



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

Raphaella Oliveira de Araújo

**Avaliação de colunas tubulares mistas - aço inoxidável,
concreto e aço carbono**

Rio de Janeiro
2016

Raphaella Oliveira de Araújo

**Avaliação de colunas tubulares mistas - aço inoxidável,
concreto e 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

2016

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

A658 Araújo, Raphaella Oliveira de.

Avaliação de colunas tubulares mistas – aço inoxidável, concreto e aço carbono / Raphaella Oliveira de Araújo. – 2016.
151f.

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. 2. Estruturas mistas de aço e concreto - Dissertações. 3. Comportamento estrutural - Dissertações. 4. Resistência à compressão - Dissertações. I. Lima, Luciano Rodrigues Ornelas de. II. Vellasco, Pedro Colmar da Silva. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.016

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

Assinatura

Data

Raphaella Oliveira de Araújo

**Avaliação de colunas tubulares mistas - aço inoxidável,
concreto e 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.

Apresentado em: 02 de maio de 2016.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Pedro C. G. da S. Vellasco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. André Tenchini da Silva
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. João de Jesus dos Santos
Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca
– CEFET/RJ

Rio de Janeiro

2016

DEDICATÓRIA

A Deus por me guiar sempre na direção correta A meus pais que me ensinaram a ousar, questionar e acima de tudo correr em direção aos meus sonhos. A meu esposo, companheiro e grande incentivador e a minha filha Sara, razão da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, por me permitir viver repleta de pessoas boas e amadas ao meu redor. Pela força e coragem que me deu para prosseguir em direção a realização do meu sonho.

Aos meus pais que a melhor herança que puderam me dar foi a educação. Pais presentes em todos os momentos da minha vida, meus anjos da guarda. Meu pai, Marcelo, exemplo de humildade, integridade e dedicação a família, meu grande e melhor amigo. A minha mãe, Rita, que sempre soube me dar conforto com simples palavras e nunca deixar que desistisse e lutasse em busca das minhas realizações.

Aos meus irmãos, Marcelo e Marcella, sinônimo de proteção, que nunca me permitiram sentir sozinha, mesmo morando longe um do outro. Juntos dividimos tantas alegrias, segredos e doces sorrisos. Meus eternos amigos irmãos.

Ao meu marido, Saulo, por aguentar firme e forte sempre ao meu lado, meu companheiro, meu grande incentivador.

A minha filha Sara, meu presentinho de Deus, hoje mais do que nunca luto pelas minhas conquistas para que ela se orgulhe.

Ao meu professor e amigo, Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, a quem serei sempre grata pela confiança em mim depositada, pelos ensinamentos técnicos e exemplo de ética, profissionalismo e respeito.

Ao Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, pelo suporte concedido durante todo o curso, sempre solícito a esclarecer nossas dúvidas.

A todos os meus colegas de curso, em especial a amiga Luciana Baptista, pelo companheirismo e pelo compartilhamento do fardo de incontáveis desafios encontrados ao longo desta empreitada. ao amigo Bruno Dias pela disposição em dividir comigo os conhecimentos aplicados as modelagens numéricas.

A todos meus colegas de trabalho pela importância dada na minha formação técnica e profissional.

Ao PGECIV e a UERJ por proporcionar a realização deste sonho factível.

Se não puder voar corra. Se não puder correr, ande. Se não puder andar,
rasteje, mas continue sempre em frente de qualquer jeito.

Martin Luther King

Dê-me uma alavanca e um ponto de apoio e levantarei o mundo.

Arquimedes

A alegria que se tem em pensar e aprender
faz-nos pensar e aprender ainda mais.

Aristóteles

RESUMO

ARAÚJO, Raphaella Oliveira. *Avaliação de Colunas Tubulares Mistas (Aço Inoxidável, Concreto, Aço Carbono)*. 2016. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

O emprego do aço inoxidável para revestimento de colunas de concreto proporciona vários benefícios a estrutura, dentre eles a alta resistência à corrosão, durabilidade, resistência ao fogo, facilidade de manutenção e elevado valor estético. A utilização de sistemas mistos em colunas tem tido um grande avanço em obras portuárias, terminais aeroportuários, pontes e viadutos. Uma vantagem particular das colunas mistas é a redução da área da seção transversal, além de poderem ser construídas mais rapidamente, possuírem fácil manutenção e garantirem grande economia de materiais, quando comparadas com estruturas executadas em concreto armado convencional. Isto se dá porque as colunas são apenas preenchidas, e não revestidas de concreto, o que elimina a utilização de formas reduzindo o custo final da obra; e se dispensa a colocação de armadura no concreto introduzindo um segundo tubo, constituído de aço carbono, no interior do tubo principal de aço inoxidável, caracterizando uma coluna de perfil tubular de parede dupla preenchida com concreto. O presente trabalho tem como objetivo desenvolver modelos numéricos, através do método dos elementos finitos, de uma coluna mista em perfil tubular, composta por tubos circulares de aço inoxidável e aço carbono concêntricos preenchidos com concreto entre eles, permitindo, com a colocação de imperfeições geométricas, efetuar uma análise não-linear a fim de simular e avaliar seu comportamento estrutural, verificando sua estabilidade com diferentes parâmetros e comparando os resultados com os obtidos em ensaios de resistência a compressão realizados em laboratório. Após a realização da calibração dos modelos numéricos com os modelos experimentais serão realizadas análises paramétricas a fim de analisar o comportamento da estrutura variando-se o diâmetro, a espessura e a altura do tubo de aço inoxidável (externo) comparando-se os resultados obtidos com equações de dimensionamento existentes na literatura.

Palavras-chave: Avaliação numérica; Colunas tubulares mistas; Aço inoxidável; Aço carbono; Análise não-linear; Estabilidade; Resistência a compressão; Comportamento estrutural; Imperfeição geométrica.

ABSTRACT

ARAÚJO, Raphaella Oliveira. *Evaluation of composite tubular columns - stainless steel, concrete, carbon steel*. 2016. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

structure, including the high corrosion resistance, durability, fire resistance, ease of maintenance and high aesthetic value. The use of composite systems in columns has been a major breakthrough in bridges and viaducts. A particular advantage of the composite columns is the reduction of cross sectional area, speed of construction, easy maintenance and material saving when compared to conventional reinforced concrete structures. These advantages are because the columns are only filled, and not coated with concrete, which eliminates the use of forms and eliminates the need for extra steel reinforcing bars. The investigated system adopts a second carbon steel tube inside the primary stainless steel tube composing the structural system made of a double skin tubular profile column filled with concrete. This study aims to develop numerical models, using the finite element method considering geometric imperfections. The structural behaviour was assessed through a nonlinear analysis and was compared to compressive strength tests performed in the laboratory. After the completion of the numerical models calibration a parametric analysis was performed to investigate the influence of parameters like the diameter, thickness and height of the stainless steel pipe (outer) and its results were compared to predictions made by traditional design equations in the literature.

Keywords: Numerical evaluation; Mixed tubular columns; Stainless steel; Carbon steel; Nonlinear; Stability; Compression resistance; Structural behavior; Geometric imperfection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estádio Nacional Ninho do Pássaro em Pequim China [6].....	24
Figura 2 – Passarela da estação Cidade Nova do metrô - RJ [7].....	24
Figura 3 – Curva tensão <i>versus</i> deformação – aço carbono e aço inoxidável austenítico [9].....	29
Figura 4 – Ponte <i>Stonecutters</i> – coluna mista em aço inoxidável e concreto [13].....	31
Figura 5 – Coluna mista dupla pele [13].....	32
Figura 6 – Detalhes das colunas CFDST testadas [19].....	34
Figura 7 – Seção transversal dos protótipos estudados [20].....	37
Figura 8 – Detalhes das dimensões das colunas testadas [21].....	38
Figura 9 – Típico modo de falha das colunas CFDST a) típica amostra da coluna após o teste b)depois de remover a parte do tubo externo de aço c) modo de falha interior da coluna CFDST [21].....	39
Figura 10 – Típico modo de falha das colunas CFDST após os testes.....	40
Figura 11 – Gráfico carga <i>versus</i> media da deformação axial nas colunas.....	41
Figura 12 – Típico modo de falha para colunas com seção oca composta de perfis CHS e deformação de 100mm.....	42
Figura 13 – Modo de falha para colunas CFDST com deformação de 100mm.....	43
Figura 14 – Tipos de seções transversais das colunas proposto por Han [12].	44
Figura 15 – Tipos de colunas por Han [12].	44
Figura 16 –Colunas retas após os testes.	46
Figura 17 –Típicos modos de falha das colunas retas dos tubos internos de aço carbono.....	47
Figura 18 –Curvas Cargas versus Deslocamentos Verticais das Colunas Retas [12].....	49
Figura 19 –Exemplo das seções das amostras tipo AA [24].....	50
Figura 20 –Exemplo das seções das amostras tipo AI[24].....	50
Figura 21 –Deformação final das colunas tipo AA propostas por Cheng [24].....	52
Figura 22 –Deformação final das colunas tipo AI propostas por Cheng [24].....	53
Figura 23 –Deformação final das colunas curtas propostas por Oliveira [25].....	55
Figura 25 –Gráfico Carga versus Deformação Axial das colunas L/D=3.....	55
Figura 25 – Comportamento de seções a flexão [3].....	60

Figura 26 – Flambagem em um elemento bi rotulado (Coluna de Euler) [31]	63
Figura 27 – Comprimentos de flambagem LE em função do comprimento real L [31]	65
Figura 28 – Curvas de flambagem segundo o EC3-1-8 [32]	69
Figura 29 – Valor de χ_{NBR} em função do índice de esbeltez λ_0 [18]	71
Figura 30 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH1-1 [14]	88
Figura 31 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH2-1 [14]	89
Figura 32 – Deformações nas extremidades do tubo de aço carbono da coluna CH2- 1 [14]	89
Figura 33 – Falhas observadas durante o ensaio da coluna C1-1 [14]	90
Figura 34 – Modos de flambagem observados nas colunas C2-1 e C2-1 [14]	91
Figura 35 – Geometria do Elemento SHELL181 [15]	94
Figura 36 – Geometria do Elemento SOLID 45 [15]	95
Figura 37 – Área dos tubos externos e internos	97
Figura 38 – Área das placas com os tubos internos	97
Figura 39 – Malha de elementos finitos das colunas sem concreto	98
Figura 40 – Detalhe das condições de contorno da Coluna 1SC aplicável a todas as colunas modeladas	98
Figura 41 – Volumes de concreto das colunas	100
Figura 42 – Malha dos elementos finitos coluna com concreto [15]	100
Figura 43 – Elementos de contato	100
Figura 44 – Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento das Colunas	101
Figura 45 – Configuração Deformada Coluna 1-SC	102
Figura 46 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) - 1-SC	103
Figura 47 – Tensão de von Mises para o tubo de aço carbono (interno) - 1-SC	103
Figura 48 – Configuração Deformada Coluna 2-SC [15]	104
Figura 49 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) - 2SC ..	104
Figura 50 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço carbono (interno) – 2-SC	105
Figura 51 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) – 1-CC	106
Figura 52 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço carbono (interno) – 1-CC ...	106
Figura 53 – Deformação plástica para o concreto preenchido - 1-CC	107
Figura 54 – Deformação plástica equivalente para o concreto preenchido 1-CC	107
Figura 55 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) – 2-CC	108

Figura 56 – Tensão de von Mises para o tubo de aço carbono (interno) da coluna 2CC [15].....	108
Figura 57 – Deformação plástica para o concreto preenchido – 2-CC.....	109
Figura 58 – Deformação plástica equivalente para o concreto preenchido – 2-CC.....	109
Figura 59 – Curvas tensão versus deformação dos aços utilizados na análise paramétrica [9], [14] e [38]	110
Figura 60 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 1	114
Figura 61 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 1	115
Figura 62 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 1	115
Figura 63 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 1	116
Figura 64 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 1	116
Figura 65 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 2	120
Figura 66 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 2	120
Figura 67 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 2	121
Figura 68 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 2	121
Figura 69 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 2	122
Figura 70 – Comparativo preço colunas aço inoxidável tipo austenítico e duplex... 123	
Figura 70 – Gráfico comparação das resistências teóricas e numéricas – Etapa 1 e 2	125
Figura 71 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 1	126
Figura 72 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 2.....	126
Figura 73 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 3	130
Figura 74 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 3	130
Figura 75 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 3	131
Figura 76 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 3	131
Figura 77 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 3	132
Figura 78 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 4	135
Figura 79 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 4	136
Figura 80 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 4	136
Figura 81 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 4	137
Figura 82 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 4	137
Figura 83 – Comparação das resistências teóricas e numéricas – Etapas 3 e 4	139
Figura 84 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 3.....	140

Figura 85 – Gráfico Capacidade de Carga <i>versus</i> Parâmetro χ – Etapa 4.....	140
Figura 87 – Gráfico Carga <i>versus</i> Deformação – variações de aço.....	142
Figura 88 – Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento – nova sugestão	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades dos materiais [19].....	35
Tabela 2 – Propriedades dos materiais [12].....	45
Tabela 3 – Colunas retas circulares de Han [12].....	47
Tabela 4 – Colunas retas quadradas de Han [12].....	48
Tabela 5 – Colunas retas retangulares com cantos arredondados de Han [12].....	48
Tabela 6 – Colunas retas elípticas de Han [12].....	48
Tabela 7 – Características geométricas das colunas propostas por Cheng [24].....	51
Tabela 8 – Relação máxima diâmetro – espessura de seções tubulares [16]	60
Tabela 9 – Seleção de curva de flambagem segundo o EC3-1-1 [16]	70
Tabela 10 – Valor de χ_{NBR} em função do índice de esbeltez λ_0 [18]	72
Tabela 11 – Valores dos coeficientes de flambagem, NBR8800 [18].....	74
Tabela 12 – Classificação das seções tubulares circulares – Eurocode 3 1-4 [37]...	81
Tabela 13 – Dimensões dos modelos experimentais [14]	87
Tabela 14 – Propriedades dos aços.....	88
Tabela 15 – Cargas máximas obtidas nos ensaios [14]	91
Tabela 16 – Geometria dos Modelos	96
Tabela 17 – Nomenclatura dos modelos experimentais e numéricos	96
Tabela 18 – Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos numéricos	102
Tabela 19 – Dados das colunas modeladas para a etapa 1	112
Tabela 20 – Avaliação de custo da etapa 1	113
Tabela 21 – Dados das colunas modeladas para a etapa 2	118
Tabela 22 – Avaliação de custo da etapa 2	119
Tabela 23 – Comparativo de resistências - Ansys versus Han [12] – etapas 1 e 2.	124
Tabela 24 – Dados das colunas modeladas – Etapa 3	127
Tabela 25 – Avaliação de custo da etapa 3	128
Tabela 26 –Dados das colunas modeladas – Etapa 4	133
Tabela 27 – Avaliação de custo da etapa 4	134
Tabela 28 – Comparação das resistências teóricas e numéricas – etapa 3 e 4.....	138
Tabela 29 – Comparação das resistências – modelo numérico.....	141

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	Instituto Americano de Construção em Aço
CFBC	Colunas tipo Caixa Preenchidas por Concreto – “concrete filled box columns”
CFDST	Colunas Tubulares de Parede Dupla Preenchida de Concreto – “concrete filled double skin tube”
CFDSCT	Colunas compostas tubulares de parede dupla preenchida de concreto – “concrete filled double skin composite tube”
CFST	Colunas de aço preenchidas por concreto – “concrete filled steel tube”
CFT	Colunas preenchidas por concreto – “concrete filled tube”
CHS	Seção circular – “circular hollow section”
CIDECT	Comitê Internacional para o Estudo e Desenvolvimento de Estruturas Tubulares
DST	Colunas tubulares de parede dupla - “double skin tubes”
DIN	Normas alemãs
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
EC3 1-8	Eurocódigo 3 – Parte 1-8: Projeto de Estruturas em Aço – Projeto de Ligações
EHS	Seção elíptica – “elliptical hollow section”
FEN	Faculdade de Engenharia
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
PH	Aços inoxidáveis endurecíveis por precipitação
RCFT	Colunas tubulares preenchidas com concreto armado
RHS	Seção retangular – “rectangular hollow section”
SHS	Seção quadrada - “square hollow section”
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 preenchido entre os tubos
A_{ce}	área nominal da seção transversal do concreto
A_{eff}	área efetiva de uma seção transversal
A_g	área bruta da seção transversal da barra
A_s	área bruta da seção transversal o tubo de aço
A_{sc}	área da seção transversal do tubo de aço e concreto
A_{si}	área do tubo interno do aço inox
A_{si}	área do tubo interno do aço carbono
A_{so}	área da seção transversal do tubo de aço inoxidável
A_{soc}	área da seção transversal do tubo exterior do aço inoxidável
C	carbono
C_u	cobre
C_w	constante de empenamento da seção transversal
D_i	diâmetro interno do tubo
D_0	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
$E_{c,eff}$	modulo de elasticidade efetivo do concreto
$E_{c,red}$	módulo de elasticidade reduzido do concreto
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
G	módulo de elasticidade transversal do aço
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
I_{sc}	Momento de inercia da seção da coluna CFDSCT
I_x	momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x

