modelo numérico a partir dos ensaios de corpos de prova a tração realizados no laboratório. Os pontos foram retirados por meio de uma média dos ensaios a tração exibidos no capítulo 3. O módulo de elasticidade longitudinal foi tirado da Tabela 13 ($E = 168770$ MPa) e o coeficiente de *Poisson* foi $\nu = 0,3$.

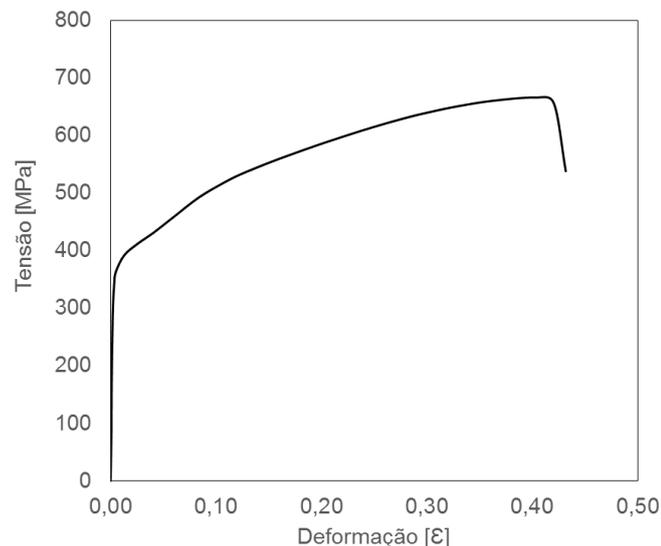


Figura 59 – Curva do aço inoxidável utilizada nos modelos

Com os resultados da análise não-linear foi possível gerar os gráficos com as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas – Figura 60.

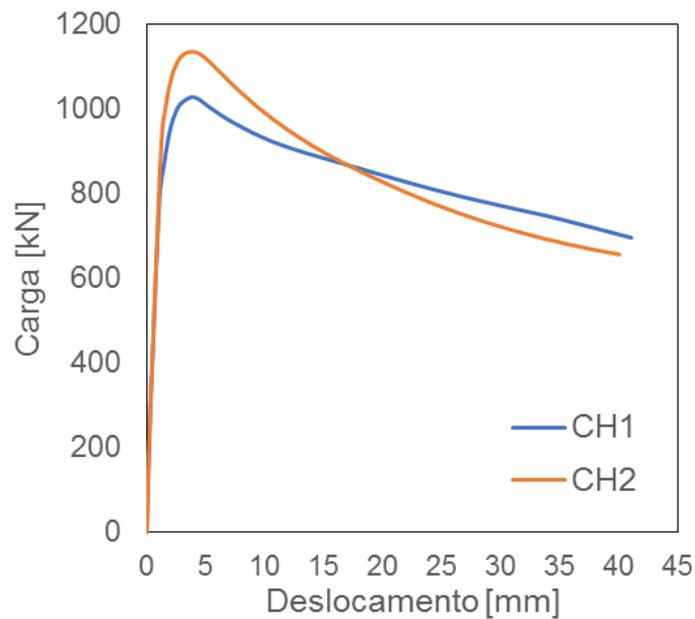


Figura 60 – Carga *versus* deslocamento das colunas sem concreto modeladas

A nomenclatura utilizada foi idêntica as suas similares na análise experimental. A rigidez de ambas as colunas mostrou-se bastante próxima, e novamente, a coluna CH2 com a maior seção e tensão de escoamento teve uma resistência superior.

4.4 Colunas com concreto

Ao longo dos últimos anos, diversos modelos constitutivos foram criados tentando prever o comportamento do concreto. O ABAQUS [3] disponibiliza dois modelos: *concrete damaged plasticity* e *concrete smeared cracking*. O modelo escolhido foi o *concrete damaged plasticity* por apresentar maior potencial de convergência além de ser o mais recomendado para estruturas mistas.

O modelo *concrete damaged plasticity* assume que os dois principais mecanismos de falha do concreto são as fissurações e o esmagamento. A propagação das fissuras é modelada usando a mecânica do dano contínuo e a degradação da rigidez. O modelo *concrete damaged plasticity* requer os valores do módulo de elasticidade, coeficiente de *Poisson*, parâmetros de dano plástico e descrição do comportamento de compressão e tração. O módulo de elasticidade foi o encontrado experimentalmente, $E = 25,89$ GPa. O coeficiente de *Poisson* adotado foi 0,2 e o ângulo de dilatação 38° . A criação das curvas tensão *versus* deformação

do concreto foram baseadas no estudo de Alfarah *et al.* [44] que considera o dano sofrido pelo concreto - Figura 61.

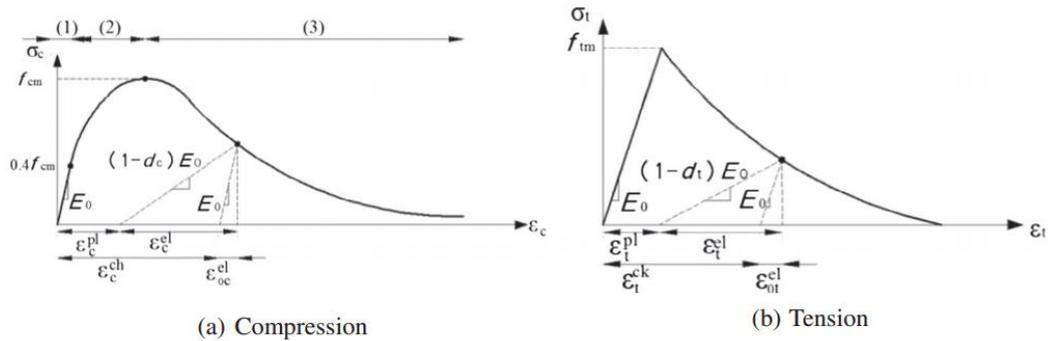


Figura 61 – Caracterização das curvas tensão *versus* deformação do concreto utilizadas nos modelos numéricos [44]

Para simular o efeito de confinamento do anel de concreto utilizou-se as equações propostas por Mander *et al.* apud Hassaneis *et al.* [28]. Segundo este método de cálculo, o efeito do confinamento provocado pelas seções metálicas circulares altera tanto a resistência do concreto como sua deformação final. As equações da resistência do concreto confinado (f'_{cc}) e sua deformação correspondente (ϵ'_{cc}) são listadas a seguir.

$$f'_{cc} = \gamma_c f'_c + k f'_{rp} \quad (34)$$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c \left[1 + 5k \frac{f'_{rp}}{\gamma_c f'_c} \right] \quad (35)$$

Onde:

f'_c é a resistência do concreto não confinado à compressão;

ϵ'_c é a deformação correspondente a resistência f'_c do concreto não confinado, geralmente assumida entre 0,002 e 0,003, dependendo da resistência efetiva do concreto;

f'_{rp} representa a pressão de confinamento lateral no concreto fornecida pelos tubos de aço;

k é uma constante considerada como 4,1;

γ_c é um fator de redução de resistência para levar em conta os efeitos do tamanho da coluna, a qualidade do concreto e as taxas de carga na resistência à compressão do concreto.

As equações da pressão de confinamento lateral no concreto e o fator de redução de resistência são dadas a seguir:

$$f'_{rp} = \left(0,006241 - 0,0000357 \frac{D}{t_o}\right) \sigma_{0,2}, \quad \text{para } 47 \leq \frac{D}{t_o} \leq 150 \quad (36)$$

$$\gamma_c = 1,85D^{-0,135} \quad (0,85 \leq \gamma_c \leq 1) \quad (37)$$

Onde:

D é o diâmetro externo do perfil metálico;

t_o é a espessura de parede do tubo;

$\sigma_{0,2}$ é a tensão do aço a uma deformação de 0,2%.

A resistência f'_c adotada foi a média dos corpos de prova de concreto rompidos no dia dos ensaios. A tensão $\sigma_{0,2}$ foi obtida por meio do ensaio de tração e a deformação (ε'_c) foi 0,002 de acordo com a equação a seguir.

$$\varepsilon'_c \begin{cases} 0,002, \text{ para } \gamma_c f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ 0,002 + \frac{\gamma_c f'_c - 28}{5400}, \text{ para } 28 \leq \gamma_c f'_c \leq 82 \text{ MPa} \\ 0,003, \text{ para } \gamma_c f'_c > 82 \text{ MPa} \end{cases} \quad (38)$$

As propriedades do aço inoxidável e aço carbono foram as mesmas descritas para os modelos sem concreto. Com os resultados da análise não-linear foi possível montar o gráfico com as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas – Figura 62.