I_y	momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y
J	constante de torção da seção transversal
K_c	parâmetro cujo objetivo é corrigir a rigidez a flexão do concreto para considerar sua fissuração
$K_x L_x$	comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x
$K_y L_y$	comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y
$K_z L_z$	comprimento de flambagem por torção
L	comprimento da coluna
L_{cr}	comprimento de flambagem correspondente
M_{el}	momento elástico da seção transversal
M_n	manganês
M_o	molibdênio
M_{pl}	momento plástico da seção transversal
M_y	ponto da resistência elástica
$N_{b,Rd}$	resistência a flambagem por flexão do elemento
$N_{c,Rd}$	resistência a compressão da seção transversal
$N_{c,Sd}$	força axial de compressão solicitante
N_{cr}	carga crítica elástica
N_{Ed}	cálculo da força axial de compressão atuante
$N_{G,Ed}$	esforço normal devido as ações permanentes
$N_{G,Sd}$	parcela da força axial solicitante devida a ação permanente e a ação decorrente do uso da atuação quase permanente
N_{Rd}	força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos a instabilidade por flexão
N_{Sd}	força axial solicitante
N_e	força axial de flambagem elástica
N_{ex}	flambagem por flexão em relação ao eixo x
N_{ey}	flambagem por flexão em relação ao eixo y
N_{ez}	flambagem por torção em relação ao eixo x
N_{iu}	capacidade da coluna interior proposta por HAN
$N_{osu,u}$	capacidade de uma coluna mista caracterizadas pela contribuição do tubo de aço inoxidável exterior proposto por HAN

$N_{pl,R}$	força axial de compressão resistente característica
$N_{pl,RD}$	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_{uc}	força estimada através da formulação matemática proposta por Han
N_{ue}	resistência última da coluna medida experimentalmente
$N_{u,sm}$	capacidade total da coluna segundo dimensionamento proposto por Han
Ni	níquel
P	fósforo
Q	fator de redução associado a flambagem local
S	enxofre
Si	silício
f_{cu}	resistência a compressão do concreto aos 28 dias de idade
f_u	tensão última do aço
f_y	tensão de escoamento do aço
i	raio de giração
r_0	raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento dado por:
r_x	raio de giração em torno do eixo principal x
r_y	raio de giração em torno do eixo principal y
t_i	espessura da parede do tubo interno
t_0	espessura da parede do tubo externo
x_0	coordenada do centro de cisalhamento com relação ao centro geométrico da seção
y_0	coordenada do centro de cisalhamento com relação ao centro geométrico da seção
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança
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
$\overline{\lambda}_0$	limite de esbeltez adimensional.
λ_0	índice de esbeltez reduzido
λ	parâmetro de esbeltez dos componentes comprimidos
λ_p	valor pelo qual a seção pode atingir o momento fletor plástico
λ_r	parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
ν_s	coeficiente de Poisson
φ	coeficiente de fluência do concreto e deve ser obtido na Norma NBR 6118. Para seções tubulares preenchidas de concreto
φ_t	coeficiente efetivo de fluência do concreto
χ	relação da seção oca
χ_{NBR}	fator de redução associado a resistência a compressão segundo a NBR 8800
$\chi_{NBR/PT}$	fator de redução de barras comprimidas para perfis tubulares laminados a quente segundo a NBR 16239
χ_{EURO}	fator de redução para o modo de flambagem relevante segundo Eurocódigo 3-1-1
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

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	21
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
1.1 Generalidades	34
2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS TUBULARES	58
2.1 Generalidades	58
2.2 Caracterização das seções	59
2.3 Comportamento de Colunas	62
2.3.1 Carga Crítica Elástica	62
2.3.2 Dimensionamento de colunas de aço carbono sujeitas a compressão simples	66
2.3.2.1 Critério de Dimensionamento de acordo com o Eurocode 3 1-1 [16]	67
2.3.2.2 Critério de Dimensionamento de acordo com as Normas Brasileiras [18]....	70
2.3.3 Dimensionamento de colunas circulares mistas em aço carbono preenchidas de concreto sujeitos a compressão simples	75
2.3.3.1 Critério de Dimensionamento de acordo com a Norma Brasileira [18]	75
2.3.3.2 Critério de Dimensionamento de acordo com o Eurocode 4 [36]	78
No método simplificado de dimensionamento segundo o Eurocode 4, são consideradas as seguintes hipóteses:.....	78
2.3.4 Dimensionamento de Colunas Mistas em Aço Inoxidável de acordo com o Eurocode 3 1-4 [37]	81
2.3.5 Dimensionamento de Colunas Mistas em Aço Inoxidável e Aço Carbono preenchidas de concreto.....	83
3 MODELOS NUMÉRICOS	86
3.1 Modelo Experimental	86
3.2 Modelos Numéricos	92
3.2.1 Modelos sem o preenchimento de concreto	96
3.2.2 Modelos com o preenchimento de concreto	99
3.3 Análise e Comparação de Resultados	101
3.3.1 Coluna 1-SC – sem concreto.....	102
3.3.2 Coluna 2-SC – sem concreto.....	104
3.3.3 Coluna 1-CC – com concreto.....	105

3.3.4	Coluna 2-CC – com concreto.....	108
4	ANÁLISE PARAMÉTRICA	110
4.1	Influência do parâmetro χ - Variação das dimensões dos tubos de aço carbono (interno) e aço inoxidável austenítico (externo)	111
4.2	Variação das dimensões do tubo de aço carbono para tubo externo de aço inoxidável tipo duplex	117
4.3	Variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável austenítico	127
4.4	Variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável duplex.....	132
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
5.1	Introdução	143
5.2	Principais conclusões	144
5.3	Sugestões para trabalhos futuros.....	145
	REFERÊNCIAS.....	146

INTRODUÇÃO

Generalidades

O primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. As estruturas construídas como por exemplo, pontes em arco ou treliçadas, trabalhando a compressão são datadas entre os anos de 1720 e 1820 [1]. No entanto, a dificuldade de produzir em larga escala limitou seu potencial por muito tempo, isto porque os alto fornos eram aquecidos com carvão vegetal, e para produzir 15 toneladas de ferro por exemplo, precisava derrubar aproximadamente 150 m² de floresta [2].

A substituição do carvão vegetal por coque possibilitou a criação de grandes estruturas de ferro fundido com o uso de formas. A primeira ponte em ferro fundido foi a de Coalbrookdale em 1779, sobre o rio Severn na Inglaterra. Trata-se de uma ponte com um vão de 30 metros. Na mesma época, foram feitos os primeiros trilhos de ferro fundido. [2]

O ferro fundido era utilizado em diversos campos da engenharia, na construção civil e para fins decorativos. Além de seu uso na produção [2] de máquinas, o material destacava-se em pontes, canais, aquedutos, ferrovias, entre outros.

Em meados do século XIX substituiu-se o uso do ferro fundido em favor do ferro forjado, que oferecia mais segurança. As obras mais importantes construídas entre 1850 e 1880 foram pontes ferroviárias em treliças. Porém, o grande número de acidentes com esse tipo de obra, acentuou a necessidade de estudos [1] mais aprofundados e melhorias nas características dos materiais.

O aço já era conhecido desde a antiguidade, porém não [1] estava disponível a preços competitivos no mercado por falta de processo industrial de fabricação. O inglês Henry Bessemer inventou em 1856 um forno que permitiu a produção do aço em larga escala a partir da década de 1860/70. Em 1864, os irmãos Martin desenvolveram um outro tipo de forno de maior capacidade. Desde então, o aço substituiu rapidamente o ferro fundido e o forjado na indústria da construção. O

processo Siemens- Martin apareceu em 1867. Por volta de 1880, foram introduzidos os laminadores para barras.

Com o acelerado desenvolvimento da siderurgia na segunda metade do século XIX, iniciou-se um novo segmento do mercado que foi a alteração do aço em tubos, perfis e estampados. Em 22 de agosto de 1886, dois irmãos Reinhardt e Max, filhos do industrial Mannesmann, produziram seu primeiro tubo sem costura. Este processo de fabricação inovou a indústria de tubos de aços [3]. Na sua patente de 1886, descreve que o processo consiste em: "uma laminação progressiva de um corpo de aço furado, fixado numa armação adequada, e animado em um movimento que vai e vem que irá transformá-lo, aos poucos, em um tubo". Entre 1886 e 1888, os Mannesmann, construíram quatro fábricas de tubos para atender as necessidades armamentistas, navios de guerra, etc [3].

No Brasil, por solicitação do governo, em 1952, a Mannesmannröhren-Werke fundou a Vallourec & Mannesmann do Brasil. A usina integrada Barreiro localizada em Belo Horizonte (MG) foi instalada para atender a recém criada indústria petrolífera brasileira. Apesar da disponibilidade dos tubos sem costura no Brasil, sua aplicação na construção civil era pequena.

Os perfis tubulares podem ser fabricados por laminação a quente ou dobragem a frio, com ou sem costura. No Brasil, a utilização deste tipo de estrutura vem crescendo de forma significativa e se intensificou devido a maior oferta proporcionada pelo início da produção de perfis tubulares sem costura para a construção civil pela Vallourec & Mannesmann do Brasil, V&M [4], atual Vallourec e pelos perfis tubulares com costura fabricados pela TUPER S.A. [5].

Os tubos sem costura apresentam distribuição uniforme de massa em torno de seu centro e baixo nível de tensões residuais, característica que os distingue em principio dos tubos de aço com costura, produzidos no passado a partir de chapas de aço calandradas e soldadas. Os processos de fabricação e montagem das estruturas tubulares são basicamente os mesmos utilizados para as estruturas constituídas de perfis de seções abertas convencionais.

Os perfis tubulares são largamente utilizados na Comunidade Europeia, Sudeste Asiático, América do Norte e na Austrália em função da alta eficiência estrutural destas seções, além do aspecto estrutural atrativo e sua forma geométrica que são as mais indicadas para resistir de maneira econômica a altas solicitações de cargas axiais, torção e efeitos combinados. Países como o Canadá, Inglaterra,

Alemanha e Holanda fazem uso intensivo de estruturas tubulares e contam com uma produção corrente, industrializada e continua com alto grau de desenvolvimento tecnológico.

A utilização de estruturas metálicas tubulares em obras de engenharia torna-se muito vantajosas por oferecerem grandes vãos livres com significativas reduções do número de pilares, maior velocidade de construção, diminuição dos custos de gerenciamento do canteiro de obras, favorecendo ainda o melhor planejamento das obras e a precisão de orçamentos, uma vez que a construção passa a ser regida por um sistema de montagem industrial de alta precisão evitando desperdícios. Os tubos possuem menor área se comparados as seções abertas, o que leva a menores custos de pintura, proteção contra fogo, facilitando os serviços de manutenção e segurança. Um grande diferencial é o aspecto visual e arquitetônico moderno e arrojado. A seguir algumas ilustrações de utilização de estruturas tubulares:

A Figura 1 mostra o Estádio Nacional de Pequim, China, mais conhecido como Ninho do Pássaro tendo sido a principal obra dos Jogos Olímpicos de 2008. O local foi o palco das cerimônias de abertura e encerramento da competição, além de ter recebido provas de atletismo e jogos de futebol [6]. O estádio foi considerado como “a joia da nova arquitetura de Pequim”. Sua construção durou quase cinco anos e mais de 41 mil toneladas de aço foram usadas.

A Figura 2 mostra a passarela com estrutura em aço liga a Estação Cidade Nova do metrô do Rio de Janeiro. Na fase de projeto houve uma grande preocupação com o impacto que a construção da Estação teria na paisagem e a necessidade de ligar os dois lados da avenida que além da largura e do tráfego intenso, é passagem obrigatória de ônibus e carros que se dirigem e saem da cidade, assim como passagem dos carros alegóricos em direção ao Sambódromo. Sendo assim, a solução que os projetistas encontraram foi fazer a transposição da avenida através de uma passarela suspensa por grandes arcos metálicos – dois vãos com 90 m em cada e um terceiro, com 43 m sobre o pátio ferroviário. Este projeto engloba o viaduto com o maior vão ferroviário urbano do Brasil com 110 metros de extensão [7].



Figura 1 – Estádio Nacional Ninho do Pássaro em Pequim China [6]



Figura 2 – Passarela da estação Cidade Nova do metrô - RJ [7]

Uma atenção especial tem sido dada para a utilização de estruturas tubulares mistas (preenchidas com concreto). Em colunas, esta solução estrutural representa uma grande vantagem com relação as seções abertas, uma vez que essas peças comprimidas mistas ganham uma resistência adicional. Tal preenchimento é um

procedimento de simples execução e bastante atrativo pois proporciona uma boa proteção contra o fogo.

Atualmente, esta possibilidade de associação entre esses dois materiais é bastante explorada em diversos países, principalmente aqueles sujeitos a ações sísmicas, como Japão e China.

Aço Inoxidável

A aplicação do aço inoxidável em recuperação de obras de engenharia civil era tida como uma solução extravagante. Em consequência disto, o uso do aço inoxidável como material estrutural primário continha certas limitações. Além dos elevados custos iniciais, um fator que não levava a incentivo para a aplicação do aço inoxidável em projetos de engenharia era a limitação das concepções estruturais pois não havia padronização para a fabricação dos perfis e uma falta de estudos dos benefícios do aço inoxidável em projetos estruturais [8].

Nas últimas décadas, arquitetos e engenheiros estão cada vez mais aproveitando as vantagens oferecidas pelas propriedades do aço inoxidável para uma grande aplicação na arquitetura e na construção civil. Disponível em diferentes formatos, o aço inoxidável permite criações arrojadas aliadas a uma gama variada de acabamentos, desde o fosco até o espelhado além de opções em cor.

Dentre os principais atributos que o aço inoxidável possui, pode-se destacar os seguintes itens:

- Alta resistência a corrosão;
- Facilidade de limpeza / baixa rugosidade superficial;
- Material inerte;
- Facilidade de conformação;
- Facilidade de união;
- Resistencia a altas temperaturas;
- Resistência a temperaturas criogênicas (abaixo de 0° C);
- Resistencia a variações bruscas de temperatura;
- Acabamentos superficiais e formas variadas;
- Forte apelo visual (modernidade, leveza, prestígio);

- Relação custo benefício favorável;
- Baixo custo de manutenção;
- Material reciclável.

O aço inoxidável é uma liga de ferro resistente a corrosão com no mínimo 10,5% de cromo. É composto por uma série de variações assim como o aço carbono, porém, os níveis de resistência mecânica e resistência a corrosão para o aço inoxidável são progressivamente maiores. Estas variações são dadas devido a composição química e o tratamento térmico. A classificação dessas variações são divididas em 5 grupos principais:

- Austeníticos;
- Ferríticos;
- Duplex (Austeníticos – Ferríticos);
- Martensíticos;
- Endurecidos por precipitação.

Além do cromo, fazem parte da liga do aço inoxidável: carbono (C), níquel (Ni), manganês (Mn), molibdênio (Mo), cobre (Cu), silício (Si), enxofre (S), fosforo (P) e azoto (N).

Os aços inoxidáveis austeníticos são os mais conhecidos, seja em termos de quantidade de ligas ou de utilização. Como os aços inoxidáveis ferríticos, os aços inoxidáveis austeníticos não podem ser endurecidos por tratamento térmico, tendo o nível de teor de carbono restrito, mas as adições principalmente de níquel mudam a estrutura em temperatura ambiente. Dependendo do teor de níquel, os aços inoxidáveis austeníticos respondem a trabalho a frio com aumento da resistência mecânica, evitando ruptura primária e trinca. Os aços mais usados tipo 304 (1.4301) tem 17% de cromo e 8% de níquel com excelente ductibilidade, conformabilidade e tenacidade, até em temperaturas criogênicas. O molibdênio é adicionado em alguns dos aços austeníticos para aumentar sua resistência aos mecanismos de corrosão localizados tais como corrosão galvânica e por pite ou alveolar. Exemplos de aços austeníticos são 304/S30400 (1.4301), 304L/S30403 (1.4306), 316/S31600 (1.4401) e 316L/S31603 (1.4404).

Os aços inoxidáveis martensíticos são similares ao aço carbono e de baixa liga. Eles tem uma estrutura similar aos ferríticos com estrutura cristalina “tetragonal de corpo centrado”. Devido a adição do carbono, podem ser endurecidos e a resistência aumentada pelo tratamento térmico da mesma forma que o aço carbono. São classificados como uma família ferro magnético “duro”. O principal elemento de liga é o cromo, com um teor típico de 12-15%. Na condição recozida, apresentam limite de escoamento com cerca de 275 MPa e então são normalmente usinados, conformados ou trabalhados a frio nessa condição. A resistência mecânica obtida pelo tratamento térmico depende do teor de carbono da liga. Aumentando o teor de carbono, aumenta-se o potencial de resistência e dureza mas se diminui a ductilidade e a tenacidade. Os aços com teores de carbono mais elevados são capazes de serem tratados na dureza de 60 HRC. A melhor resistência a corrosão é obtida no tratamento térmico, ou seja, na condição temperado e revenido. Os aços inoxidáveis martensíticos foram desenvolvidos com adições de nitrogênio e níquel mas com teores de carbono mais baixos que os tipos tradicionais. Estes aços tem melhor tenacidade, soldabilidade e resistência a corrosão. Os exemplos de aços inoxidáveis martensíticos são 420 (1.4028), 431 (1.4057) como tipos temperáveis com carbono normal e 248 SV (1.4418) como tipo de aço com baixo teor de carbono e mais o nitrogênio.

Os aços inoxidáveis ferríticos tem uma estrutura cristalina cúbica de corpo centrado, que é o mesmo ferro puro a temperatura ambiente. O principal elemento de liga é o cromo com teores tipicamente entre 11 e 17%. O teor de carbono é mantido baixo o que resulta nestes aços uma limitada resistência mecânica. Não são endurecidos pelo tratamento térmico e no estado recozido o limite de escoamento é de 275 a 350 MPa. Os aços ferríticos são do tipo de baixo custo mas têm limitada resistência a corrosão quando comparados com os austeníticos mais comuns. Da mesma forma, são limitados na tenacidade, conformabilidade e soldabilidade em comparação aos austeníticos. As dimensões de fornecimento são restritas devida a baixa tenacidade. São entretanto do grupo ferro magnético e tem assim algumas utilizações especiais. Exemplos de aços ferríticos são 3Cr12(1.4003) e 430 (1.4016).

Os aços inoxidáveis endurecidos por precipitação (PH) sofrem um tratamento de envelhecimento e assim tem algumas similaridades com os aços martensíticos, entretanto o processo metalúrgico para endurecimento é diferente. Estes aços são capazes de atingir uma resistência a tração de até 1700 MPa. Normalmente,

possuem estrutura martensítica e assim são ferro magnéticos. Os aços PH tem boa ductibilidade e tenacidade, dependendo do tratamento térmico. Sua resistência a corrosão é comparável ao aços austeníticos 304 (1.4301). Podem ser mais facilmente soldados que os aços martensíticos comuns, estão desenvolvidos e usados de forma ampla tanto nos Estados Unidos como no Reino Unido, por exemplo, nas aplicações aeroespaciais. Exemplos de aço PH são 17-4PH (1.4542) e 520B (1.4594)

Os aços inoxidáveis duplex tem uma estrutura mista de austenita e ferrita e como resultado tem características desses tipos básicos. Uma composição química típica tem 22% de cromo, 5% de níquel e 3% molibdênio com pequena adição de nitrogênio. São endurecíveis por tratamento térmico mas são mais duros que os aços ferríticos e austeníticos na condição recozida mole e tem limite de escoamento médio em torno de 450 MPa. Como os aços ferríticos, os duplex são ferro magnéticos, mas tem boa conformabilidade e soldabilidade como os aços austeníticos. Entretanto são necessários maiores esforços na conformação devido a sua maior resistência. Estes aços podem ser utilizados em projetos com seções mais finas que os aços austeníticos mas sua grande vantagem é sua maior resistência a corrosão sob tensão. O molibdênio é normalmente adicionado para aumentar a resistência a corrosão galvânica e por pite. Exemplos dos aços duplex: 2205 (1.4462) e 1.4501.

Além dos cinco principais grupos descritos acima, existe uma ampla faixa de aços inoxidáveis, cuja composição química melhorada tem sido desenvolvida e compreendem os seguintes grupos:

- Super ferríticos;
- Super austeníticos;
- Super duplex;
- Martensíticos soldáveis de baixo carbono;
- Aços austeníticos endurecidos por precipitação.
- Lean duplex

Os aços inoxidáveis mais comuns utilizados em obras de engenharia são os laminados a frio, isto porque além do investimento ser relativamente baixo, constituem peças com elevada eficiência estrutural além de serem leves. Os laminados a quente são mais escassos em sua utilização.

O comportamento da curva tensão *versus* deformação do aço inoxidável difere do aço carbono em alguns aspectos. Conforme apresentado na Figura 3, enquanto alguns tipos de aço carbono mostram um comportamento linear elástico até o limite de escoamento e um patamar antes do encruamento, o aço inoxidável tem uma resposta não linear, sem a caracterização clara do limite de escoamento.

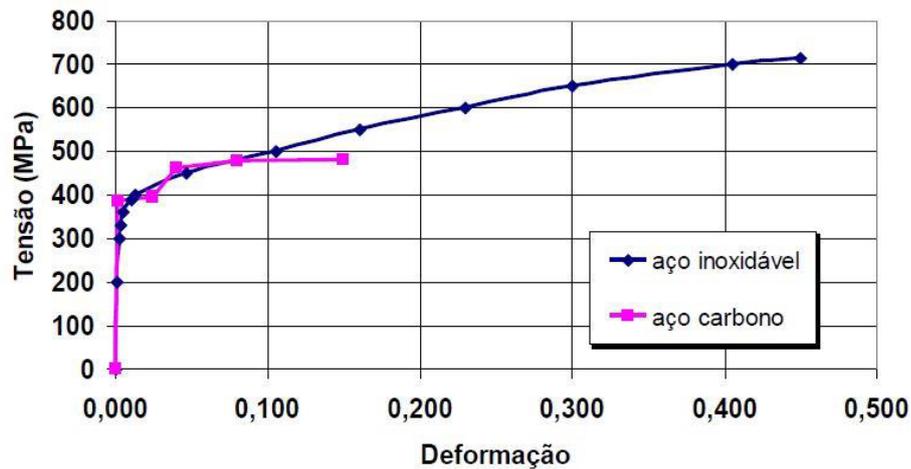


Figura 3 – Curva tensão *versus* deformação – aço carbono e aço inoxidável austenítico [9]

No primeiro trecho da curva tensão deformação do aço carbono, o material sofre deformações reversíveis ou elásticas, seguindo a lei de Hooke, a este trecho da curva diz-se que o material encontra-se no domínio elástico. Já no segundo trecho, ocorre o domínio plástico, onde o corpo muda de forma em caráter irreversível. A deformação plástica não será mais proporcional a deformação ocorrendo então uma deformação não recuperável e permanente.

Nos aços inoxidáveis, como pode ser observado na Figura 3 essa transição entre os dois trechos não é muito bem definida. Sendo assim a tensão de escoamento é definida como um ponto na curva determinado pela interseção de uma paralela a reta que define o domínio elástico a 0,2% da deformação permanente. Pode ser observado também que, embora a tensão de escoamento do aço carbono seja um pouco maior, a tensão limite de resistência do aço inoxidável é maior, isto ocorre devido ao fato do trecho plástico do aço inoxidável ser maior do que o aço carbono, fazendo com que o material suporte maiores deformações.

De uma maneira geral, os aços inoxidáveis podem ser conformados pelos mesmos processos utilizados para se trabalhar com o aço carbono. Pequenas

adaptações nos processos são necessários em função de algumas particularidades nas propriedades mecânicas dos aços inoxidáveis.

Motivação

O termo coluna mista refere-se a qualquer elemento composto de aço e concreto onde ambos resistem a uma carga de compressão. Existe uma gama de variedades de colunas mistas, sendo as mais comuns, as formadas por seções compostas de perfis I e seções tubulares [10].

Com relação as seções tubulares, os perfis podem ter quatro geometrias diferentes: a circular (CHS - Circular Hollow Section), a retangular (RHS - Rectangular Hollow Section), a quadrada (SHS - Square Hollow Section) e a elíptica (EHS - Elliptical Hollow Section).

A vantagem das colunas mistas é que não é necessário a utilização de formas, pois as seções de aço fazem este papel, e em alguns casos, utiliza-se concreto no preenchimento desprezando-se o uso de barras de armadura, reduzindo assim o tempo de construção das estruturas.

O aço trabalhará de forma mais eficaz na tensão e na resistência aos momentos de flexão. Além disso, as colunas preenchidas com concreto tem sua rigidez aumentada uma vez que o aço está mais afastado do centroide da seção transversal, fazendo com que aumente a contribuição do momento de inércia.

O concreto constitui um núcleo ideal para suportar carga de compressão, postergando, e muitas vezes, impedindo, instabilidades locais do tubo de aço. O confinamento lateral proporcionado pelo tubo de aço melhora a resistência, a ductilidade e a deformabilidade do concreto.

O tubo de aço também impede a fragmentação do concreto e minimiza a acumulação de reforço nas zonas de ligação (pontos de solda).

As seções de aço inoxidável formadas a frio têm sido cada vez mais utilizadas em aplicações arquitetônicas e estruturais. A resistência a corrosão torna-se um diferencial na escolha destes materiais metálicos. A maior parte destes materiais são as ligas de aço inoxidável, que combinam elevada resistência, durabilidade,

facilidade para soldar, melhoria na resistência ao fogo, facilidade de manutenção e uma superfície ótima esteticamente, com alta resistência à corrosão [11].

Por razões de custo elevado, o aço inoxidável não foi usado como um material estrutural no passado. No entanto, a evolução nas últimas décadas, tanto nos materiais disponíveis e pesquisas *com* relação a durabilidade, já estão oferecendo algumas oportunidades para uso do aço inoxidável e este pode ser considerado como material estrutural primário [12].

A Figura 4 apresenta as chapas usadas na fabricação da coluna central da ponte *Stonecutters* localizada em Hong Kong, na China onde o aço inoxidável envolve o pilar de concreto proporcionando um sistema estrutural robusto [13]. Pode-se observar também a parte interna deste elemento estrutural onde os conectores de cisalhamento garantem o trabalho conjunto entre o aço inoxidável e o concreto.

A coluna de perfil tubular apresentada neste trabalho é composta de parede dupla, onde o tubo externo (principal) é de aço inoxidável e o tubo interno de aço carbono com o concreto preenchendo o espaço entre eles conforme apresentado na Figura 5. Neste modelo de coluna, espera-se combinar as vantagens de todos os três tipos de materiais tendo a vantagem adicional da rigidez a flexão das colunas tipo CFDST (*Concrete Filled Double Skin Tubular*).



Figura 4 – Ponte *Stonecutters* – coluna mista em aço inoxidável e concreto [13]



Figura 5 – Coluna mista dupla pele [13]

Objetivos

A partir dos resultados experimentais sobre o comportamento estrutural de colunas mistas, compostas por dois tubos circulares concêntricos de aço inoxidável e de aço carbono com anel circular preenchido de concreto proposto por Silva [14], foram desenvolvidos modelos numéricos através do método dos elementos finitos (MEF) no programa ANSYS [15] sendo efetuada uma análise não linear com o objetivo de simular e avaliar seu comportamento estrutural, verificando sua estabilidade com modificação de diversos parâmetros.

Com os resultados obtidos através dos modelos numéricos gerados, calibrados a partir de experimentais, foram realizadas comparações através de métodos e normas de dimensionamento vigentes.

Após a calibração dos modelos gerados, foi realizada uma análise paramétrica, onde se fez variações do tipo de aço inoxidável da coluna externa além da variação da espessura, assim como variações do tubo interno de aço carbono com o objetivo de se analisar o comportamento estrutural e a importância de cada elemento estrutural constituinte da coluna mista, demonstrando-se que a combinação destes três materiais é vantajosa.

Estrutura da dissertação

Neste capítulo de introdução foi apresentado um breve histórico contemplando desde o primeiro material siderúrgico utilizado até os dias de hoje com o grande crescimento de utilização de estruturas tubulares na construção civil. Descreveu-se também as diferenças da curva tensão *versus* deformação entre o aço inoxidável e o aço carbono, ambos materiais presentes neste estudo.

No capítulo um são apresentados resumos das principais revisões bibliográficas de trabalhos existentes na literatura em relação às pesquisas de colunas tubulares mistas, com intuito de relacionar esta dissertação em um panorama local e global.

O capítulo dois apresenta os principais critérios e fórmulas de dimensionamento de elementos tubulares conforme preconiza o EC3 1-1 [16], a NBR 16239:2013 [17] e a NBR 8800:2008 [18] para aço carbono e o dimensionamento de colunas mistas em aço inoxidável segundo o EC3 1-4 [37]. Este capítulo apresenta ainda, uma formulação proposta por Han [12] para colunas mistas aço inoxidável, concreto e aço carbono.

O capítulo três apresenta como foi realizada a calibração do modelo numérico em elementos finitos pelo ANSYS [15] através dos ensaios experimentais desenvolvidos por Silva [14] e os resultados e observações extraídos nestes modelos calibrados.

O capítulo quatro apresenta e compara os resultados de quatro etapas de análises paramétricas realizadas após a calibração dos modelos numéricos.

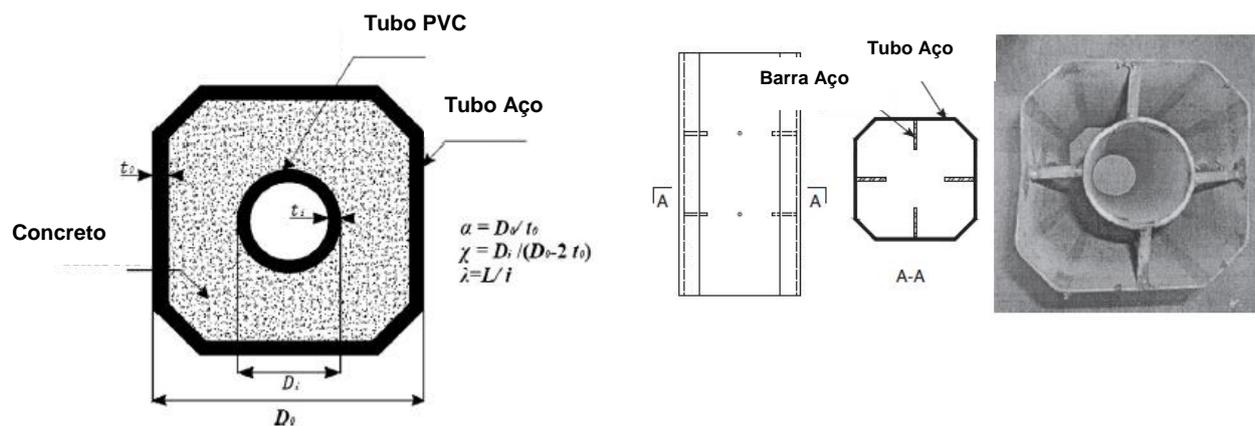
Finalmente, o capítulo cinco apresenta as conclusões obtidas nesta pesquisa como também algumas recomendações para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Durante a realização desta dissertação foram realizadas diversas pesquisas de trabalhos sobre colunas mistas tubulares submetidas a carregamento de compressão. Esta investigação teve o objetivo de subsidiar o entendimento do comportamento das colunas tubulares mistas de aço preenchidas com concreto, situando esta dissertação em um contexto atual e mundial.

Yuan *et al.* [19] analisaram o desempenho de uma coluna tubular de parede dupla composta preenchida por concreto (CFDSCT) sobre cargas de compressão axial usando tanto o método experimental quanto o modelo numérico. A coluna CFDSCT investigada consiste em um tubo externo de aço de seção octogonal, um tubo interno de seção circular de PVC-U e concreto de alta resistência preenchendo o espaço entre eles. O tubo externo foi feito a partir de chapa de aço dobrada em forma aberta octogonal e em seguida soldado a fim de formar um tubo fechado. Para que o tubo interno permanecesse na posição reta, foram soldadas barras de aço normal de diâmetro de 6mm, conforme pode ser observado na Figura 6.



a) Seção das colunas

b) Vistas laterais e planas das colunas

Figura 6 – Detalhes das colunas CFDSCT testadas [19]

Ao todo foram investigados 9 protótipos de colunas com diferentes intervalos de valores em razão raio/espessura, relação da seção oca e proporção de esbeltez. Esta seção octogonal combinada tem vantagens da seção circular convencional

juntamente com a seção quadrada, tornando-se muito usual em colunas tubulares preenchidas de concreto. As propriedades dos materiais utilizados nos ensaios estão descritos na Tabela a seguir:

Tabela 1 – Propriedades dos materiais [19]

Material	Módulo de Young (GPa)	Tensão de Escoamento (Mpa)	Tensão Máxima (Mpa)	Coefficiente de Poisson
Aço	210	235	375	0,3
PVC-U	2,52	107	107	0,36
Concreto	36,3	$f_{ck} = 62,3$		0,2

É bem conhecido que as colunas tubulares de dupla camada preenchidas de concreto entre elas, chamado de “concreto sanduíche”, o tubo mais solicitado é o tubo externo, sendo assim, a principal função do tubo interno é servir como forma, além de contribuir tanto para o concreto, quanto para o tubo externo como uma sustentação externa para as cargas de compressão. Do ponto de vista econômico, o tubo interno pode possuir uma espessura muito menor se comparado com o tubo externo. Contudo, quanto mais fino este tubo interno, mais facilmente poderá flambar. Como alternativa, a fim de se utilizar outros materiais para o tubo interno, em substituição ao aço foi proposto um tubo plástico onde este também é capaz de desempenhar o papel de forma para o concreto. Foram investigados alguns parâmetros que influenciam na capacidade de resistência a compressão axial final da coluna, tais como: resistência do concreto, relação espessura e diâmetro da seção, relação da seção oca, e esbelteza e verificou-se as seguintes conclusões:

- ✓ Sob a ação de uma carga de compressão, as colunas CFDSCT exibem uma deformação elástica linear, seguida por uma deformação elastoplástica não linear até a carga atingir o ponto de pico. Após o ponto de pico, a carga diminui com o aumento da deformação;
- ✓ O colapso das colunas CFDSCT, ocorreu, principalmente devido a falha do tubo externo de aço que é causada pelo efeito da combinação da compressão axial e a pressão interna provido pela expansão do concreto. Os modos de falha ocorridos nos tubos externos incluem a flambagem local e a flambagem global e a interação entre flambagem e solda. No tubo interno de PVC-U não

foi encontrado falha. Esta análise do tubo interno foi realizada através do método de elementos finitos o qual verificou-se o esmagamento do concreto antes da falha do tubo.