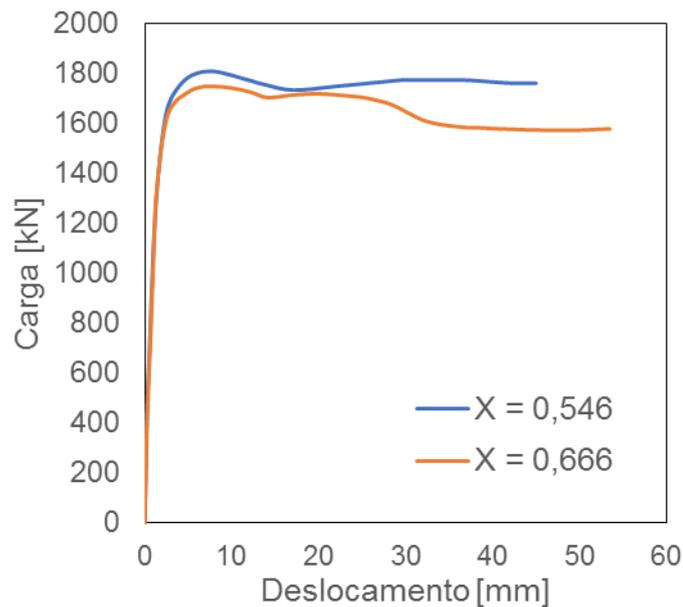


Figura 62 – Carga *versus* deslocamento das colunas com concreto modeladas

A curva com a razão oca $\chi = 0,546$ é a correspondente as colunas ensaiadas C3 e C5, enquanto a curva $\chi = 0,666$ a C4 e C6. Assim como nos ensaios, a coluna com a menor razão χ e, conseqüentemente, maior volume de concreto teve uma resistência superior.

4.5 Comparação dos resultados

Após a finalização dos ensaios e desenvolvimento dos resultados numéricos, as resistências das colunas foram calculadas seguindo a formulação proposta por Han *et al.* [2] com as propriedades dos materiais adquiridas nos ensaios de caracterização. As tabelas 21 e 22 apresentam a comparação dos resultados.

Tabela 21 – Comparação das resistências experimentais, numéricas e teóricas

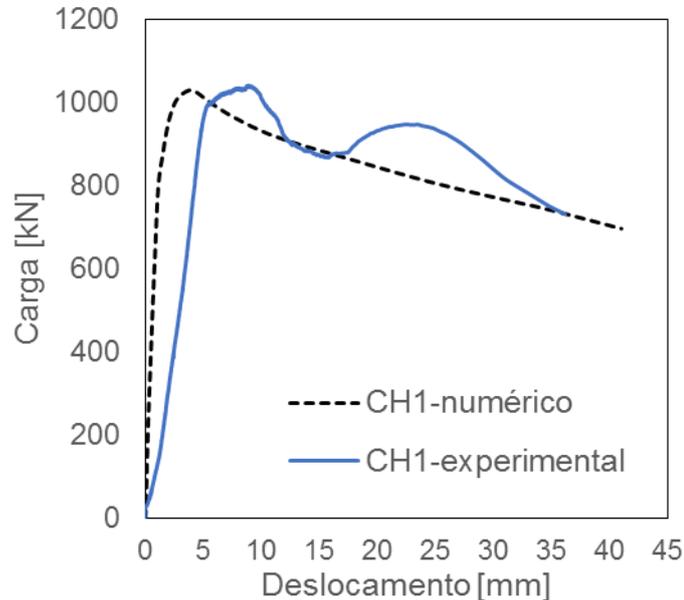
ID	Dimensões		Resistências (kN)			Comparação		
	Externo	Interno	Experimental (N_{ex})	Numérico (N_{abqs})	Teórico (N_{Han})	N_{ex}/N_{abqs}	N_{ex}/N_{Han}	N_{abqs}/N_{Han}
CH1	168,28x2,77	88,9x5,50	1041,33	1028,29	-	1,01	-	-
CH2	168,28x2,77	108,4x4,50	1121,41	1135,82	-	0,99	-	-
C3	168,28x2,77	88,9x5,50	1941,07	1809,86	1717,69	1,07	1,13	1,05
C4	168,28x2,77	108,4x4,50	1648,71	1750,18	1711,29	0,94	0,96	1,02
C5	168,28x2,77	88,9x5,50	1865,38	1809,86	1717,69	1,03	1,08	1,05
C6	168,28x2,77	108,4x4,50	1612,21	1750,18	1711,29	0,92	0,94	1,02

Tabela 22 – Comparação das resistências médias e desvio padrão

ID	Resistências médias (kN)			Comparação media			Desvio padrão		
	Experimental (N _{ex})	Numérico (N _{abqs})	Teórico (N _{Han})	N _{ex} /N _{abqs}	N _{ex} /N _{Han}	N _{abqs} /N _{Han}	N _{ex} /N _{abqs}	N _{ex} /N _{Han}	N _{abqs} /N _{Han}
C3	1903,23	1809,86	1717,69	1,05	1,11	1,05	0,02	0,03	0,00
C5									
C4	1630,46	1750,18	1711,29	0,93	0,95	1,02	0,01	0,02	0,00
C6									

4.5.1 Colunas sem concreto

As colunas DST experimentais e numéricas tiveram valores praticamente idênticos, com variações de aproximadamente 1%, comprovando a calibração dos modelos e fidelidade com as resistências esperadas. As Figuras 63 e 64 apresentam a comparação das curvas cargas *versus* deslocamento numérica e experimental das colunas CH1 e CH2.

Figura 63 – Comparação carga *versus* deslocamento CH1

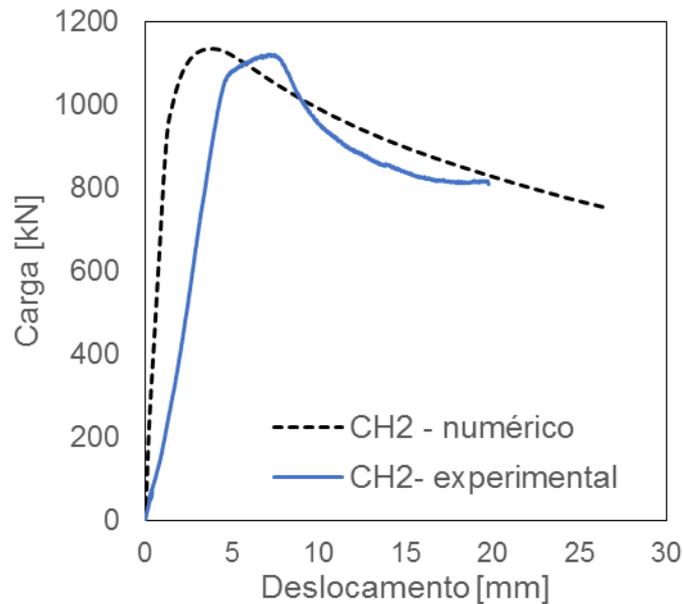


Figura 64 – Comparação carga *versus* deslocamento CH2

Ao analisar as imagens percebe-se que a rigidez inicial das curvas referente aos modelos numéricos foram maiores que as experimentais. As colunas CH1 e CH2 tiveram um deslocamento axial de 8,93 e 7,09 mm no momento da carga máxima, enquanto seus respectivos modelos 4,10 e 3,68 mm. O comportamento da coluna CH2 ficou mais parecido com seu modelo numérico, visto que não houve a retomada de carga que ocorreu na CH1 experimental. Apesar destas diferenças, ambas as colunas tiveram comportamento e ductilidade parecidos para deslocamentos após a carga máxima.

4.5.2 Colunas com concreto

Os valores teóricos das colunas CFDST mostraram-se próximos dos obtidos nos ensaios com variações entre 4 a 13%. A formulação proposta por Han *et al.* [2] mostrou-se a favor da segurança para as colunas com a razão oca $\chi = 0,546$, visto que as resistências calculadas foram menores que as experimentais, e contra a segurança para as colunas com $\chi = 0,666$. Os modelos numéricos forneceram valores muito próximos dos teóricos com variações de 2 e 5%, e variações inferiores a 7% para os experimentais. As Figuras 65 e 66 apresentam a comparação das

curvas cargas *versus* deslocamento numérica e experimental das colunas com concreto.

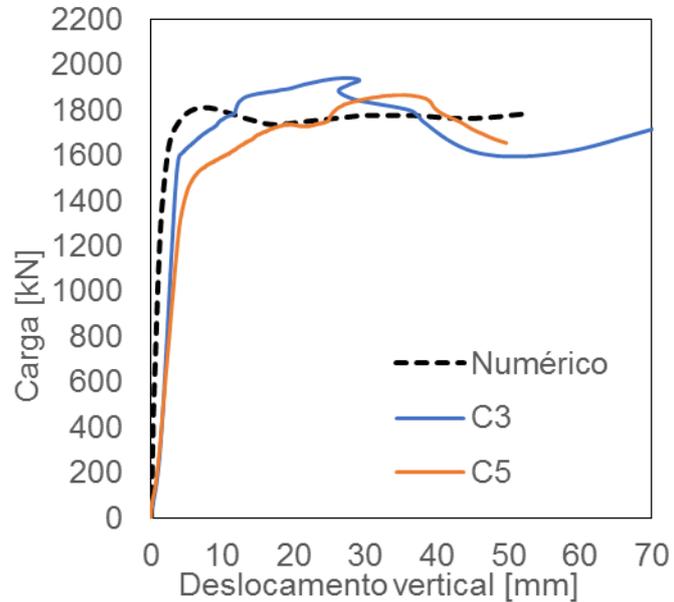


Figura 65 – Comparação carga *versus* deslocamento C3, C5 e numérico

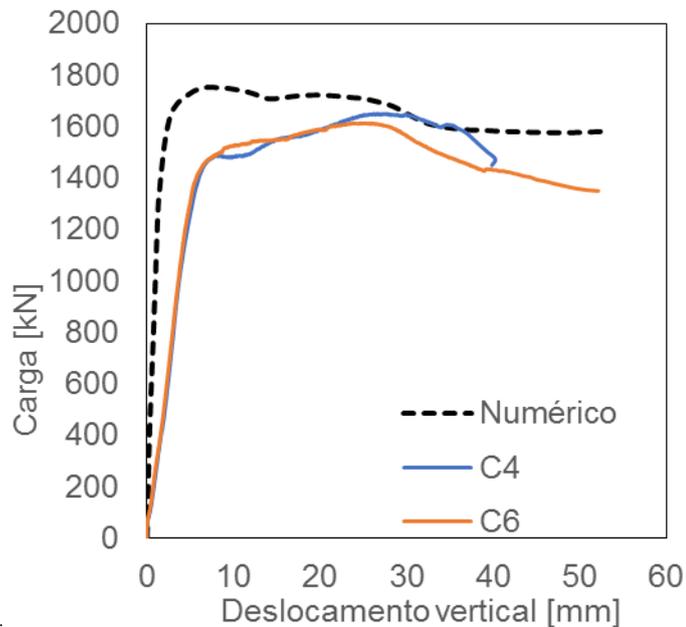


Figura 66 – Comparação carga *versus* deslocamento C4, C6 e numérico

Novamente os modelos numéricos mostraram-se mais rígidos no regime elástico, entretanto de uma forma menos acentuada. As cargas máximas numéricas

ocorrem em deslocamentos inferiores mas seus comportamentos plásticos tendem a se aproximar dos experimentais na fase pós carga máxima.

As deformadas das colunas para os valores de deslocamento axial próximos aos atingidos nos ensaios são apresentadas nas Figuras 67 e 68, onde a imagem do canto esquerdo representa uma das colunas ensaiadas, a do meio sua respectiva deformada e a direita o tubo interno de aço carbono.

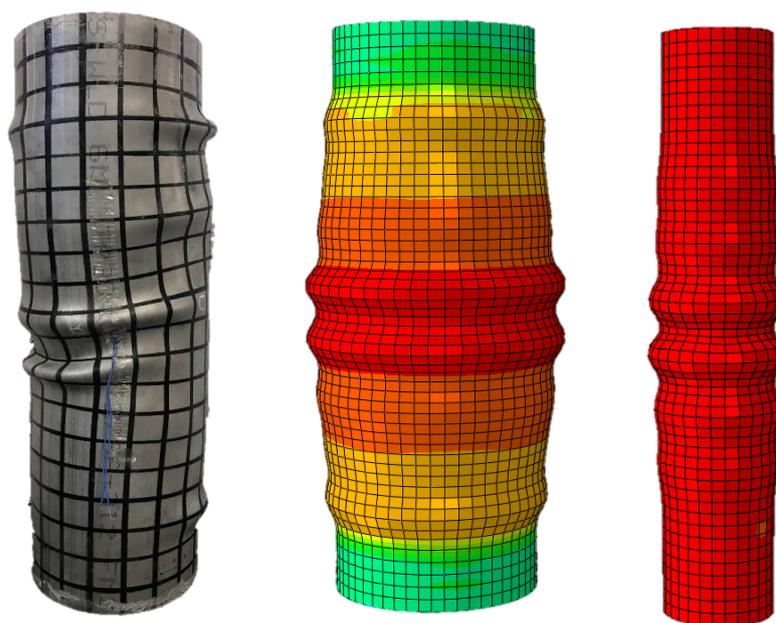


Figura 67 – Deformada do modelo respectivo aos ensaios C3 e C5

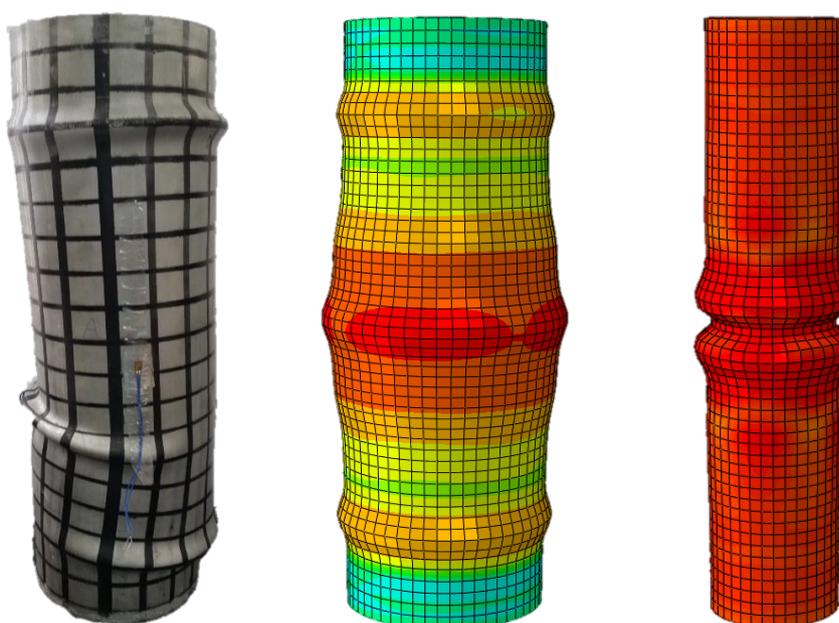


Figura 68 – Deformada do modelo respectivo aos ensaios C4 e C6

As configurações deformadas dos modelos tiveram o mesmo comportamento que os seus respectivos ensaios, caracterizado pelo aparecimento de uma flambagem local majoritária localizada à meia altura da coluna e outras menos expressivas próximas as extremidades. Os modelos proporcionaram a visualização do comportamento do tubo interno de aço carbono que não era possível devido à falta de equipamentos para a realização do corte das colunas ensaiadas. O tubo interno plastifica por completo, atingindo a tensão de escoamento antes da carga máxima. A partir deste momento há uma redistribuição de esforços pois o tubo não consegue absorver cargas superiores. Isso é observado em ambos os modelos com o avanço dos incrementos. A Figura 69 compara os gráficos carga *versus* deformação da seção transversal à meia altura das quatro colunas preenchidas com seus respectivos modelos numéricos.