- ✓ O aumento da espessura da parede do tubo interno de PVC-U ($\geq 3\text{mm}$) não tem influência sobre a ação do confinamento do concreto, embora possa aumentar o valor da carga de compressão final da coluna CFDSCT;
- ✓ A carga de ruptura da coluna aumenta linearmente com a resistência do concreto mas diminui com o aumento da relação raio/espessura do tubo externo de aço.
- ✓ A equação de dimensionamento proposta tem perfeita concordância com a análise feita através do método dos elementos finitos e os dados experimentais. No entanto, deve salientar-se que a equação foi desenvolvida apenas com base da análise de elementos finitos obtidos nos seguintes intervalos:

$$0,05 < \alpha_n < 0,20 \text{ sendo } \alpha_n = \frac{A_s}{A_c} \quad (1)$$

Onde A_s é a área da seção transversal do tubo de aço

A_c é a área da seção transversal do concreto preenchido entre os tubos

$$0 < \chi < 0,50 \text{ sendo } \chi = \frac{D_i}{(D_0 - 2 t_0)} \quad (2)$$

Onde D_i é o diâmetro externo do tubo PVC-U

D_0 é o diâmetro externo do tubo de aço

t_0 é a espessura do tubo de aço

$$0 < \lambda < 20 \text{ sendo } \lambda = \frac{L}{i} \text{ e } i = \left(\frac{I_{sc}}{A_{sc}} \right)^{0,5} \quad (3)$$

Onde L é o comprimento da coluna

i é o raio de giração da coluna CFDSCT

I_{sc} é o momento de inércia da seção da coluna CFDSCT

A_{sc} é a área da seção transversal do tubo de aço e concreto

- ✓ Este estudo mostrou a viabilidade de utilização do tubo interno como material de PVC-U para as colunas tubulares de parede dupla preenchidas de concreto “CFDST”. Considerando as vantagens dos tubos PVC-U, como baixo custo, praticidade atuando como forma e fácil execução na construção acredita-se que sua utilização poderia apresentar uma boa perspectiva na prática.

Uenaka, *et al.* [20] investigaram experimentalmente o comportamento axial de colunas tubulares de parede dupla preenchidas com concreto (CFDST) que consiste em tubo duplo de paredes finas concêntricos preenchidos de concreto entre eles. Dois parâmetros de testes foram avaliados: D_o/t_o (dimensões dos tubos externos) e D_i/D_o (diâmetro interno/diâmetro externo) com cargas aplicadas no eixo central. Foram confeccionados e testados um total de 20 protótipos de colunas, sendo que quando a relação D_i/D_o fosse igual a zero, pode-se considerar uma coluna do tipo CFT, ou seja, coluna completamente preenchida com concreto sem tubo interno, de acordo com a Figura 7

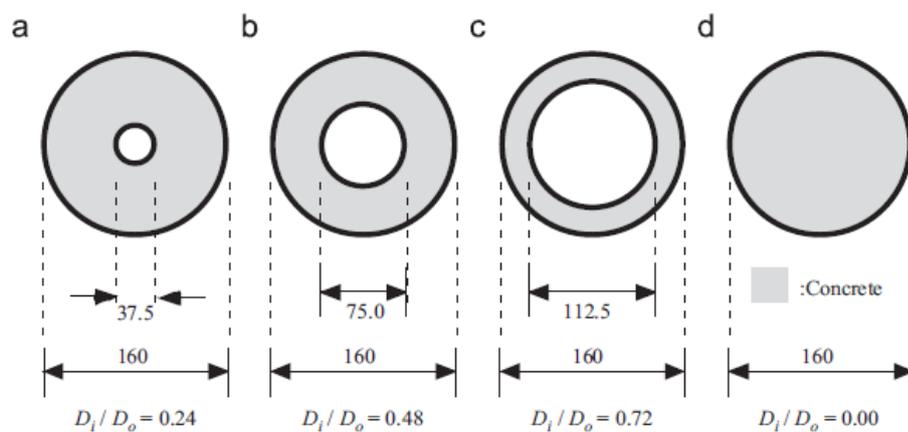


Figura 7 – Seção transversal dos protótipos estudados [20]

Uma atenção especial foi dada para o efeito do confinamento do concreto. Finalmente, foram estimadas as equações para dimensionamento destes elementos estruturais sob compressão com base na tensão de escoamento dos tubos e dos cilindros de concreto. Os resultados entre as colunas CFDST e as colunas CFT preenchidas de concreto foram comparados. Algumas conclusões importantes foram observadas tais como que para ambos os tubos externo e interno das colunas CFDST, o modo de falha observado foi a flambagem local. As resistências experimentais alcançadas foram maiores do que as encontradas pelas equações propostas, evidenciado assim, que estas fornecem um dimensionamento a favor da

segurança. A capacidade de deformação plástica das amostras das colunas CFDST foi quase idêntica às colunas CFT, mas para a amostra, que continha maior diâmetro do tubo interno (112,5mm) mostrou-se ter uma menor ductibilidade.. Não existe influência do tubo interno sobre o efeito de confinamento, que poderia ser encontrado devido à compressão biaxial complexa. Introduzindo-se as equações de dimensionamento das colunas mistas, o efeito do confinamento do concreto, os resultados obtidos poderiam ser mais precisos.

Tao *et al.* [21] analisaram o comportamento de colunas tubulares de aço de parede dupla preenchidas de concreto entre elas (CFDST) conforme Figura 8. Tanto o tubo interno quanto o tubo externo são compostos de perfis CHS.

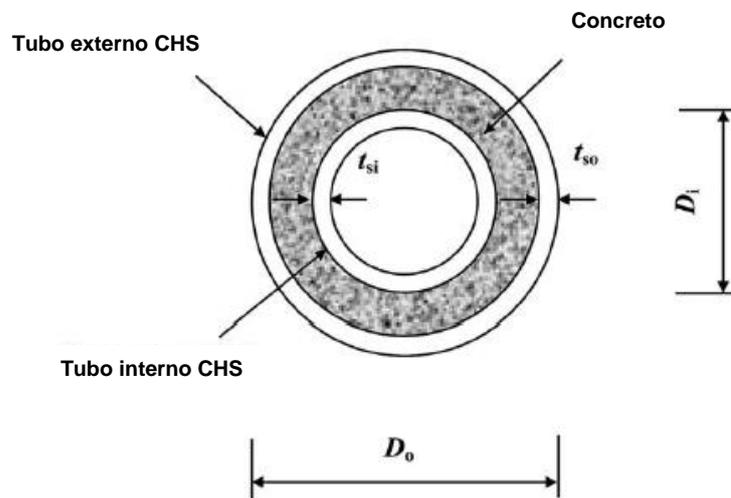


Figura 8 – Detalhes das dimensões das colunas testadas [21]

Foram realizados um total de 14 testes, cujos principais parâmetros variados foram relação da seção oca “ χ ” dos tubos variando de 0 a 0,80 e relação do diâmetro do tubo externo com a espessura variando de 38 a 100. Para o tubo de aço externo, foi observado um típico modo de falha que foi a flambagem local como pode ser observado na Figura 9 a; tal modo de falha foi observado por vários pesquisadores anteriormente. A Figura 9 b, representa uma visão da coluna CFDST após a remoção da parte do tubo externo. Diferentemente do tubo externo, o modo de falha do tubo interno vai depender da relação diâmetro interno/ espessura interna (D_i/t_i). Para as amostras com esta relação maior ($D_i/t_i = 0,77$) o modo de falha é flambagem local como pode ser observado na Figura 9 c). Para as amostras com esta relação menor ($D_i/t_i = 0,26$) não foi observado flambagem após os testes.

Um fator de confinamento do concreto foi introduzido nas equações de dimensionamento para descrever as interações entre o tubo externo e o concreto usado no preenchimento. Através dos resultados experimentais, foram obtidos os gráficos carga *versus* deslocamento e em seguida desenvolvidos modelos numéricos a fim de comparar a capacidade de carga máxima resistente e os modos de falha. Pode ser observado que as colunas com uma relação de diâmetro externo/espessura (D_0/t_0) maiores, são menos dúcteis uma vez que a curva pós pico é mais acentuada comparada com aquelas seções que contem esta relação de dimensões externas menores. As amostras que continham essa relação menor, obteve um ótimo ganho de ductibilidade.

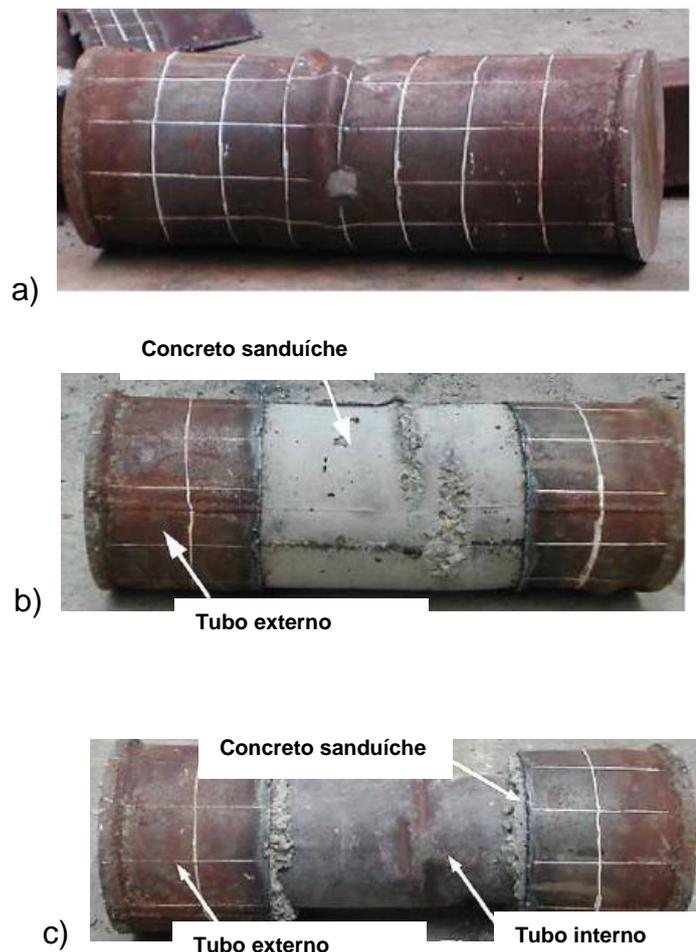


Figura 9 – Típico modo de falha das colunas CFDST a) típica amostra da coluna após o teste b) depois de remover a parte do tubo externo de aço c) modo de falha interior da coluna CFDST [21]

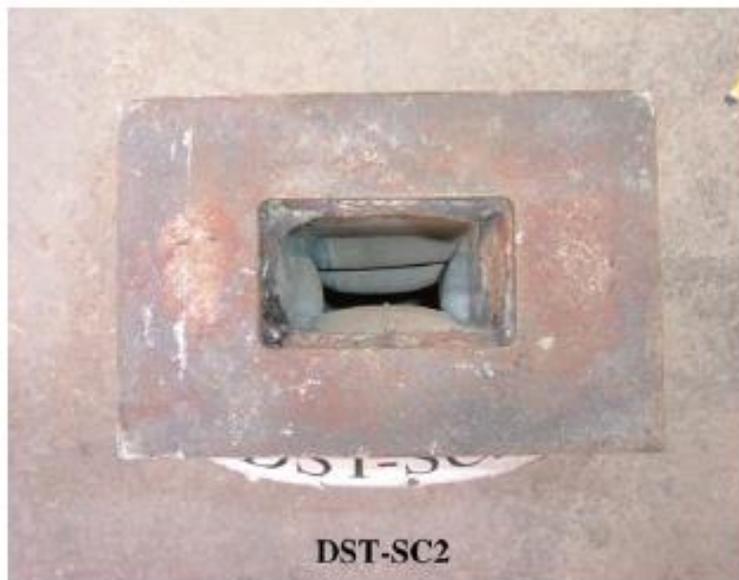
Dando continuidade ao trabalho descrito anteriormente, Tao *et al* [22] realizaram uma análise semelhante em 3 colunas, porém com as seções dos tubos

diferentes, constituídas por seções quadradas tipo RHS. Pode-se concluir que o comportamento das colunas foram semelhantes a pesquisa anterior.

Os modos de falha dos tubos externos podem ser vistos na Figura 10. Nas duas colunas preenchidas de concreto, pode ser observado um mecanismo de flambagem local próximo as extremidades, tal modo de flambagem foram descritos anteriormente por outros pesquisadores. Na Figura 29 b), percebe-se que o tubo interno obteve um mecanismo de dobragem para dentro, fato este observado devido a presença do concreto preenchido entre os tubos.



a) Colunas após o teste



b) Modo de falha do tubo interno de perfil RHS

Figura 10 – Típico modo de falha das colunas CFDST após os testes

A amostra da coluna preenchida por concreto (CFST) se comporta de uma maneira menos dúctil uma vez que a curva pós-pico é mais acentuada se comparada as colunas CFDST. Este fato pode ser visto na Figura 11, e ocorre devido a proporção de aço serem maiores nas colunas CFDST se comparadas com as colunas CFST.

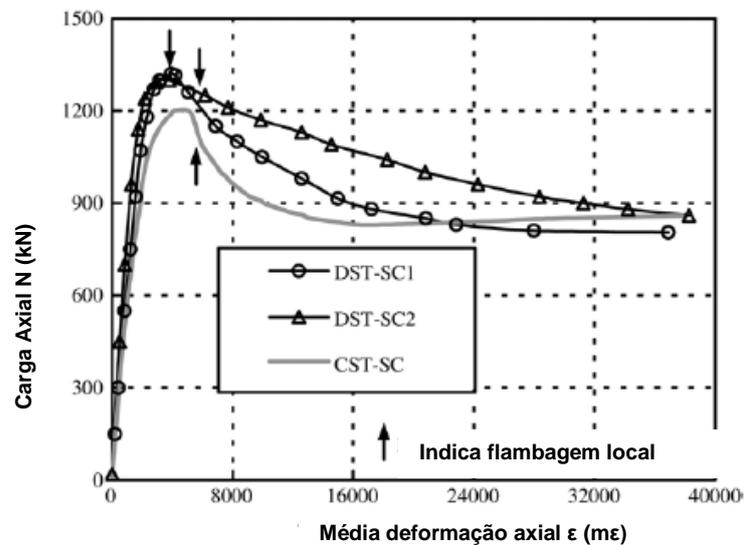


Figura 11 – Gráfico carga *versus* média da deformação axial nas colunas

Para a previsão das equações de dimensionamento, foi utilizado um fator para o confinamento do concreto a fim de prever a “ação composta” entre o tubo externo e o concreto “sanduíche”. Os resultados foram baseados na análise numérica e na análise experimental das colunas. Concluiu-se também que as colunas CFDST em geral apresentam comportamento semelhante as colunas CFST porem com um ganho de ductibilidade maior devido a esta ação entre o concreto e o tubo externo; os modelos simplificados foram desenvolvidos para estimar a capacidade de carga das colunas CFDST, e estas previsões comparadas com os resultados de testes experimentais alcançaram um acordo razoável.

Zhao *et al.* [23] realizaram uma série testes com colunas do tipo CFDST submetidas a grandes deformações axiais. Tanto os tubos externos quanto os tubos internos continham seção do tipo RHS. O comportamento das colunas depois dos carregamentos cíclicos de cargas aplicadas foram influenciados pela razão D/t conforme pode ser observado nas Figura 12 e Figura 13. Para as colunas sem preenchimento de concreto, pode ser observado as flambagens do tipo “pata de elefante” na região superior para $D/t=55$ e “flambagem local elástica” na região

inferior para $D/t=96$. Para as colunas CFDST com relação D/t até 32, pode ser observado múltiplas “dobras” sem rachaduras, a partir daí pode ser visto varias fissuras nas colunas.



Figura 12 – Típico modo de falha para colunas com seção oca composta de perfis CHS e deformação de 100mm.

Han *et al.* [12] apresentou pela primeira vez, testes para avaliar a capacidade de colunas dupla preenchidas de concreto entre elas “DST”, com aço inoxidável no tubo externo e aço carbono no tubo interno. É esperado para este tipo de coluna a combinação das vantagens de todos os três tipos de materiais utilizados além da vantagem adicional que é a alta rigidez a flexão herdada a partir das colunas CFDST. Este tipo de coluna proposto apresenta também vantagens adicionais como estética e uma excelente resistência a corrosão proveniente do aço inoxidável. As colunas foram consideradas como curtas, de modo que a relação entre o diâmetro do tubo externo e o comprimento da coluna curta fosse de um terço.

Uma série de testes foram realizados para investigar o funcionamento da coluna, onde um total de 80 amostras foram testadas (54 amostras foram testadas em colunas em aço carbono – aço inoxidável e concreto preenchido entre os tubos e 26 colunas foram testadas sem preenchimento de concreto com a finalidade de serem utilizadas como referências) Os principais parâmetros dos testes foram o tipo de seção transversal (circular, quadrada, retangular com bordas arredondadas e elíptica), o tipo de coluna (reta, inclinada e em tronco de cone) e a relação entre os diâmetros externos e internos variando de 0,5 a 0,75.

A Figura 14 apresenta uma vista esquemática das seções transversais típicas em que b,d e B,D são dimensões dos tubos interno (aço carbono) e externo (aço

inoxidável) respectivamente. t_{si} e t_{so} são as espessuras das paredes dos tubos interno e externo, respectivamente.



Múltiplas
dobras sem
rachaduras

a) Coluna D/t= 19



Múltiplas
dobras sem
rachaduras

b) Coluna D/t=24



Múltiplas
dobras sem
rachaduras

c) Coluna D/t=32



Múltiplas
dobras com
rachaduras

d) Coluna D/t=70



Múltiplas
dobras com
rachaduras

e) Coluna D/t= 84



Múltiplas
dobras com
rachaduras

f) Coluna D/t= 96

Figura 13 – Modo de falha para colunas CFDST com deformação de 100mm.