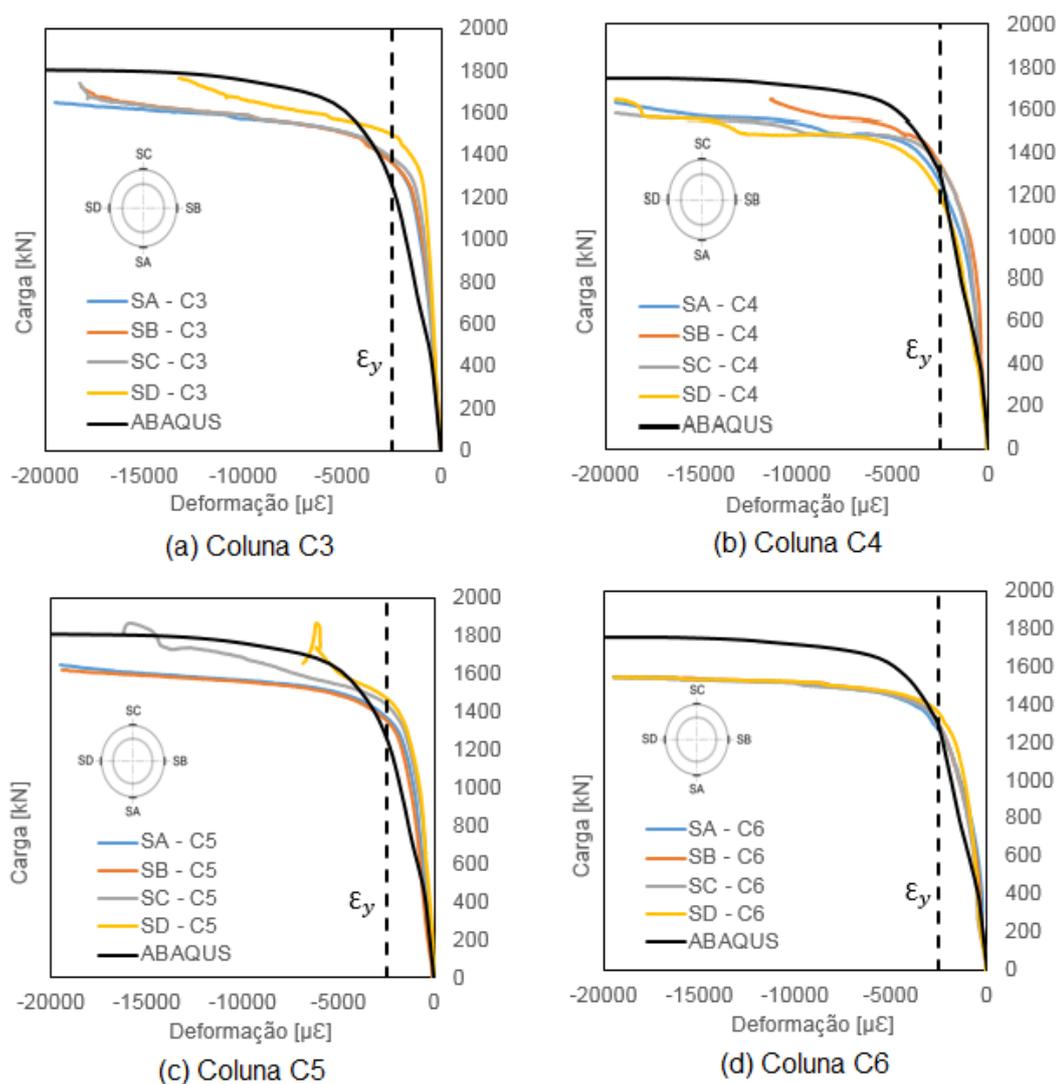


Figura 69 – Comparação carga *versus* deformação à meia altura das colunas

As deformações numéricas foram iguais nos quadrantes da seção e durante o carregamento inicial tiveram um comportamento parecido com as experimentais. Ao entrar no regime plástico, as deformações numéricas foram se distanciando das experimentais tendo valores inferiores para o mesmo carregamento, da mesma forma que ocorreu com o deslocamento axial demonstrado anteriormente. É importante ressaltar que diferente dos modelos numéricos onde a maior deformação ocorreu exatamente a meia altura, nas colunas experimentais elas ocorreram nas proximidades da meia altura, gerando estas diferenças.

De forma geral, os modelos forneceram dados satisfatórios em relação a estimativa da resistência, ductilidade e configuração deformada das colunas em questão.

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Após a comparação entre os resultados experimentais, numéricos e teóricos, decidiu-se estender o estudo sobre o comportamento das colunas CFDST por meio de uma análise paramétrica. O programa ABAQUS [3] foi utilizado visto que seus resultados mostraram-se satisfatórios. A análise paramétrica foi dividida em três etapas. O primeiro parâmetro analisado foi a razão (χ) entre os tubos. A segunda etapa verificou a influência da espessura externa do tubo de aço inoxidável e a terceira a espessura do tubo interno de aço carbono. Todos os modelos estudados foram criados da mesma forma que os apresentados no capítulo da análise numérica. A tensão de escoamento do aço carbono escolhida foi 375 MPa e as demais propriedades dos materiais foram idênticas as utilizadas anteriormente. Desta forma, as únicas variáveis existentes nas colunas foram as analisadas em cada etapa.

5.1 Influência da razão oca (χ) entre os tubos

A primeira etapa consistiu na análise de 15 modelos, divididos em três grupos de 5 colunas. O número de modelos das divisões foi escolhido de tal forma que conseguisse fornecer uma linha de tendência dos resultados obtidos. As dimensões dos tubos foram escolhidas de acordo com a disponibilidade de produtos no mercado brasileiro, tornando o estudo mais representativo com a realidade encontrada em território nacional.

Diversos catálogos de fornecedores foram comparados mas se decidiu usar o da Elinox [45] para os tubos de aço inoxidável austeníticos e Century [46] para os de aço carbono por atenderem bem a gama de variações dos parâmetros estudados. As equações apresentadas por Han *et al.* [2] tiveram sua formulação baseada em seus ensaios com a razão oca (χ) fixada em 0,5 e 0,75. Por esse motivo decidiu-se prolongar o intervalo estudado, sendo χ variado entre 0,42 a 0,87. Valores fora deste intervalo tornam-se inviáveis, pois para χ elevados, o volume de concreto e sua utilidade tornam-se desprezíveis e para χ pequenos, a coluna comporta-se de forma

similar as CFST. O diâmetro externo das colunas em cada grupo permaneceu o mesmo, sendo o diâmetro interno o variante. O critério do comprimento nominal das colunas igual a três vezes o diâmetro do tubo externo foi mantido para que se comportassem como colunas curtas. A Tabela 23 apresenta as propriedades geométricas das colunas e as respectivas resistências encontradas.

Tabela 23 – Resultados do estudo paramétrico variando a razão oca (χ)

	ID	Tubo externo (mm)		Tubo interno (mm)		χ	L (mm)	Carga última ABAQUS (kN)
		diâmetro	espessura	diâmetro	espessura			
GRUPO 1	CX1	141,3	2,77	60,30	3,75	0,444	424	1365,14
	CX2	141,3	2,77	76,20	4,25	0,561	424	1334,8
	CX3	141,3	2,77	88,9	5,50	0,655	424	1409,51
	CX4	141,3	2,77	101,60	4,25	0,748	424	1331,11
	CX5	141,3	2,77	114,30	3,75	0,842	424	1146,63
GRUPO 2	CX6	168,28	2,77	76,20	4,25	0,468	550	1750,74
	CX7	168,28	2,77	88,90	5,50	0,546	550	1809,86
	CX8	168,28	2,77	108,40	4,50	0,666	550	1648,37
	CX9	168,28	2,77	114,30	3,75	0,702	550	1526,26
	CX10	168,28	2,77	141,30	4,25	0,868	550	1452,17
GRUPO 3	CX11	219,08	3,76	88,90	5,50	0,420	658	3086,75
	CX12	219,08	3,76	101,60	4,25	0,480	658	2901,92
	CX13	219,08	3,76	114,30	4,50	0,540	658	2841,38
	CX14	219,08	3,76	141,30	4,25	0,668	658	2582,00
	CX15	219,08	3,76	168,28	4,75	0,795	658	2455,69

Na Figura 70 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas separadas pelos grupos.

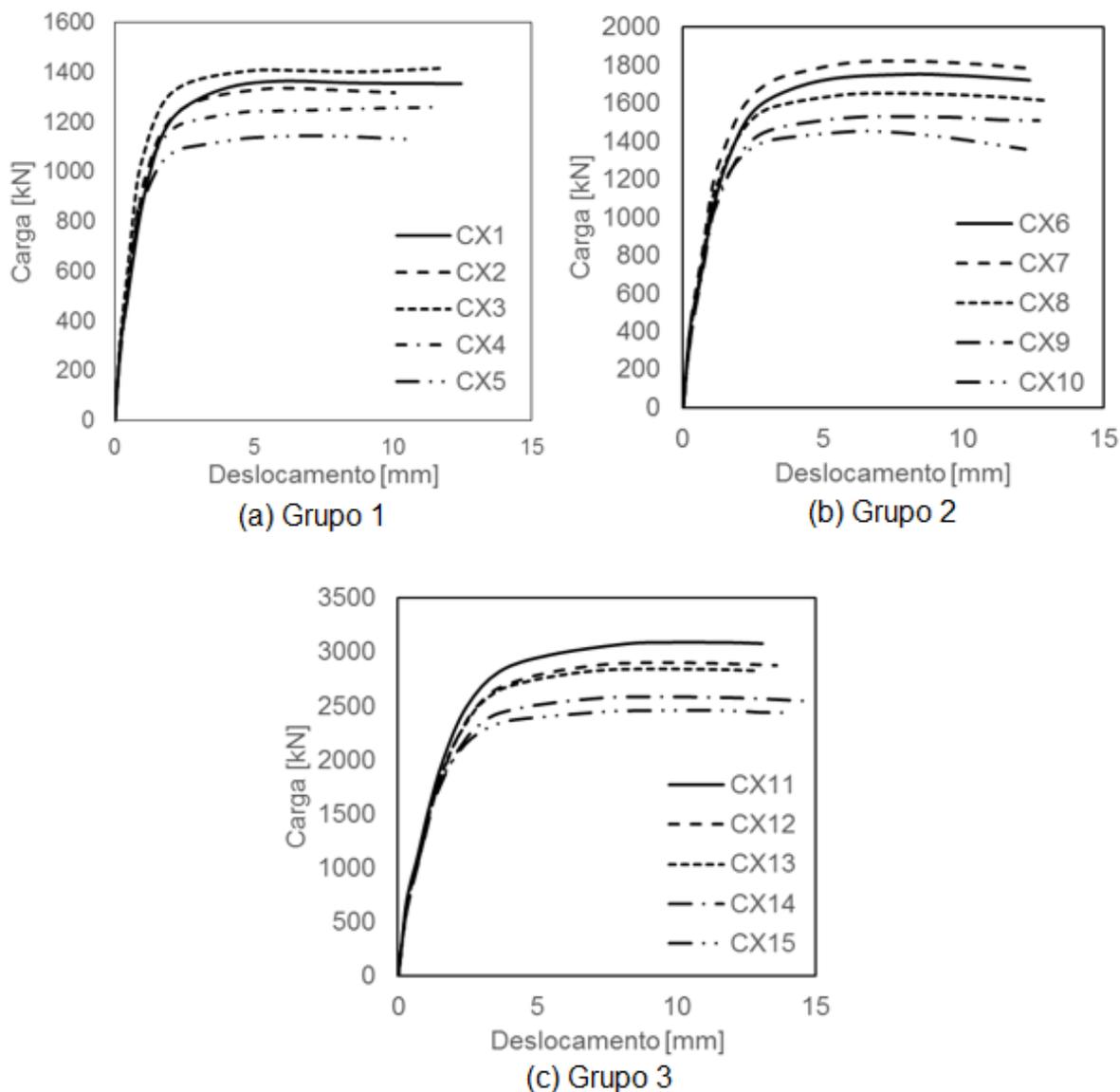


Figura 70 – Carga *versus* deslocamento da etapa 1

Diferentemente da conclusão obtida nos capítulos anteriores, onde a redução da razão (χ) gerava um aumento na capacidade resistente da coluna, devido ao maior volume de concreto confinado, ficou claro pela observação de todos os grupos que existe um valor ótimo para razão oca (χ) onde se obtém as maiores resistências. Entretanto este valor não é constante. Outra conclusão diz respeito a rigidez das colunas, que apesar de terem variado muito pouco, também se alteram em função deste valor ideal. A Figura 71 apresenta o gráfico da resistência das colunas *versus* a razão oca (χ). Percebe-se que o intervalo onde se obtém a coluna mais eficiente em termos de resistência fica aproximadamente entre 0,4 e 0,6. À medida que o volume de concreto confinado aumenta para um mesmo valor de χ , o ponto ótimo tende a diminuir.

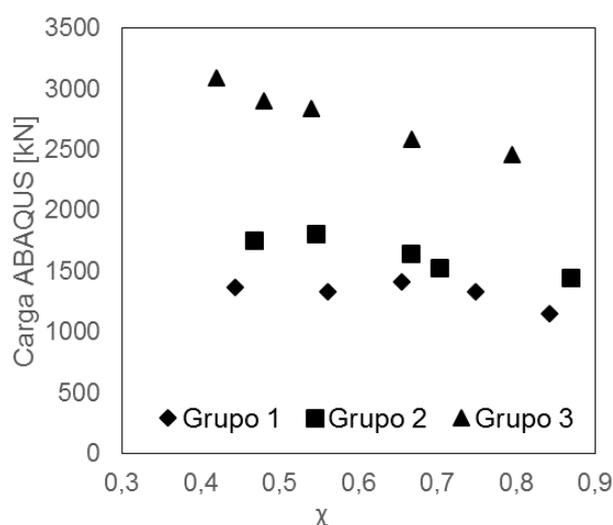


Figura 71 – Carga versus razão oca (χ) da etapa 1

Em seguida os resultados foram comparados com os valores teóricos. Mais uma vez, o método de cálculo de Han *et al.* [2] mostrou-se conservador com exceção dos casos onde $\chi \geq 0,8$. Os valores de resistência ficaram próximos mas foram divergindo à medida que a razão oca distanciava-se dos limites estudados pelos autores.

Tabela 24 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 1

	ID	Carga máxima (kN)		Han et al. / ABAQUS	Média	Desvio padrão
		ABAQUS	Han et al. [2]			
GRUPO 1	CX1	1365,14	1229,42	0,901	0,958	0,039
	CX2	1334,8	1270,23	0,952		
	CX3	1409,51	1383,13	0,981		
	CX4	1331,11	1252,57	0,941		
	CX5	1146,63	1165,61	1,017		
GRUPO 2	CX6	1750,74	1602,30	0,915	0,971	0,038
	CX7	1809,86	1717,69	0,949		
	CX8	1648,37	1609,30	0,976		
	CX9	1526,26	1506,30	0,987		
	CX10	1452,17	1490,99	1,027		
GRUPO 3	CX11	3086,75	2753,51	0,892	0,943	0,046
	CX12	2901,92	2625,21	0,905		
	CX13	2841,38	2634,52	0,927		
	CX14	2582,00	2523,76	0,977		
	CX15	2455,69	2492,63	1,015		
				Média total	0,957	0,041

5.2 Influência da espessura do tubo externo

A segunda etapa consistiu na análise de 10 modelos, divididos em dois grupos de 5 colunas. Decidiu-se adotar os mesmos diâmetros externo e interno das colunas ensaiadas. Novamente, os mesmos catálogos foram consultados e o critério do comprimento da coluna mantido. A Tabela 25 apresenta as propriedades geométricas das colunas e as resistências encontradas.

Tabela 25 – Resultados do estudo paramétrico variando a espessura externa

	ID	Tubo externo		Tubo interno		χ	L (mm)	Carga última ABAQUS (kN)
		diâmetro	espessura	diâmetro	espessura a			
GRUPO 1	CE1	168,28	1,60	88,9	5,5	0,539	550	1530,08
	CE2	168,28	2,77	88,9	5,5	0,546	550	1809,86
	CE3	168,28	3,40	88,9	5,5	0,551	550	1958,87
	CE4	168,28	5,00	88,9	5,5	0,562	550	2411,76
	CE5	168,28	7,11	88,9	5,5	0,577	550	2881,63
GRUPO 2	CE6	168,28	1,60	108,4	4,5	0,657	550	1391,92
	CE7	168,28	2,77	108,4	4,5	0,666	550	1648,37
	CE8	168,28	3,40	108,4	4,5	0,671	550	1777,79
	CE9	168,28	5,00	108,4	4,5	0,685	550	2148,71
	CE10	168,28	7,11	108,4	4,5	0,704	550	2562,27

Na Figura 72 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas da etapa 2 separadas pelos grupos.