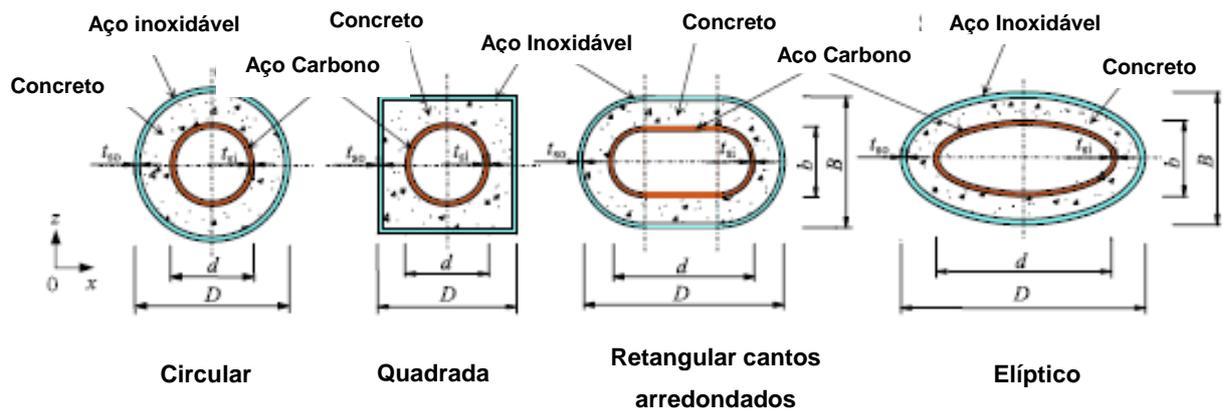
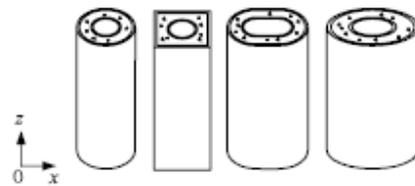
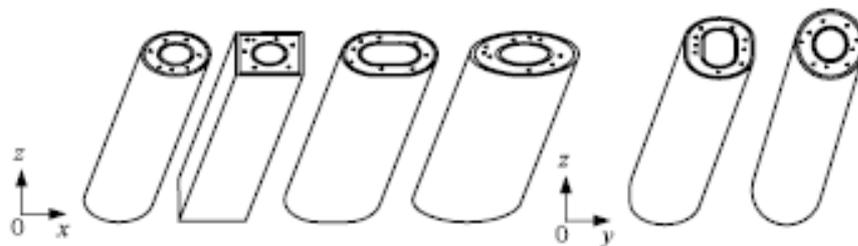


Figura 14 – Tipos de seções transversais das colunas proposto por Han [12].

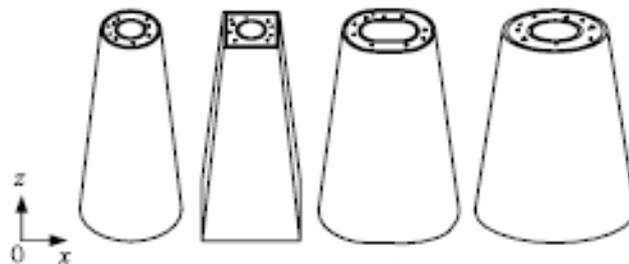
A Figura 15 mostra uma vista esquemática de todas as colunas testadas. Os tubos de aço inoxidável e aço carbono foram fabricados a partir de chapas de aço moldadas e soldadas de acordo com o perfil de solicitação.



a) Colunas Retas



b) Colunas Inclínadas



c) Colunas Cônicas

Figura 15 – Tipos de colunas por Han [12].

O concreto foi colocado entre o espaço existente entre os dois tubos. Durante a cura do concreto, ocorreu uma pequena contração longitudinal, sendo assim foi utilizado um cimento de alta resistência a fim de preencher esse espaço e de modo que a superfície ficasse alinhada com o tubo de aço. Duas placas de aço carbono com uma espessura de 20 mm foram soldadas nas extremidades superior e inferior, a fim de garantir a perfeita transferência de carga vertical para as colunas testadas.

As características dos materiais foram obtidas através de ensaios padrão de tração onde a tensão de escoamento (f_y); a tensão última (f_u); o módulo de elasticidade (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν_s) são mostrados na Tabela seguinte.

Tabela 2 – Propriedades dos materiais [12]

Tipo	Espessura (mm)	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	E_s (N/mm ²)	ν_s
Aço carbono	3,72	380,6	519,1	1,92x10 ⁵	0,282
Aço inox	3,62	319,6	626,5	2,01x10 ⁵	0,286

O concreto utilizado foi auto adensável, com resistência a compressão (f_{cu}) aos 28 dias de idade de aproximadamente 65,6 Mpa (projetado para 60Mpa). O módulo de elasticidade do concreto foi de 33.000 N/mm².

Dando ênfase para os ensaios de colunas retas, base para o desenvolvimento desta dissertação, após os ensaios, pode-se verificar que a flambagem do tubo externo composto de aço inoxidável, foi observada em torno da meia altura do tubo externo. Para as amostras das colunas com seções quadradas e circulares preenchidas de concreto, os modos de flambagem são praticamente os mesmos que as observadas nas colunas CFDST utilizando os tubos de aço carbono.

As colunas de seções ocas se comportaram de formas diversas com relação aos perfis das colunas preenchidas com concreto. Para as colunas com seções circulares, foi observada flambagem do tipo “pata-de-elefante” na parte superior do tubo externo. Para as colunas ocas com seções quadradas, retangular de extremidade arredondada e elípticas, a flambagem foi observada para fora e para dentro no meio da coluna.

Para as amostras com concreto, o modo de flambagem observado no tubo interno pode ser descrito como “diamante distorcido”, sendo que o anel de concreto

sofreu um esmagamento no local em que ocorreu a deformação para o lado exterior da coluna.

A Figura 16 mostra todas as colunas após os testes, sendo que as colunas pontilhadas em verde representam as colunas ocas (sem preenchimento de concreto) e a Figura 17 mostra os tubos internos de aço carbono após os testes.

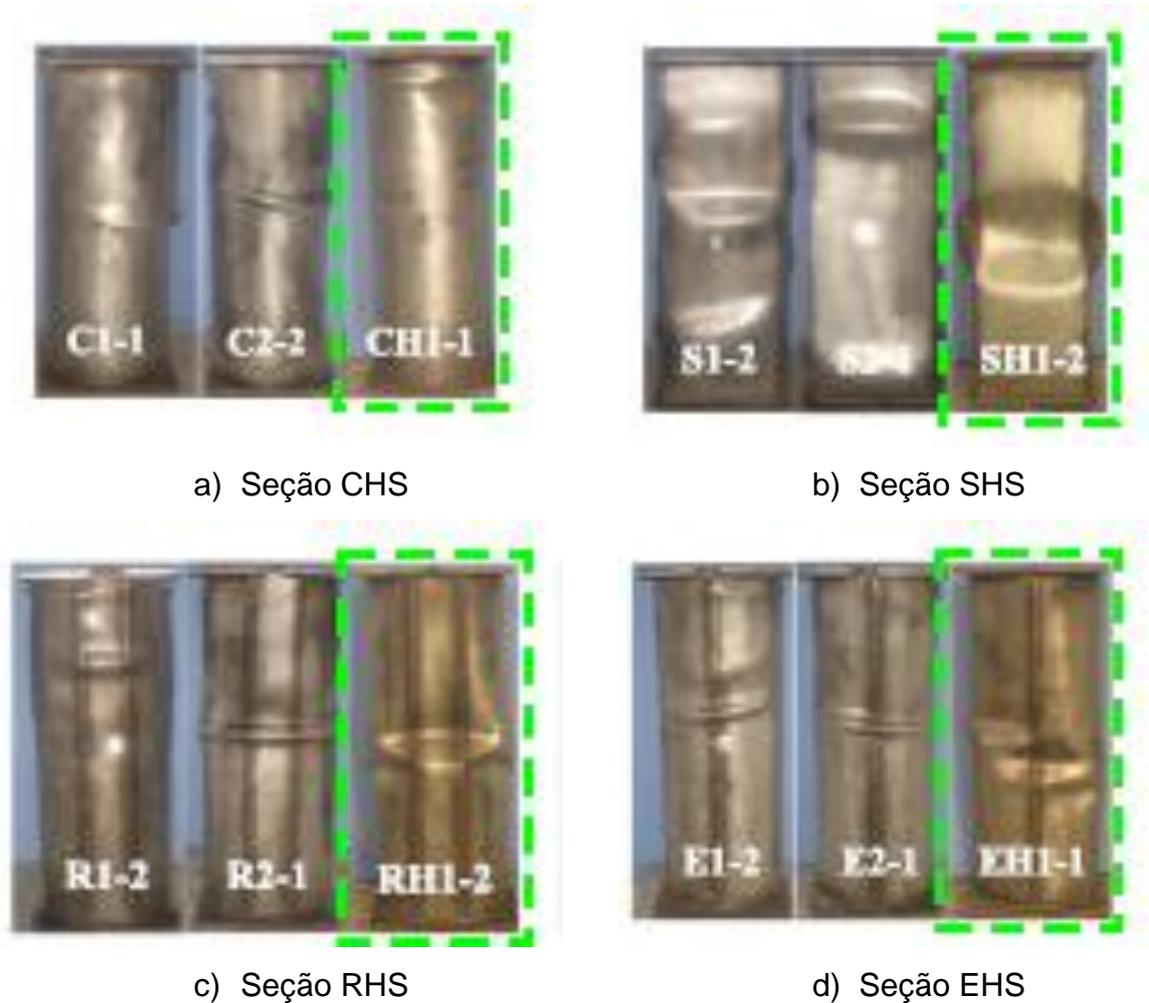


Figura 16 –Colunas retas após os testes.

Pode-se considerar que a resistência última da coluna medida experimentalmente (N_{ue}), diminui com o aumento da proporção de vazios (χ) e torna-se maior com o acréscimo da quantidade de concreto. Entre os quatro tipos de seções, as deformações maiores ocorreram na seção circular, sendo que as seções retangulares com cantos arredondados e elípticas também experimentaram uma grande resposta a deformação transversal enquanto que a seção quadrada obteve os menores valores. As colunas com tubos externos quadrados podem proporcionar um menor efeito de confinamento para o núcleo de concreto

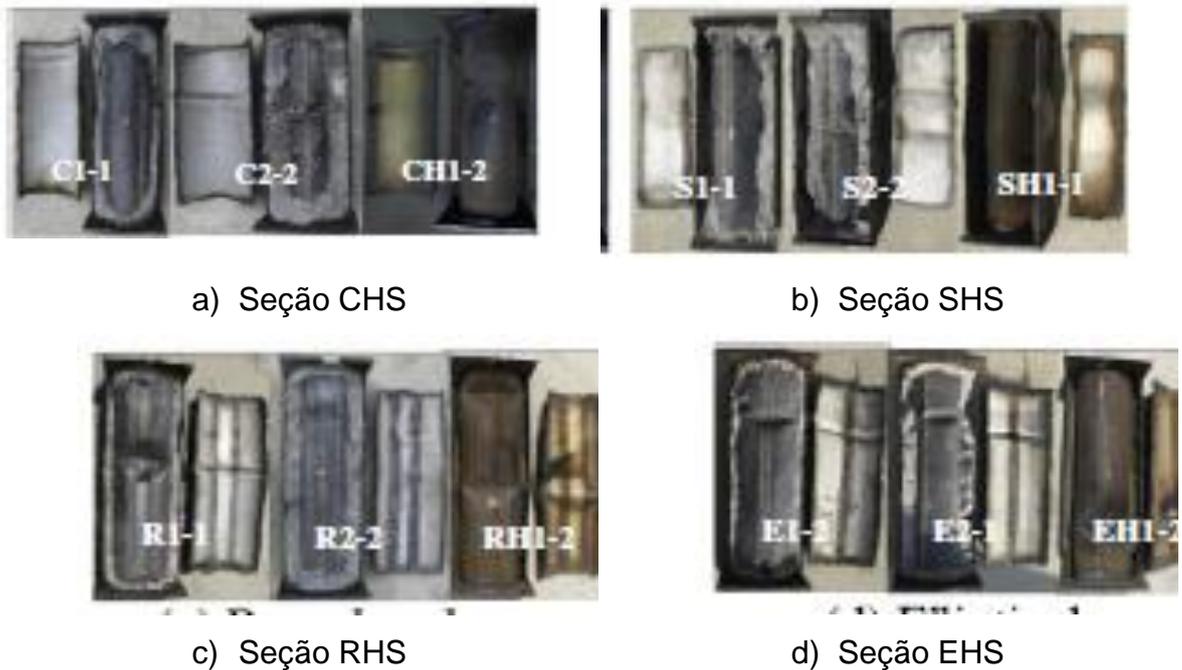


Figura 17 –Típicos modos de falha das colunas retas dos tubos internos de aço carbono

A seguir é descrito da Tabela 3 a 6 um resumo das informações obtidas nos ensaios experimentais para as colunas retas. Na descrição do tipo de coluna, onde houver “H” significa coluna com seção oca (sem preenchimento de concreto). N_{ue} é a resistência da coluna medida experimentalmente e N_{uc} é a força estimada através da formulação matemática proposta por Han [12]

Tabela 3 – Colunas retas circulares de Han [12]

Tipo	Tubo Externo (Dxt_{s0})	Tubo Interno (dxt_{si})	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	0,50	3436	3471	2760
C2-2	220 x 3,62	106 x 3,72	0,50	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 4 – Colunas retas quadradas de Han [12]

Tipo	Tubo Externo (Dxt_{s0})	Tubo Interno (dxt_{si})	χ	N_{ue} (kN)	$N_{m\u00e9dio}$ (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	0,50	3516	3413	3503
S2-2	220 x 3,62	106 x 3,72	0,50	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 5 – Colunas retas retangulares com cantos arredondados de Han [12]

Tipo	Tubo Externo ($DxBxt_{s0}$)	Tubo Interno ($dxbxt_{si}$)	χ	N_{ue} (kN)	$N_{m\u00e9dio}$ (kN)	N_{uc} (kN)
R1-1	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	2274	2262	2195
R1-2	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	2250		
R2-1	240x160x3,62	142x62x3,72	0,50	2653	2780	2531
R2-2	240x160x3,62	142x62x3,72	0,50	2906		
RH1-1	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	1260	1293	-
RH1-2	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	1325		

Tabela 6 – Colunas retas el\u00edpticas de Han [12]

Tipo	Tubo Externo ($DxBxt_{s0}$)	Tubo Interno ($dxbxt_{si}$)	χ	N_{ue} (kN)	$N_{m\u00e9dio}$ (kN)	N_{uc} (kN)
E1-1	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	2051	2053	2073
E1-2	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	2055		
E2-1	240x160x3,62	142x62x3,72	0,50	2577	2611	2369
E2-2	240x160x3,62	142x62x3,72	0,50	2645		
EH1-1	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	1403	1405	-
EH1-2	240x160x3,62	186x106x3,72	0,75	1407		

Na Figura 18, pode ser observado que a carga vertical aplicada foi aproximadamente proporcional ao deslocamento durante a fase inicial de carregamento e que as curvas carga vertical *versus* deslocamento vertical tendem a subir antes de ser alcançada a resistência máxima e cair após atingida a carga de pico. Antes de atingirem o escoamento tanto o aço inoxidável (tubo externo) quanto o aço carbono (tubo interno) possuem deformações longitudinais e transversais proporcionais a carga de aplicada.

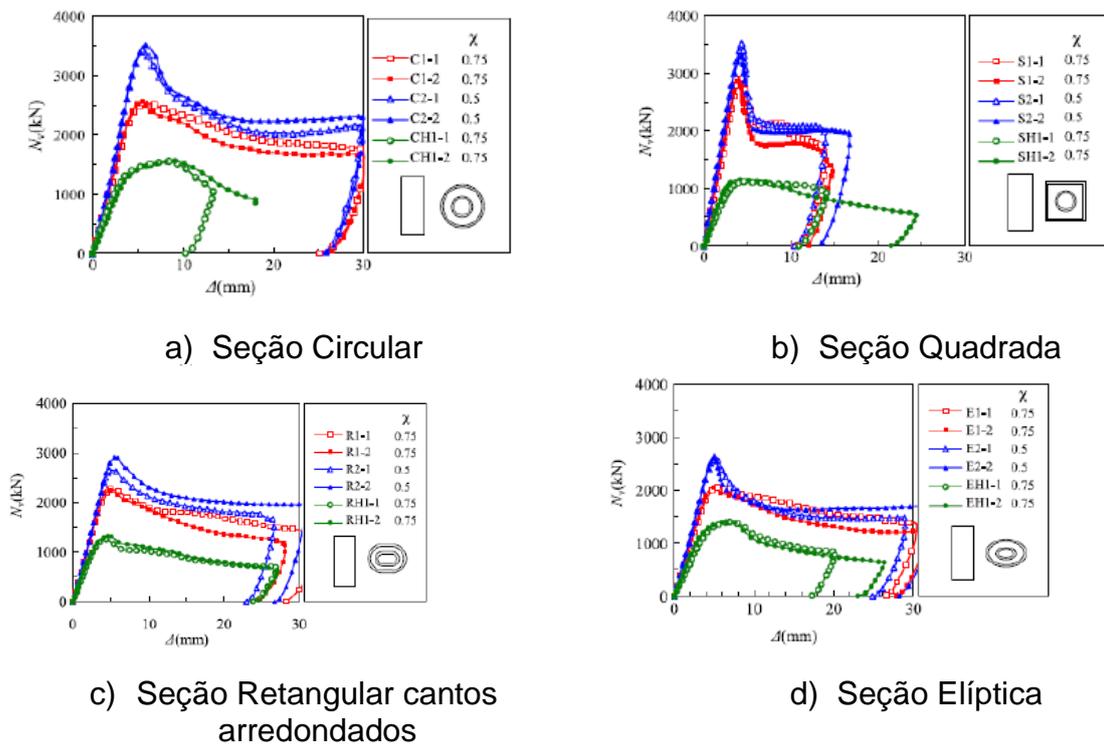


Figura 18 –Curvas Cargas versus Deslocamentos Verticais das Colunas Retas [12]

Dentro das principais conclusões obtidas diante do estudo proposto pode-se citar que a carga última das colunas preenchidas de concreto foram evidentemente superior à força resistente das colunas sem concreto; os modos de flambagem típicos das colunas foram a instabilidade local para fora nos tubos externos e a deformação local para o interior da coluna nos tubos internos; todos os tipos de colunas comportaram-se de um modo dúctil, e o comportamento mecânico foi semelhante às colunas com tubos duplos de aço-carbono. Além destas conclusões, foi também desenvolvido um modelo simplificado para a previsão da resistência dessas colunas que será descrito detalhadamente no capítulo 2 (dimensionamento de colunas tubulares).