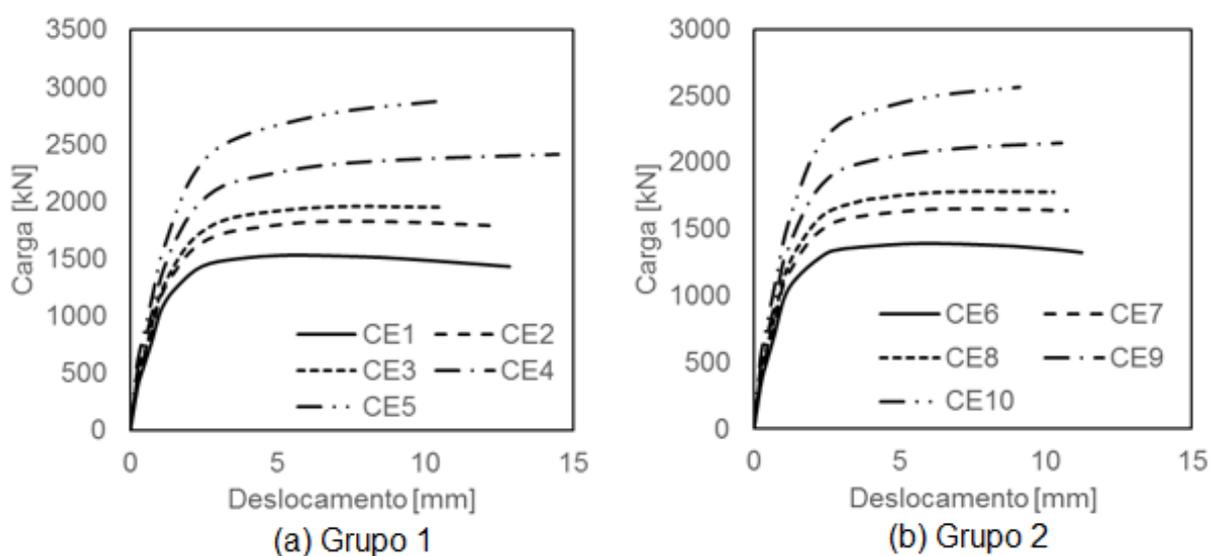


Figura 72 – Carga *versus* deslocamento da etapa 2

À medida que a espessura do tubo externo aumenta, a resistência das colunas CFDST aumenta consideravelmente. A razão χ praticamente não se altera, logo este ganho de resistência deve-se exclusivamente ao aumento da espessura externa. Esse fenômeno ocorre pois a espessura externa está diretamente ligada ao estado de confinamento do concreto e, conseqüentemente, ao seu acréscimo de resistência. Fato este já observado por outros pesquisadores citados na revisão bibliográfica. A Figura 73 ilustra melhor o ganho de resistência devido à espessura externa das colunas analisadas.

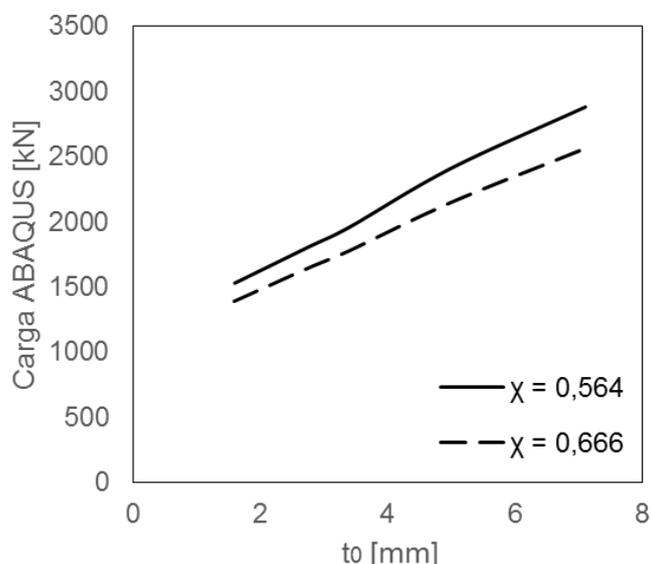


Figura 73 – Carga *versus* espessura externa

A Tabela 26 contém a comparação das resistências obtidas pela análise paramétrica e as calculadas teoricamente. Novamente os valores encontrados foram bem próximos, com variações de menos de 7%. Com exceção da última coluna que possuía a razão χ mais elevada, todos os modelos tiveram resistências superiores aos teóricos.

Tabela 26 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 2

	ID	Carga máxima (kN)		Han et al. / ABAQUS	Média	Desvio padrão
		ABAQUS	Han <i>et al.</i> [2]			
GRUPO 1	CE1	1530,08	1448,23	0,947	0,949	0,010
	CE2	1809,86	1717,69	0,949		
	CE3	1958,87	1865,58	0,952		
	CE4	2411,76	2249,99	0,933		
	CE5	2881,63	2776,16	0,963		
GRUPO 2	CE6	1391,92	1347,94	0,968	0,987	0,017
	CE7	1648,37	1609,30	0,976		
	CE8	1777,79	1751,68	0,985		
	CE9	2148,71	2117,97	0,986		
	CE10	2562,27	2609,82	1,019		
				Média total	0,968	0,014

5.3 Influência da espessura do tubo interno

A terceira etapa também consistiu na análise de 10 modelos, divididos em dois grupos de 5 colunas. Novamente, os diâmetros externo e interno experimentais foram mantidos, assim como os catálogos consultados e o critério de comprimento das colunas. A Tabela 27 apresenta as propriedades geométricas das colunas e as resistências encontradas.

Tabela 27 – Resultados do estudo paramétrico variando a espessura interna

	ID	Tubo externo		Tubo interno		χ	L (mm)	Carga última ABAQUS (kN)
		diâmetro	espessura	diâmetro	espessura			
GRUPO 1	CI1	168,28	2,77	88,9	2,11	0,546	550	1489,68
	CI2	168,28	2,77	88,9	3,05	0,546	550	1579,28
	CI3	168,28	2,77	88,9	4,78	0,546	550	1731,24
	CI4	168,28	2,77	88,9	5,50	0,546	550	1809,86
	CI5	168,28	2,77	88,9	7,62	0,546	550	2008,69
GRUPO 2	CI6	168,28	2,77	108,4	3,75	0,666	550	1537,92
	CI7	168,28	2,77	108,4	4,50	0,666	550	1648,37
	CI8	168,28	2,77	108,4	5,60	0,666	550	1776,06
	CI9	168,28	2,77	108,4	6,02	0,666	550	1823,29
	CI10	168,28	2,77	108,4	8,56	0,666	550	2105,92

Na Figura 74 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento axial das colunas da etapa 2 separadas pelos grupos.

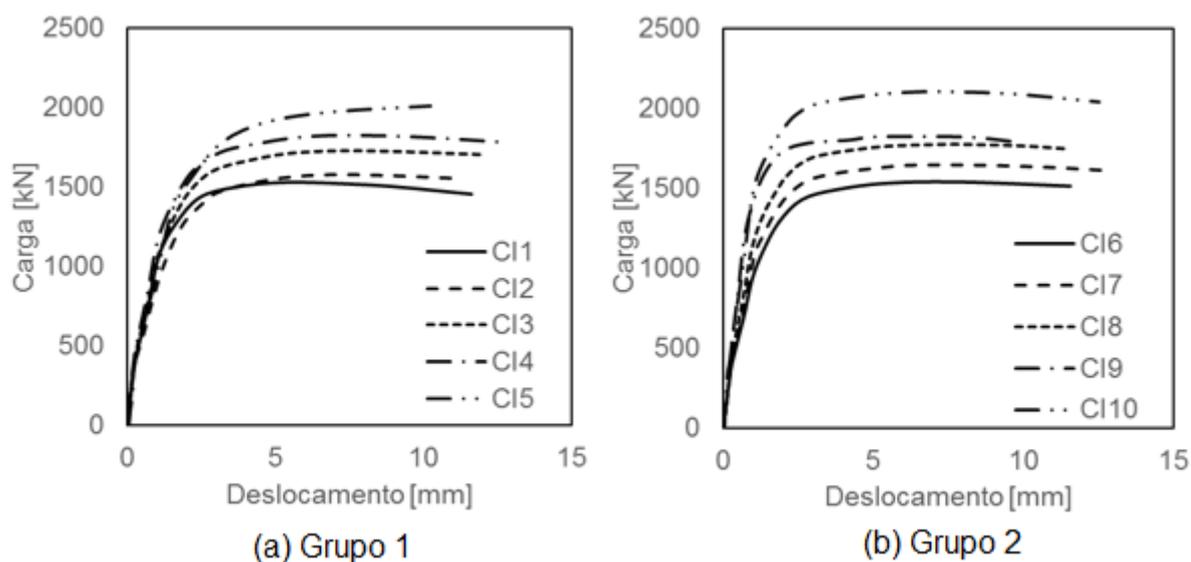


Figura 74 – Carga *versus* deslocamento da etapa 3

Diferentemente da etapa 2, a resistência das colunas não aumentou de forma tão expressiva com o aumento da espessura interna, mas seu acréscimo não é completamente desprezível. Desta forma, conclui-se que a espessura interna pouco influencia no confinamento e aumento de resistência das colunas CFDST. A Figura 75 apresenta o gráfico carga *versus* espessura interna das colunas da etapa 3.