Cheng *et al.* [24] testaram 9 colunas tipo caixa preenchidas de concreto (CFBC – concrete filled box columns) sendo que 5 colunas foram denotadas como amostras da série AA conforme pode ser visto na Figura 19. A carga foi aplicada diretamente sobre o concreto e a caixa de aço. As outras 4 colunas receberam um tratamento especial entre a caixa de aço e o concreto, conforme pode ser visto na Figura 20, foram designadas como amostras série AI. Uma camada de redução de aderência foi introduzida entre a caixa de aço e o concreto e a carga foi aplicada apenas na caixa de aço. Conseqüentemente, a função do concreto foi apenas para prover um suporte lateral para as paredes das colunas.

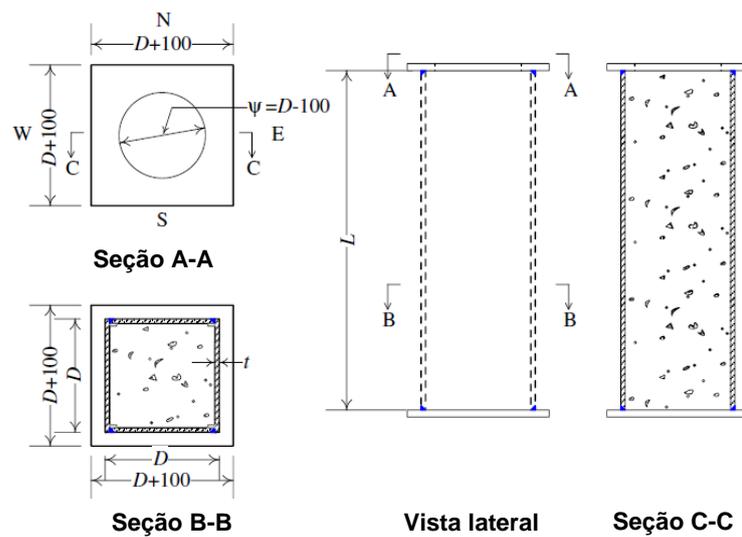


Figura 19 –Exemplo das seções das amostras tipo AA [24]

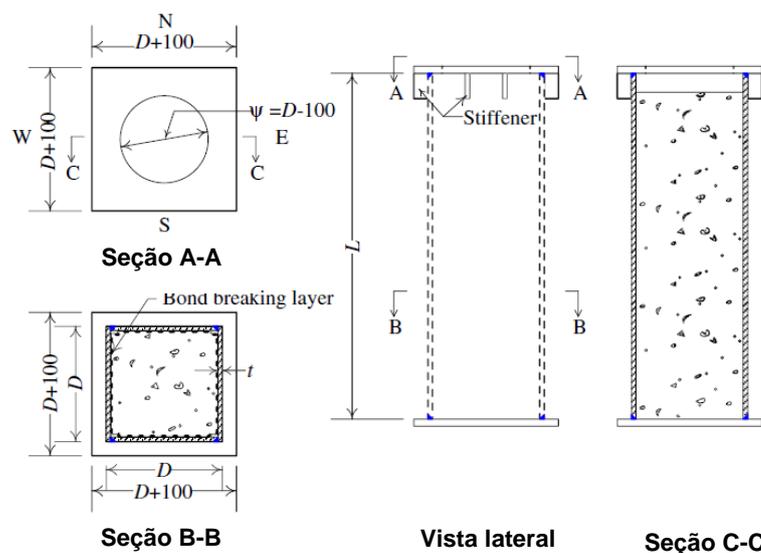


Figura 20 –Exemplo das seções das amostras tipo AI [24]

Na Tabela 7 podem ser vistas as características das colunas testadas. Foram utilizados dois tipos de largura (D) para as colunas (500 mm e 410 mm); quatro tipos de relação base/espessura (b/t) sendo 48,40,32 e 24. O comprimento das colunas (L) foi mantido como três vezes a largura para todas as amostras. Duas amostras idênticas denominadas como AA-48a e AA-48b foram testadas para explorar as variações das colunas tipo CFBC.

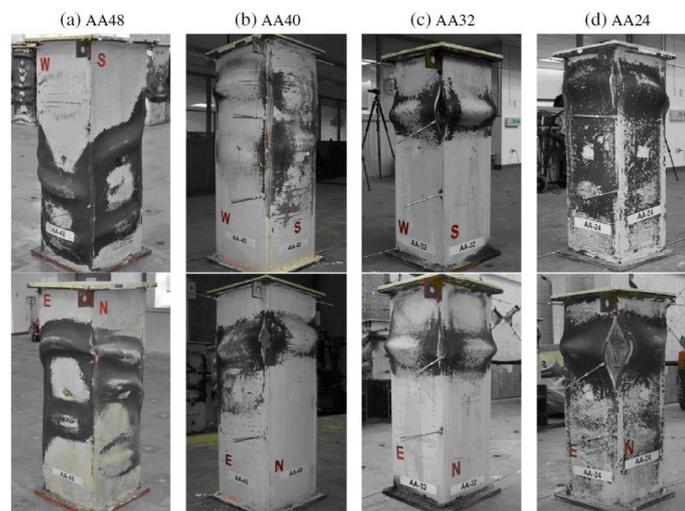
Tabela 7 – Características geométricas das colunas propostas por Cheng [24]

Amostras		D (mm)	b (mm)	t (mm)	b/t	L (mm)
AI-48	AA-48a	500	480	10	48	1500
	AA-48b	500	480	10	48	1500
AI-40	AA-40	500	476	12	40	1500
AI-32	AA-32	410	386	12	32	1230
AI-24	AA-24	410	378	16	24	1230

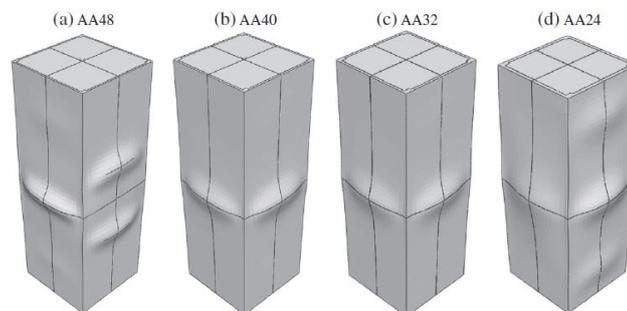
Da mesma maneira dos testes experimentais, as colunas foram modeladas no programa de elementos finitos ABAQUS, a fim de testar a viabilidade do programa para este tipo de estrutura sob compressão axial. As Figura 21 e Figura 22 mostram as deformações finais das colunas tipo AA e AI tanto nos testes experimentais como na modelagem numérica.

Baseados nestas simulações de elementos finitos, os autores avaliaram o efeito da ação do confinamento do concreto nas colunas tipo CFBC. Após ocorrer o processo de esmagamento do concreto, o confinamento do concreto fornecido pela ação do arco horizontal começou a se tornar perceptível. Logo depois da flambagem da parede da coluna, a ação do arco vertical a qual provém um efeito de confinamento adicional do concreto foi desenvolvida. A ação do arco horizontal atuando em conjunto com a ação do arco vertical proporcionaram um significativo confinamento para o concreto, o qual teve sua capacidade resistente aumentada. Os resultados das simulações mostraram que a resistência das colunas tipo CFBC diminui rapidamente quando o primeiro pico de carga é atingido, não importando a relação largura/espessura das paredes das colunas. Este fenômeno foi encontrado em diversos estudos realizados anteriormente. Separando na simulação as cargas

de carregamento atuantes na caixa de aço e no concreto, pode ser visto que a queda da capacidade de resistência da coluna se deve em grande parte pelo concreto. Isto revela que o confinamento do concreto não está bem desenvolvido nesta fase.



a) Deformação final experimental colunas tipo AA

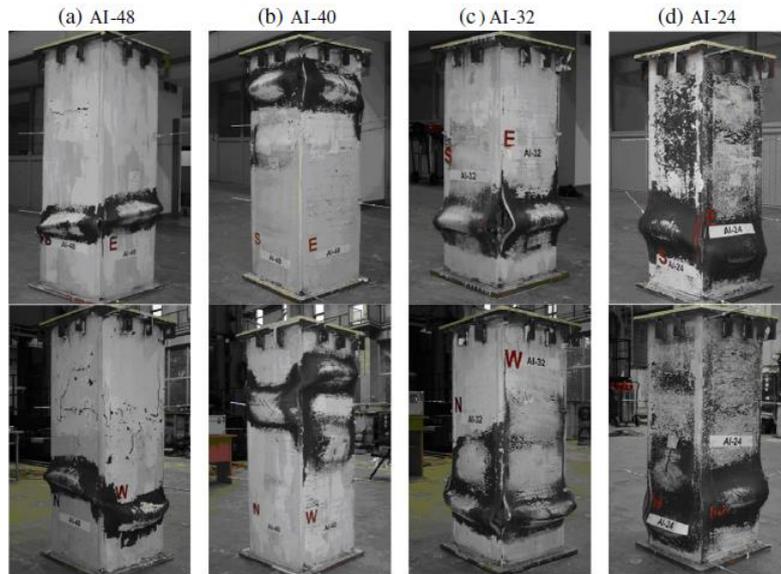


b) Deformação final numérica colunas tipo AA

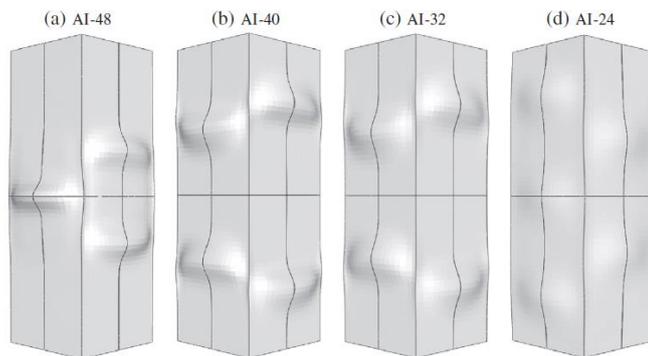
Figura 21 – Deformação final das colunas tipo AA propostas por Cheng [24]

Oliveira *et al* [25] apresentaram resultados experimentais de 32 colunas tubulares de aço cheio de concreto carregadas axialmente (CFT). A carga foi introduzida apenas no núcleo do concreto, por meio de dois cilindros de aço de alta resistência colocados na extremidade da coluna a fim de avaliar o confinamento passivo fornecido pelo tubo de aço. As colunas foram preenchidas com concreto estrutural com resistências à compressão de 30, 60, 80 e 100 MPa. O diâmetro externo (D) da coluna foi de 114,3 mm e para a relação comprimento / diâmetro (L/D) foram considerados valores iguais a 3, 5, 7 e 10. As espessuras das paredes dos

tubos (t) foram 3,35 mm e 6,0 mm, o que resulta na relação diâmetro/espessura (D/t) de 34 e 19, respectivamente.



a) Deformação final experimental colunas tipo AI



b) Deformação final numérica colunas tipo AI

Figura 22 –Deformação final das colunas tipo AI propostas por Cheng [24]

Os seguintes critérios foram utilizados para a determinação das amostras:

- ✓ As amostras das colunas que contem tubos com espessura igual a 3,35mm são designados de C1 (pintado de tinta preta) e amostras designadas como C2 para tubos com espessura igual a 6,0mm (pintado de tinta branca)
- ✓ Resistência a compressão do concreto
- ✓ Relação comprimento/diâmetro (L/D)
- ✓ Carga aplicada no núcleo do concreto.

Sendo assim, uma amostra C1-60-5D-C, significa que o tubo é designado como C1 por conter espessura igual a 3,35mm, 60 refere a resistência a compressão do concreto em MPa, 5D é o comprimento da coluna (5 vezes o diâmetro) e C indica que a carga foi aplicada no núcleo do concreto. Como a base para esta dissertação são as colunas curtas, onde a relação L/D é igual a 3, será apresentado apenas os resultados e análises para este tipo de coluna.

A tensão de escoamento do tubo de aço foi obtida a partir de ensaios de tração e a média adotada foi $f_y=287,33$ MPa para as amostras que contem tubos tipo C1 e $f_y=342,95$ MPa para as amostras que contem tubos tipos C2. O módulo de elasticidade do aço foi assumido como $E_s= 206.000$ MPa. Foram utilizados quatro tipos de resistência a compressão do concreto, C30, C60,C80 e C100.

O modo de falha das colunas testadas foram em função da relação comprimento/diâmetro (L/D), diâmetro/espessura (D/t) e resistência a compressão do concreto. As colunas denominadas como curtas comprimento/ diâmetro igual a 3 falhou devido ao esmagamento do núcleo do concreto agravada pela instabilidade local do tubo de aço depois deste ter atingido a tensão de escoamento. Na Figura 23, pode ser verificado que a coluna C2 restringe melhor a expansão do núcleo de concreto para colunas com a mesma resistência a compressão do concreto. O aumento da deformação lateral nas colunas com espessura igual a 6,00 mm é uniforme ao longo da altura em comparação com as colunas com espessura igual a 3,35mm onde a deformação lateral é mais localizada a meia altura da coluna.

As amostras das colunas preenchidas com concreto C30 e C60 mostraram um aumento significativo nas dimensões da seção transversal sem qualquer perda repentina de capacidade de carga como pode ser visto no gráfico da Figura 24. Para as colunas C1, preenchidas com concreto com resistência a compressão de 80 e 100 MPa, o efeito do confinamento fornecido pelo tubo de aço não foi suficiente para dar a ductibilidade as colunas, mas para as colunas C2, o tubo de aço foi capaz de confinar o núcleo do concreto, mesmo para o concreto de alta resistência.

As curvas carga *versus* deformação axial obtidas a partir dos testes mostraram, em geral, um bom comportamento pós-pico das colunas CFT, mesmo para aquelas colunas preenchidas com concreto de alta resistência. Três modelos analíticos de confinamento para colunas curtas cheias de concreto encontrados na literatura foram utilizados para prever a capacidade axial das colunas testadas. Para

aplicar esses modelos, devido a esbeltez, um fator de correção foi introduzido de forma a penalizar os resultados calculados, dando boa concordância com o valores experimentais. Resultados adicionais de 63 colunas CFT foram testadas por outros pesquisadores e comparadas com as previsões dos modelos analíticos modificados onde foram encontrados resultados satisfatórios.



a) Coluna C1-3D



b) Coluna C2-3D

Figura 23 –Deformação final das colunas curtas propostas por Oliveira [25]

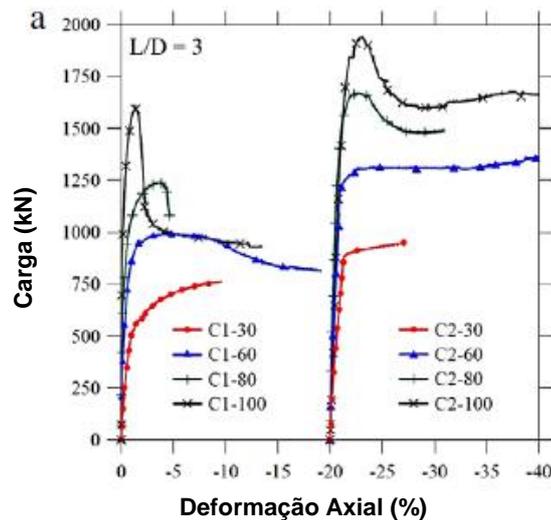


Figura 24 –Gráfico Carga versus Deformação Axial das colunas $L/D = 3$

Dabaon *et al.* [26] apresentaram um estudo comparativo entre colunas curtas de seções tubulares de aço inoxidável preenchidas com concreto com e sem enrijecedores. O aço inoxidável utilizado foi o austenítico PT14301 (304) e o concreto

com resistências de 30 e 60 MPa. A análise foi realizada através de um modelo de elementos finitos desenvolvido no programa ABAQUS com base no modelo de concreto confinado de pesquisas disponíveis na literatura. Foi realizada então a comparação dos resultados obtidos com os experimentais e os resultados mostraram que as colunas de aço inoxidável com enrijecedores ofereceram um aumento do efeito do confinamento do concreto se comparado com as colunas sem enrijecedores.

Segundo, Tao *et al.* [27] devido ao confinamento passivo fornecido pelo revestimento do aço para o núcleo de concreto em uma coluna tubular preenchida de concreto (CFST) é sempre muito difícil a modelagem numérica com precisão. Apesar dos esforços considerados em pesquisas até então para desenvolver modelos de elementos finitos para as colunas CFST, estes modelos podem não ser adequados para serem utilizados em alguns casos, especialmente quando se considera o desenvolvimento rápido e utilização do concreto de alta resistência com tubos de aço de paredes finas. Neste estudo, foram coletados diversos dados experimentais a fim de se desenvolver modelos de elementos finitos refinados para simular o comportamento das colunas CFST sob compressão axial. A simulação baseou-se no modelo de plastificação do material do concreto com dano, onde uma nova função de encruamento foi desenvolvida para modelos de concreto confinado. Para tal, foram introduzidos alguns novos parâmetros utilizados na modelagem do concreto confinado. O modelo foi comparado então a um modelo de elementos finitos existente que tem sido bem utilizado por outros pesquisadores. A comparação indica que o novo modelo é mais versátil para utilização de modelagem de colunas CFST, mesmo quando os tubos de concreto de alta resistência e/ou de paredes finas são usados.

Long *et al.* [28] apresentaram um modelo numérico para a relação tensão-deformação uniaxial de concreto confinado por tubos de seções retangulares contendo barras de ligação. Os critérios de falha para o concreto sobre compressão triaxial foram aplicados para prever a carga máxima do núcleo do concreto. As curvas geradas foram comparadas com os resultados de teste, resultando em boa concordância entre eles. Assim, concluiu-se que a proposta de modelo tensão *versus* deformação do concreto confinado para tubos de aço retangulares com barras de ligação avalia o comportamento da carga axial não linear das colunas CFT com barras de ligação razoavelmente bem. Além disso, o modelo proposto, também

pode ser aplicável para colunas retangulares CFT normais carregadas de forma axial (sem barras de ligação). Um estudo paramétrico usando modelo de fibras foi proposto para investigar o efeito das barras de ligação no comportamento não linear das colunas CFT. É indicado que ambos os espaçamentos horizontais e longitudinais entre as barras de ligação têm efeitos mais significativos sobre a resistência última e ductilidade das colunas CFT retangulares com barras de ligação. Apesar das conclusões obtidas com esta pesquisa, investigações associadas com a resistência ao fogo, comportamento sísmico, etc. das colunas retangulares CFT com barras de ligação ainda carecem de mais estudos. Na prática de engenharia, tanto o tubo de aço e as barras de ligação não podem ser diretamente expostas ao fogo devido ao fato das barras de ligação em caso de incêndio resultarem em capacidade de perda parcial de resistência das colunas. Por isto é necessário proteger tanto as colunas quanto as barras de ligação.

Xiamuxi *et al.* [29] a fim de esclarecer o efeito de confinamento no núcleo de concreto propuseram uma equação de avaliação para resistência à compressão axial de colunas tubulares com concreto armado (RCFT) a partir das análises numéricas calibradas com resultados experimentais via estudo paramétrico.

2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS TUBULARES

2.1 Generalidades

As normas brasileiras das últimas décadas dirigidas ao projeto de estruturas de aço e mistas foram desenvolvidas sob forte influência das escolas americana e europeia [30]. Nos anos 60, a norma brasileira disponível pela ABNT, a NB14 (ABNT 1968) [18] era fundamentada nas normas alemãs. Além dessa fundamentação, durante muitos anos, a prática de aplicação em projetos no Brasil era baseada nos manuais do AISC, que se pautavam no método das tensões admissíveis. A partir de 1995, foi incorporado o dimensionamento baseado no método dos estados limites.

A Norma Brasileira 16239:2013 [17] estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto de estruturas de aço carbono em perfis tubulares à temperatura ambiente baseada no método dos estados limites. Esta nova norma para tubos de aço deverá ser utilizada em combinação com a NBR 8800 [18]. Esta proposta é compatível com o padrão do Eurocode 3 1-1, [16] uma vez que este expõe os critérios básicos que regulam o projeto de estruturas tubulares de aço, com base no método dos estados limites. Desta forma, supõe-se que o cálculo estrutural seja executado de forma a atender a segurança da estrutura nos seguintes domínios de projeto:

- Estado Limite Último – refere-se à segurança global do projeto, ou seja, asseguram-se condições que evitem o colapso total ou parcial da estrutura;
- Estado Limite de Serviço – refere-se à utilização, ou seja, garante condições que propiciem conforto aos usuários e assegura a funcionalidade da estrutura por meio do exame de flechas e vibrações.

2.2 Caracterização das seções

A flambagem local de uma seção transversal afeta diretamente a capacidade de transmissão desta seção, da carga axial ao longo da coluna, podendo levar a coluna ao colapso de forma antecipada. A capacidade resistente está associada ao índice de esbeltez.

Segundo Simões [31], a classificação das seções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenômenos de flambagem local. Enquanto que em uma seção compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, em uma seção esbelta, isso já não pode acontecer devido aos fenômenos de flambagem local.

Conforme preconiza o EC3 1-1 [16], a relação entre largura e espessura, define a classificação das seções transversais. Esta classificação leva em conta o modelo de comportamento, o momento resistente e a capacidade de rotação. Sendo assim, tem-se quatro classes para as seções descritas a seguir:

- Classe 1: são seções que podem formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica sem redução da resistência;
- Classe 2: são seções que podem atingir o momento resistente plástico, porém possuem capacidade de rotação limitada pela flambagem local;
- Classe 3: são seções nas quais a fibra comprimida mais extrema, assumindo-se 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 seções nas quais ocorrem fenômenos localizados de flambagem antes de atingir a tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção transversal. A seção não consegue atingir a resistência elástica.

O comportamento a flexão das seções das classes 1 a 4 é ilustrado na Figura 25, onde M_{el} e M_{pl} representam o momento elástico e plástico da seção transversal, respectivamente, M_y é o ponto da resistência elástica e χ/χ_p representa a capacidade de rotação da seção.

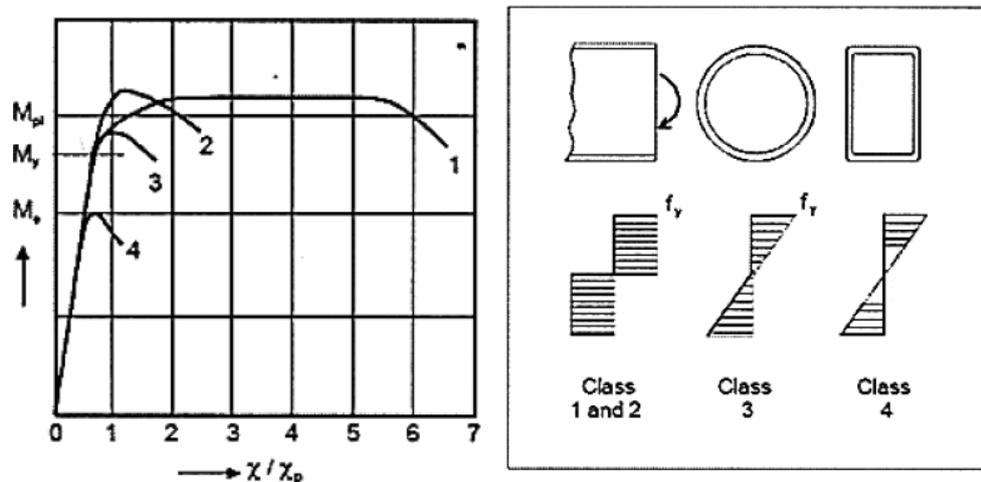


Figura 25 – Comportamento de seções a flexão [3]

A classificação de uma seção é efetuada com base na relação entre o diâmetro e a espessura dos elementos total ou parcialmente comprimidos, nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e na classe do aço. Os valores limites das relações d/t dos elementos comprimidos para a seção circular são apresentados na Tabela 8. Uma seção cuja relação d/t não verifique os limites da classe 3, pertence naturalmente a classe 4. A classe do aço é dada pelo parâmetro $\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y}$ onde f_y representa a tensão de escoamento do material.

Tabela 8 – Relação máxima diâmetro – espessura de seções tubulares [16]

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 $d/t > 90 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6						
$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Desta forma, quando a seção transversal de uma coluna pode flambar localmente antes de alcançar a tensão de escoamento, a seção é definida como uma seção de classe 4. Quando na seção, o escoamento ocorre antes da flambagem, a mesma é definida como classe 1 ou 2, possibilitando uma análise global plástica.

Com relação a NBR8800 [18] a classificação das seções transversais vai depender do valor do parâmetro de esbeltez λ dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r .

Onde:

λ é o parâmetro de esbeltez dos componentes comprimidos, onde, para os perfis circulares, é obtido através da divisão do diâmetro externo pela espessura da parede do tubo (d/t)

λ_p é o valor pelo qual a seção pode atingir o momento fletor plástico (M_{pl}), onde, é obtido pela divisão de 7% do módulo de elasticidade do aço (E) pelo limite de escoamento do aço (f_y), ou seja, é o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r é o parâmetro de esbeltez limite para seções semcompactas

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{k_c E / 0,7 f_y} \quad (4)$$

Onde o coeficiente k_c é dado em função da altura da alma da seção (h) e espessura da alma (t_w) da seção:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (5)$$

As seções terão então as seguintes classificações:

- Compactas: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente as almas. As seções compactas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica com grande rotação antes do início da flambagem local. Essas seções são adequadas para a análise plástica,

devendo no entanto, para este tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano de carregamento quando submetidas a flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas a força axial de compressão. Essa seção é similar às classes 1 e 2 da classificação do EC3 1-1 [16];

- Semi-compactas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p mas não λ_r . Nas seções semi-compactas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento, levando em conta as tensões residuais, antes que a flambagem local ocorra, mas não apresentam grande capacidade de rotação. Essa seção é similar à classe 3 da classificação do EC3 1-1;
- Esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r . Nas seções esbeltas, um ou mais elementos comprimidos flambam em regime elástico, levando-se em conta as tensões residuais. Essa seção é similar à classe 4 da classificação do EC3 1-1.

2.3 Comportamento de Colunas

2.3.1 Carga Crítica Elástica

Quando se projeta um elemento estrutural, é necessário que ele satisfaça requisitos específicos de tensão, deflexão e estabilidade. Os sistemas mecânicos e estruturais em geral, quando estão submetidos a carregamentos, podem falhar de várias formas, o que vai depender do material usado, do tipo de estrutura, das condições de apoio, entre outras considerações.

A coluna é uma peça vertical sujeita a compressão axial. A flambagem acontece quando a peça sofre flexão transversal devido a compressão axial. Em geral, a flambagem leva a uma falha repentina e drástica na estrutura. A flambagem global é considerada uma instabilidade elástica, assim a peça pode perder sua estabilidade sem que o material já tenha atingido a sua tensão de escoamento.

Ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças reduzindo o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. A flambagem global de colunas por flexão é um fenômeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos aos esforços de compressão.

A carga crítica elástica que uma coluna pode suportar quando está no limite da flambagem é chamada de carga crítica, N_{crit} , também conhecida como carga crítica de Euler, e representa o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais.

Há tempos atrás, as colunas eram projetadas empiricamente e sua capacidade última de resistência era determinada pela resistência ao esmagamento do material. No entanto, sabia-se que a resistência de uma coluna era, de alguma forma, função de seu comprimento.

Segundo Simões [31], o fenômeno de flambagem em uma peça comprimida, isenta de imperfeições, pode ser ilustrado na Figura 26 onde a carga crítica corresponde ao ponto de bifurcação do equilíbrio. Este fenômeno de deslocamentos laterais, é conhecido como flambagem global de colunas por flexão, que em geral, reduz a capacidade da carga da peça em relação ao caso da peça tracionada.

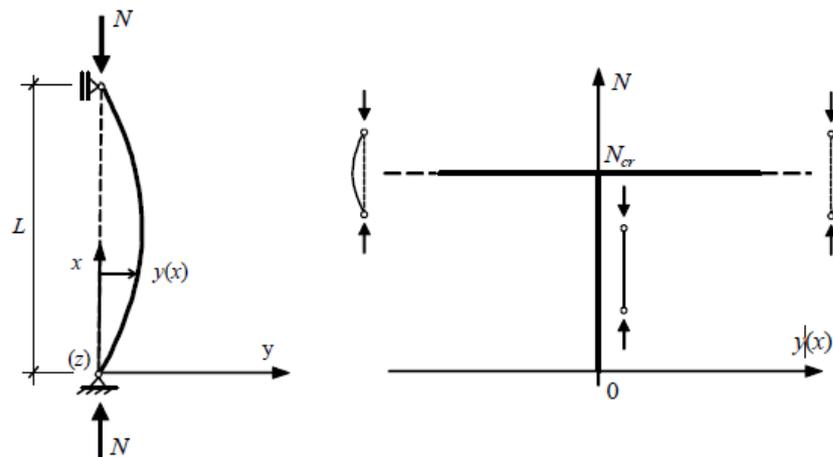


Figura 26 – Flambagem em um elemento bi rotulado (Coluna de Euler) [31]

Existem algumas condições ideais para a determinação da carga crítica elástica de um elemento bi-rotulado que são as seguintes:

- Material com comportamento elástico linear;
- Peça isenta de imperfeições geométricas e de tensões residuais;
- Carga perfeitamente centrada;

- Teoria dos pequenos deslocamentos.

Para pequenas deformações, a condição de equilíbrio de momentos (em torno de z) ao longo do elemento ilustrado na Figura 26 é traduzida pela seguinte equação:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Ny = 0 \quad (6)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do material

I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo perpendicular do plano onde ocorre a deformação (eixo z da Figura 26).

A equação (6) é uma equação diferencial homogênea linear de coeficientes constantes, cuja solução geral é da forma:

$$y = D_1 \operatorname{sen}(kx) + D_2 \operatorname{cos}(kx) \quad (7)$$

Com

$$k^2 = \frac{N}{EI} \quad (8)$$

Das condições de apoio, vem:

$$y(x = 0) = 0 \rightarrow D_2 = 0 \quad (9)$$

$$y(x = L) = 0 \rightarrow D_1 \operatorname{sen}(kL) = 0 \rightarrow D_1 = 0 \forall kL = n\pi \quad (10)$$

A carga crítica é então obtida para:

$$kL = n\pi \rightarrow k^2 = \frac{n^2\pi^2}{L^2} = \frac{N}{EI} \quad (11)$$

Sendo dado por

$$N_{crit} = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2} \quad (12)$$

Onde n é igual a 1,2,3....

A primeira carga crítica correspondente a deformada ilustrada na Figura 26 é dada por:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (13)$$

Considerando uma carga aplicada igual a N , pode-se afirmar que:

- Se $N < N_{cr}$ há o denominado equilíbrio estável, onde a coluna permanece reta e seu comprimento é reduzido. A tensão axial é uniforme e regida pela equação: $\sigma = N/A$;
- Se $N = N_{cr}$ ocorre o equilíbrio neutro;
- Se $N > N_{cr}$ ocorre o colapso da coluna.

De onde se conclui que em um elemento em condições ideais, a resistência a flambagem dependerá da rigidez a flexão da seção transversal, do seu comprimento e das condições de apoio, ou seja, a tensão de escoamento do material (f_y) não influencia no cálculo da carga crítica da coluna. Quando o carregamento da coluna atinge esta tensão de escoamento, as deformações passam a ser permanentes, o que significa que o material entra na fase de plastificação.

A carga crítica se for considerada em outras condições de apoio, será obtida também através de equações diferenciais de equilíbrio de momentos conforme demonstrado acima, porém com novas condições de contorno. Ainda segundo Simões [31], uma alternativa para o cálculo da carga crítica com condições diferentes da carga crítica de Euler, seria substituindo o comprimento real L da equação (13) pelo comprimento de flambagem L_E conforme apresentado na Figura 27. Este novo comprimento é definido como um comprimento fictício bi-rotulado ao qual corresponde a mesma carga crítica.

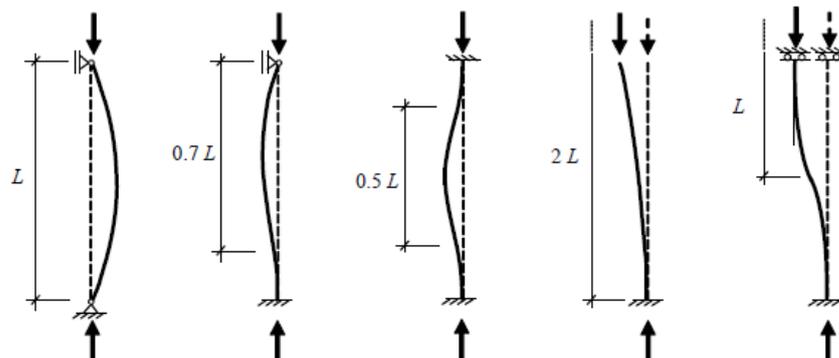


Figura 27 – Comprimentos de flambagem L_E em função do comprimento real L [31]

Para as colunas com seção transversal circular, o momento de inércia da seção em relação a qualquer eixo que passa pelo centroide é o mesmo, a coluna então poderá flambar para qualquer plano, exceto quanto tiver restrições que possam ser impostas pelos vínculos nas extremidades.

Dividindo a carga crítica de Euler pela área da seção transversal do elemento (Área A), obtém-se a tensão crítica:

$$\sigma_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{AL_E^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (14)$$

Em que:

$\lambda = \frac{L_E}{i}$ é o índice de esbeltez, fator que determinará se a coluna irá flambar ou comprimir;

i é o raio de giração dado por $i = \sqrt{I/A}$ onde I é o momento de inercia e A área da seção transversal.