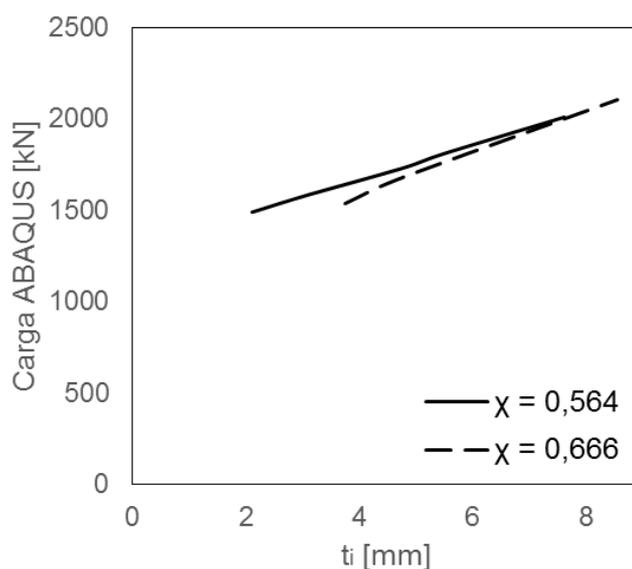


Figura 75 – Carga *versus* espessura interna

As mesmas conclusões foram observadas na comparação dos valores de resistência numéricos e teóricos que podem ser visto na Tabela 28.

Tabela 28 – Comparação dos resultados teóricos e numéricos da etapa 3

	ID	Carga máxima (kN)		Han et al. / ABAQUS	Média	Desvio padrão
		ABAQUS	Han <i>et al.</i> [2]			
GRUPO 1	CI1	1489,68	1393,04	0,935	0,946	0,007
	CI2	1579,28	1485,77	0,941		
	CI3	1731,24	1651,00	0,954		
	CI4	1809,86	1717,69	0,949		
	CI5	2008,69	1906,96	0,949		
GRUPO 2	CI6	1537,92	1520,81	0,989	0,981	0,004
	CI7	1648,37	1609,30	0,976		
	CI8	1776,06	1736,69	0,978		
	CI9	1823,29	1784,58	0,979		
	CI10	2105,92	2065,32	0,981		
Média total					0,963	0,006

Finalmente após as três etapas, todas as resistências teóricas e numéricas foram plotadas na Figura 76, onde se verificou uma boa concordância entre os resultados. Os pontos acima da linha foram aqueles com a razão oca superior a 0,8 e o valor numérico inferior ao proposto por Han *et al.* [2], configurando uma situação contra a segurança.

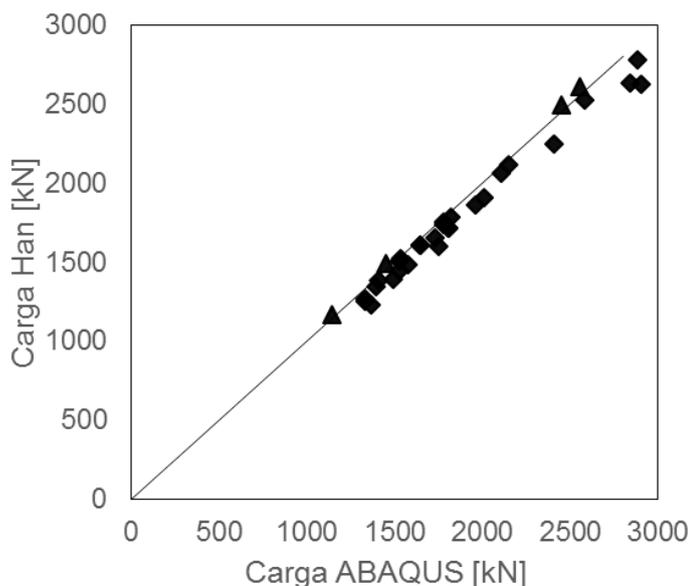


Figura 76 – Carga teórica *versus* carga numérica

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Introdução

Pesquisas voltadas para as colunas CFDST vem sendo realizadas nos últimos anos. Em alguns países asiáticos e europeus seu uso já é uma tendência para pontes e edificações de grande porte. O que torna esta coluna mista atrativa é a forma como consegue otimizar sua resistência com seu peso próprio, fora o fato de possuir uma excelente ductilidade. Cada parte que constitui a coluna tem uma função importante. O tubo externo dispensa o uso de fôrmas, além de ser o principal responsável pelo confinamento do concreto, principalmente se a seção transversal for circular. A escolha do aço inoxidável para o tubo externo gera vantagens adicionais referentes ao combate à corrosão, durabilidade, resistência ao fogo e estética. O tubo interno cria uma área oca reduzindo do peso próprio e substitui o uso de armaduras longitudinais no concreto. O concreto é o principal responsável pela alta resistência devido ao estado de confinamento em que se encontra.

Apesar de ainda não existir um método de cálculo normalizado, alguns estudos já equacionaram seu dimensionamento com resultados satisfatórios quando comparados com ensaios experimentais. Os programas de elementos finitos são ferramentas que auxiliam no dimensionamento estrutural. Nesta dissertação, os modelos criados no ABAQUS conseguiram gerar resultados compatíveis com os experimentais e teóricos. Entretanto, um cuidado elevado deve ser tomado pois pequenos erros na criação dos modelos ou inserção de dados não representativos com a realidade irão gerar dados incorretos.

O conceito da coluna CFDST não é algo novo. Todavia, mais pesquisas precisam ser realizadas para gerar uma maior confiança nos projetistas em utilizá-las. O estudo contribuiu para a difusão deste modelo de coluna e as principais conclusões são listadas a seguir.

6.2 Conclusões

As colunas CFDST aço inoxidável-concreto-aço carbono testadas comportaram-se de maneira bastante dúctil. Os modos de falha típicos foram a flambagem local para fora dos tubos e as colunas tiveram seus colapsos devido à flambagem em torno da meia altura.

Com o uso do concreto preenchido a coluna tem um ganho expressivo em sua resistência e ductilidade. O acréscimo médio de resistência experimental foi de 82,8% e 45,4% para as colunas com χ igual a 0,546 e 0,666, respectivamente. O acréscimo nos modelos numéricos foi de 76,0% e 54,1%, respectivamente.

O uso do enrijecedor nas extremidades das colunas evitou o aparecimento da flambagem tipo pata-de-elefante observada em outros estudos.

Os modelos numéricos se mostraram uma ferramenta eficaz para a estimativa do comportamento mecânico e da resistência das colunas. A comparação dos resultados foi satisfatória, tendo variações inferiores a 7%.

O modelo teórico utilizado apresentou uma previsão de resistência precisa para as colunas CFDST, principalmente quando comparados com os numéricos. As resistências experimentais e teóricas variaram entre 4% e 13%, enquanto as numéricas e teóricas 2% e 5%.

Com o programa experimental e os resultados numéricos foi possível observar que a variação da razão oca (χ) entre os tubos influencia significativamente na resistência final da coluna.

A análise paramétrica conseguiu ampliar as conclusões encontradas. Na primeira etapa verificou-se que o valor da razão oca ideal aparenta estar no intervalo entre 0,4 e 0,6. A segunda e a terceira etapa forneceram conclusões referentes ao comportamento das colunas quando variada a espessura dos tubos. A espessura do tubo externo influencia diretamente a eficácia do estado de confinamento do concreto. A espessura do tubo interno também contribui para efetividade do confinamento mas de forma menos expressiva.

6.3 Trabalhos futuros

A seguir são mencionados algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar ensaios com dimensões maiores e variando a espessura dos tubos, dando ênfase a espessura externa;
- Ampliar o programa experimental variando a resistência do concreto e comparar os efeitos de confinamento para diferentes f_{ck} ;
- Estudar o comportamento das colunas CFDST com comprimentos maiores onde a flambagem global pode aparecer;
- Estender a variação da razão oca experimental como foi realizado na análise paramétrica;
- Comparar os resultados com outros métodos de dimensionamento;
- Estudar os efeitos de altas temperaturas nas colunas CFDST;
- Testar outro tipo de aço inoxidável como o duplex e comparar com o austenítico;
- Analisar uma coluna com ambos os tubos em aço inoxidável.
- Estender o estudo paramétrico para consolidar as conclusões obtidas e amplia-las.

REFERÊNCIAS

- [1] EN. 1994-1-1. EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete Structures, Part. 1-1:General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN);2004.
- [2] HAN, L.-H.; REN, Q. -X.; LI, W. Tests on stub stainless steel-concrete-carbon steel double-skin tubular (DST) columns. Journal of Constructional Steel Research, v. 67, i. 3, p. 437-452, Mar. 2011.
- [3] ABAQUS Standard User's Manual The Abaqus Software is a product of Dassault Systèmes Simulia Corp. Providence, RI, USA Dassault Systèmes. Version 6.14.1, USA.
- [4] Portal Metálica. Vantagens das Estruturas Tubulares de Aço. Disponível em <<http://www.metalica.com.br/vantagens-das-estruturas-tubulares-de-aco>> Acesso em 17 de março de 2017.
- [5] WARDENIER, J.; PACKER, J. A.; ZHAO, X. -L.; VEGTE, G. J. van der. Hollow Sections in Structural Applications, CIDECT, 2a. Edição, 2010.
- [6] CARVALHO, José Anselmo. Efeito da taxa de resfriamento após recozimento intermediário do aço silício de grão orientado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica) – Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2000.
- [7] SILVA, Glauco Bezerra. Comportamento Estrutural de Perfis Tubulares Mistos – Aço Inoxidável, Concreto, Aço Carbono. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro.2013.
- [8] ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares

- [9] LOREIRO, D. L. F. Avaliação Numérica e Experimental de Colunas Tubulares Mistas (Aço Inoxidável, Concreto e Aço Carbono). Proposta de tese de Doutorado, Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014
- [10] UY, B. Concrete-filled fabricated steel box columns for multistorey buildings: behaviour and design. Progress in Structural Engineering and Materials v. 1 – Construction Research Communications Limited, 1998. p. 150 – 158.
- [11] FIGUEIREDO, Luciana Maria Bonvino. Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- [12] Raul Neuenschwander Engenharia de estruturas: Pilares mistos. Disponível em < <http://raulneuenschwander.com.br/2015/09/18/pilares-mistos/>> Acesso em 20 de março de 2017.
- [13] OLIVEIRA Walter Luiz Andrade. NARDIN Silvana. EL DEBS Ana Lúcia H de Cresce. Estudo do efeito de confinamento do concreto em pmp curtos.
- [14] SHANMUGAM, N. E.; LAKSHMI, B. State of the art report on steel-concrete composite columns. Journal of Constructional Steel Research. v. 57, n. 10, p.1041-1080. Oct, 2001.
- [15] BADDOO, N., Burgan, R. & Ogden, R., 1997. Architects guide to stainless steel. Ascot: Steel Construction Institute
- [16] EN. 1994-1-4. EUROCODE 3 PART 1-4: Design of steel Structures – Part. 1-4:General Rules – Supplementary rules for Stainless steels. Brussels: European Committee for Standardization (CEN);2006.
- [17] ARCO. Prédio administrativo da VIVO –São Paulo, Brasil. Disponível em <<https://arcoweb.com.br/projetodesign/arquitetura/edo-rocha-edificio-administrativo-da-vivo-01-12-2003>> Acesso em 7 de abril de 2017.

- [18] EN 10088-1: Stainless steels Part 1: List of stainless steels. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.
- [19] CARDOSO, Robson Porto. Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia elétrica com o uso do aço inoxidável. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [20] ROSSI, B. Discussion on the use of stainless steel in constructions in view of sustainability. *Thin-Walled Structures*, Volume 83, pp. 182-189, 2014.
- [21] CULTURE TRIP. Cloud Gate, Chicago, EUA. Disponível em <<https://theculturetrip.com/north-america/usa/illinois/articles/brief-history-of-the-chicago-bean/>> Acesso em 28 de março de 2017.
- [22] SOUZA, Sérgio A. de. Ensaios mecânicos de materiais metálicos: Fundamentos teóricos e práticos. 5.ed. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1982.
- [23] GOMES, Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Nova de Lisboa, 2015.
- [24] TAO Zhong. HAN Hai Lin. Behavior of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns, *Journal of Constructional Steel Research*. v 62, p 631-646, 2006.
- [25] TAO Zhong, HAN Hai Lin, WANG ZB. Experimental behaviour of stiffened concrete filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2005;61(7):962–83.
- [26] GARDNER, L.; e THEOFANOUS M. Discrete and continuous treatment of local buckling in stainless steel elements. *Journal of Constructional Steel Research*, 64 (11), pp. 1207, 2008.

- [27] HAN L. H.; REN Q. X.; e LI W. Tests on Inclined, Tapered and STS Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) Stub Columns. *Journal of Constructional Steel Research*; 66 (10): 1186–1195, 2010.
- [28] HASSANEIN, M. F.; KHAROOB, O. F.; e LIANG, Q. Q. Circular Concrete-Filled Double Skin Tubular Short Columns with External Stainless Steel Tubes under Axial Compression. *Thin-Walled Structures*, v. 73, p. 252-263, Sep. 2013.
- [29] ACI-318. Building code requirements for reinforced concrete. Detroit (MI): ACI; 2002.
- [30] EN 1998-1-1. EUROCODE 3: Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, (CEN);2005.
- [31] BEER, F.P. e JOHNSTON, JR., E.R. Resistência dos Materiais, 3.º Ed., Makron Books, 1995.
- [32] PFEIL, W. e PFEIL, M., Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 7ª edição, Rio de Janeiro, 2000.
- [33] VEIGA, Jordana Luiza Barbosa da Costa. Análise de Critérios para Aceitação de Enrugamentos em Dutos Curvados a Frio. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da PUC-Rio, 2008.
- [34] SIMÕES da Silva, L. e GERVÁSIO, H. – Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados, Coleção Construção Metálica e Mista, cmm Press, Coimbra, 2007.
- [35] AMPARO, Lucas Roquete Análise teórico-experimental de ligações tipo luva compostas por perfis tubulares com parafusos em linha e cruzados. (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Ouro Preto, 2014.

- [36] ABNT NBR 6892, Materiais metálicos — Ensaio de Tração - Parte 1: Método de ensaio à temperatura. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2013.
- [37] HUANG, Y; YOUNG, B. The art of coupon test. Journal of Constructional Steel Research, 96: 159-175, May 2014.
- [38] RODRIGUES, P. P. F. Parâmetros de dosagem do concreto ET - 67. São Paulo: ABCP, 1990.
- [39] ACI 211.1-81:Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete: ACI manual of concrete practice. Detroit, Michigan, 1985. (revised 1988). Part 1: materials and general properties of concrete.
- [40] ABNT NBR 5738, Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- [41] ABNT NBR 5739, Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [42] ABNT NBR 8522, Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [43] LABVIEW. Software de engenharia para aquisição de dados criada pela National Instruments, USA.
- [44] B. Alfarah, F. López-Almansa, S. Oller. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures Engineering Structures v. 132 – 2017. p. 70–86.

- [45] ELINOX Central de aço inoxidável Ltda. Catálogo comercial 2018. Disponível em: <elinox.com.br> Acesso em 2 de abril de 2018.
- [46] CENTURY tubos aço carbono. Catálogo comercial 2018. Disponível em: <www.centurytubos.com.br > Acesso em 2 de abril de 2018.