Todas as condições descritas até agora são para colunas perfeitamente retas e sem imperfeições. Nas estruturas reais, as inevitáveis imperfeições fazem com que o comportamento real de um elemento comprimido afaste-se do comportamento teórico descrito até então, e, nestas circunstâncias, a carga crítica em geral não é atingida. As imperfeições em um elemento de uma estrutura real podem ser de dois tipos: imperfeições geométricas (falta de linearidade, falta de verticalidade, excentricidade das cargas entre outras) e imperfeições do material (comportamento não linear, tensões residuais, entre outras).

2.3.2 Dimensionamento de colunas de aço carbono sujeitas a compressão simples

O dimensionamento de colunas sujeitas a esforços de compressão parte da premissa de que os esforços resistentes dos perfis metálicos sejam maiores do que os esforços atuantes, para assim, garantir a estabilidade da estrutura. Aqui, serão abordado os critérios de dimensionamento de acordo com o Eurocode 3-1-1 [16] e as Normas Brasileiras NBR8800 [18] e NBR16239 [17].

2.3.2.1 Critério de Dimensionamento de acordo com o Eurocode 3 1-1 [16]

A resistência das seções transversais de elementos axialmente comprimidos é verificada através da condição mostrada na equação(15)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (15)$$

Onde:

N_{Ed} é o valor de cálculo da força axial de compressão atuante

$N_{c,Rd}$ é o valor da resistência a compressão da seção transversal dado pelas equações :(16) e (17)

- Seções de classe 1,2 ou 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (16)$$

- Seções de classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (17)$$

Sendo:

A a área total da seção;

A_{eff} a área efetiva de uma seção transversal de classe 4,

f_y é a tensão de escoamento do aço;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança.

Em elementos comprimidos deve-se adicionalmente verificar a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$, sendo $N_{b,Rd}$ a resistência a flambagem por flexão do elemento. A resistência a flambagem por flexão em elementos submetidos a força axial constante é dado por:

- Seções de classe 1,2 ou 3 :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{EURO} A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (18)$$

- Seções de classe 4:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{EURO} A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (19)$$

Onde:

χ_{EURO} é o fator de redução para o modo de flambagem relevante;

γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança. Para a resistência de elementos em relação á flambagem, a ser avaliada através de verificações individuais de cada elemento ($\gamma_{M1} = 1$)

O coeficiente χ_{EURO} é obtido através das equações (20) a (23):

$$\chi_{EURO} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1 \quad (20)$$

Onde

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (21)$$

$\bar{\lambda}$ é o coeficiente de esbeltez adimensional dado por:

- Seções de classe 1,2 ou 3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (22)$$

- Seções de classe 4:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad (23)$$

Em que:

α é o fator de imperfeição generalizado

N_{cr} é a carga critica elástica (carga critica de Euler) para o plano mais condicionante de flambagem

L_{cr} é o comprimento de flambagem correspondente

i é o raio de giração da seção

Sendo

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (24)$$

Sendo

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (25)$$

Com tensão de escoamento do aço (f_y) em N/mm².

As imperfeições reais das peças são incluídas no processo de dimensionamento a compressão através do fator de imperfeição α , que toma os valores de 0,13; 0,21; 0,34; 0,49 e 0,76 para as curvas a_0 , a, b, c e d, respectivamente. Estas curvas, traduzidas matematicamente, pela equação (20), são ilustradas na Figura 28. O fator de imperfeição α associado a curva de flambagem a ser adotado no dimensionamento de uma estrutura metálica, dependerá da geometria das seções transversais, da classe do aço, do processo de fabricação e do plano da curva de flambagem conforme descreve a Tabela 9.

Para seções tubulares circulares, em qualquer dos eixos de flexão, adota-se: laminados a quente – curva a (S235, S275, S355 e S420) ou a_0 (S460), e conformados a frio – curva c, conforme mostrado na Figura 28

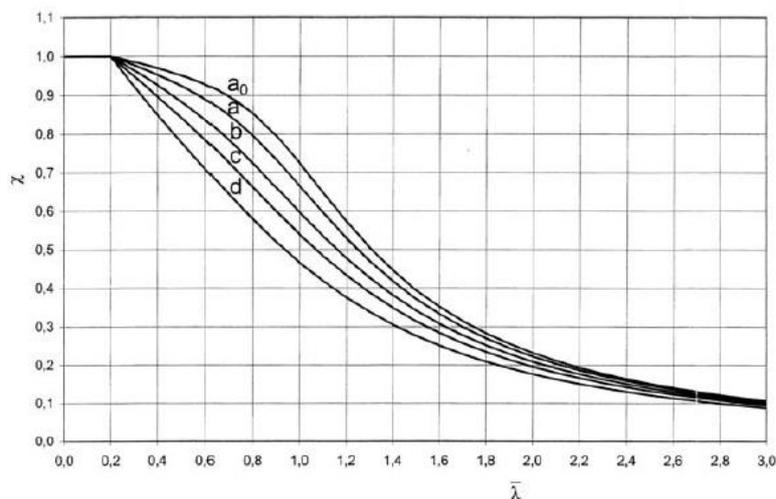
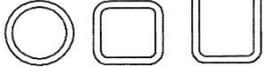


Figura 28 – Curvas de flambagem segundo o EC3-1-8 [32]

Tabela 9 – Seleção de curva de flambagem segundo o EC3-1-1 [16]

Seção		Geometria	Eixo de flexão	Curva de flambagem	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Tubulares		Laminadas a quente	qq.	<i>a</i>	<i>a₀</i>
		Enformadas a frio	qq.	<i>c</i>	<i>c</i>

2.3.2.2 Critério de Dimensionamento de acordo com as Normas Brasileiras [18]

Para o dimensionamento de peças comprimidas, deverá ser atendida a seguinte condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (26)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo dada por

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi_{NBR} Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (27)$$

Onde:

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade ($\gamma_{a1} = 1$ em situações normais)

A_g é a área bruta da seção transversal da barra

χ_{NBR} é o fator de redução associado a resistência a compressão

Q é o fator de redução total associado a flambagem local. Nas colunas tubulares circulares, o valor de Q é dado por:

$$\begin{aligned} \text{Se } \frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y} \rightarrow Q = 1 \\ \text{Se } 0,11 \frac{E}{f_y} \leq \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y} \rightarrow Q = \frac{0,038}{D/t} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \end{aligned} \quad (28)$$

Onde:

D é o diâmetro externo

t é a espessura da parede da seção tubular circular

O fator de redução associado a resistência a compressão χ_{NBR} , varia de acordo com o índice de redução reduzido λ_0 dado por:

$$\lambda_0 \leq \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (29)$$

Os valores de Q , A_g e f_y já foram definidos anteriormente e N_e é a força axial de flambagem elásticas.

O fator de redução associado a resistência a compressão χ_{NBR} é dado por

$$\begin{aligned} \text{Se } \lambda_0 \leq 1,5 &\rightarrow \chi_{NBR} = 0,658\lambda_0^2 \\ \text{Se } \lambda_0 > 1,5 &\rightarrow \chi_{NBR} = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned} \quad (30)$$

Onde:

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido

O valor de χ_{NBR} pode ser obtido a partir da Figura 29 ou da Tabela 10.



Figura 29 – Valor de χ_{NBR} em função do índice de esbeltez λ_0 [18]

Tabela 10 – Valor de χ_{NBR} em função do índice de esbelteza λ_0 [18]

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é dada por:

- para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (31)$$

- para flambagem por flexão em relação ao eixo centra de inercia y da seção transversal

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (32)$$

- para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (33)$$

Onde:

$K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x, onde K_x é determinado de acordo com a Tabela 11

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x

$K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y onde K_y é determinado de acordo com a Tabela 11

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção onde K_z pode ser tomado como 1 quando ambas as extremidades das barras possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre ou como 2, quando uma das extremidades da barra possuir rotação em torno do eixo longitudinal livre e a outra extremidade rotação e empenamento impedidos.

E é o módulo de elasticidade do aço

C_w é a constante de empenamento da seção transversal

G é o módulo de elasticidade transversal do aço

J é a constante de torção da seção transversal

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento dado por:

$$r = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (34)$$

Onde:

r_x e r_y são raios de giração em torno dos eixos principais x e y;

x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento com relação ao centro geométrico da seção

Tabela 11 – Valores dos coeficientes de flambagem, NBR8800 [18]

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

De acordo com o item 5.2 da Norma NBR 16239 [17] , o fator de redução de barras comprimidas $\chi_{NBR/PT}$ para perfis tubulares laminados a quente (sem costura) ou tratados termicamente para alívio de tensões (com ou sem costura) pode ser dado como:

$$\chi_{NBR/PT} = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (35)$$

Onde o coeficiente de esbeltez reduzido λ_0 é dado por

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (36)$$

2.3.3 Dimensionamento de colunas circulares mistas em aço carbono preenchidas de concreto sujeitos a compressão simples

As colunas mistas preenchidas de concreto são elementos estruturais resultantes da associação de um tubo de aço preenchido com concreto de qualidade estrutural (resistência a compressão igual ou superior a 20MPa). Pela posição que o tubo ocupa na seção geralmente não se usa armadura longitudinal e por isso sua execução torna-se bastante simplificada em relação a execução de colunas de concreto armado. As colunas mistas possuem maior ductilidade e tenacidade do que os pilares de concreto armado, a desvantagem é que a resistência ao fogo é menor pelo fato do aço exposto ser menos resistente ao fogo que o concreto.

Em todos os critérios de dimensionamento descritos a seguir, não foram levados em conta no cálculo da força axial resistente a parcela de armadura longitudinal.

2.3.3.1 Critério de Dimensionamento de acordo com a Norma Brasileira [18]

A NBR8800 [18], adota um método simplificado para o dimensionamento de colunas preenchidas de concreto que contém as seguintes hipóteses básicas:

- há interação completa entre o concreto e o aço;
- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência das barras de aço submetidas a compressão axial;
- a flambagem local para a força axial e o momento fletor não pode ser um estado limite ultimo predominante.

A aplicação deste método, possui alguns limites de aplicabilidade cujos principais são que os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante e o concreto utilizado deverá possuir densidade normal.

Para o cálculo da força axial resistente de pilares mistos sujeitos a compressão por instabilidade por flexão, a NBR8800 [18] considera um fator de redução, aqui não será considerado este fator uma vez que nas colunas não foram consideradas armaduras no interior dos pilares preenchidos.

A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos a instabilidade por flexão é dada por:

$$N_{Rd} = \chi_{NBR} N_{pl,RD} \quad (37)$$

Onde:

$N_{pl,RD}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal á plastificação total

χ_{NBR} é o fator de redução associado á resistência a compressão calculado em função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$

Como não está sendo considerado a armadura longitudinal tem-se que:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + \alpha f_{cd} A_c = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} A_a + \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c \quad (38)$$

Onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil do aço

A_c é a área da seção transversal do perfil do concreto

α é o coeficiente =0,95 para perfis tubulares

γ_a é o coeficiente de ponderação de resistência do aço ($\gamma_a=1,10$)

γ_c é o coeficiente de ponderação de resistência do concreto ($\gamma_c = 1,40$)

O índice de esbeltez reduzido para o plano de flexão considerado e dado por :

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (39)$$

Onde:

$N_{pl,R}$ é a força axial de compressão resistente característica, calculada empregando-se a equação (38) com $\gamma_a = \gamma_c = 1$ ou seja,

$$N_{pl,Rd} = f_{yk} A_a + \alpha f_{ck} A_c \quad (40)$$

N_e é a força de flambagem elástica dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (41)$$

Onde:

KL é o comprimento de flambagem do pilar

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva a flexão da seção mista calculada a partir de:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c \quad (42)$$

Onde:

I_a é o momento de inércia da seção transversal do tubo de aço

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido do concreto

Os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto, tomando-se no lugar de E_c , o valor de $E_{c,red}$ dado por:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (43)$$

Onde:

E_c é o módulo de elasticidade do concreto

N_{Sd} é a força axial solicitante

$N_{G,Sd}$ é a parcela da força axial solicitante devida a ação permanente e a ação decorrente do uso da atuação quase permanente

φ é o coeficiente de fluência do concreto e deve ser obtido na Norma NBR 6118.

Para seções tubulares preenchidas de concreto, considera-se $\varphi = 0$

Logo

$$E_{c,red} = E_c \quad (44)$$

O fator de redução associado a resistência a compressão χ_{NBR} é calculado utilizando o índice de esbeltez reduzido assim como a equação (30) descrita anteriormente.

2.3.3.2 Critério de Dimensionamento de acordo com o Eurocode 4 [36]

No método simplificado de dimensionamento segundo o Eurocode 4, são consideradas as seguintes hipóteses:

- Interação total entre o aço estrutural e o concreto até ser atingida a ruína;
- Aplica-se a hipótese de Bernoulli da conservação das seções planas;
- Considera-se no cálculo da força resistente as imperfeições geométricas e as tensões residuais.

Para a determinação da resistência a compressão do pilar misto, inicialmente admite-se a plastificação total sem considerar os efeitos de flambagem global. O efeito deverá ser considerado em seguida, recorrendo as curvas de resistência a compressão dos pilares de aço, cujos parâmetros são modificados pela presença dos dois materiais.

A esbelteza normalizada é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \text{ sendo } \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (45)$$

Onde:

$N_{pl,Rk}$ é o valor característico da força axial de compressão plástica

$$N_{pl,Rk} = f_{yk} A_a + \alpha_{cc} f_{ck} A_c \quad (46)$$

Onde:

α_{cc} é igual a 1, para pilares mistos preenchidos

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

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (47)$$

Onde:

L é o comprimento de flambagem da coluna

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

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_c E_c E_{c,eff} I_c \quad (48)$$

Onde:

K_c é o parâmetro cujo objetivo é corrigir a rigidez a flexão do concreto para considerar sua fissuração. Adotar, $K_c=0,6$.

$E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efetivo do concreto dado por:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (49)$$

Onde:

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

N_{Ed} é a força axial atuante

$N_{G,Ed}$ é o esforço normal devido as ações permanentes

φ_t é o coeficiente efetivo de fluência do concreto

Assim como no dimensionamento de colunas mistas usando a NBR8800 [18] foi desprezada a parcela da contribuição da armadura longitudinal para o valor de cálculo do esforço resistente a compressão, aqui se fará o mesmo, sendo assim, o valor de $N_{pl,RD}$ será dado por:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + 0,85 f_{cd} A_c \quad (50)$$

Para aos pilares mistos preenchidos de concreto o valor da redução da resistência do coeficiente do concreto de 0,85 pode ser omitida devido ao efeito do confinamento, logo teremos que $N_{pl,RD}$ será:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd} A_c \quad (51)$$

Somente será considerado efeito do confinamento do concreto segundo o EC4[36], caso a esbeltez relativa seja menor que 0,5 e exista excentricidade de aplicação da força aplicada ultrapassando a relação de 10% do diâmetro externo do tubo de aço.

Para pilares de seções circulares, a capacidade resistente $N_{pl,RD}$ é dada por:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \quad (52)$$

Onde:

d é o diâmetro externo do tubo de aço estrutural

e é a espessura do tubo de aço estrutural

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

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

η_a é o fator de redução da resistência do aço

η_c é o fator de ampliação da resistência do concreto confinado

Ambos os fatores η_a e η_c são considerados para aplicação de carregamento sem que haja excentricidade, são dados por:

$$\eta_a = 0,25 (3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,00 \quad (53)$$

$$\eta_c = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0,00$$

O valor da capacidade resistente $N_{pl,Rd}$ é reduzido pelo χ_{EURO} para que a possibilidade de instabilidade global seja levada em conta.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{EURO} N_{pl,Rd}} \leq 1,00 \quad (54)$$

Onde :

$$\chi_{EURO} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1 \quad (55)$$

Sendo:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (56)$$

Onde:

$\bar{\lambda}$ é definido na equação (45), e α pode ser adotado como 0,21, curva "a"

Para que a coluna se comporte como uma estrutura mista, a seguinte relação deverá ser cumprida:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \rightarrow 0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (57)$$

Caso:

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

2.3.4 Dimensionamento de Colunas Mistas em Aço Inoxidável de acordo com o Eurocode 3 1-4 [37]

O Eurocode 3 1-4 [37] é aplicado apenas para dimensionamento de estruturas constituídas de aço inoxidável do tipo austenítico, austenítico – ferrítico e ferrítico, cuja tensão de escoamento seja até 480 N/mm².

A Tabela 12 mostra a classificação das seções tubulares circulares submetidas a compressão:

A resistência das seções transversais classe 1, 2 ou 3 de elementos axialmente comprimidos é calculada através da resistência plástica da seção transversal bruta dado por:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (58)$$

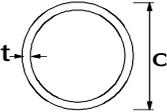
Onde:

f_y é a resistência de escoamento do aço inox

A é a área total da seção transversal

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais para deformação excessiva incluindo flambagem local ($\gamma_{M0}=1,10$)

Tabela 12 – Classificação das seções tubulares circulares – Eurocode 3 1-4 [37]

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
$\varepsilon = \left[\frac{\sqrt{235}}{f_y} \frac{E}{210000} \right]^{0,5}$	f_y (N/mm ²)	210	220	460
	ε	1,03	1,01	0,698

O coeficiente χ_{EURO} , correspondente a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$, é determinado através de:

$$\chi_{EURO} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \chi \leq 1 \quad (59)$$

Sendo:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (60)$$

Onde α é o fator de imperfeição generalizado obtido a partir da curva de flambagem ($\alpha=0,48$) e λ é o coeficiente de esbeltez adimensional dado pelas equações (61) e (62)

- Para seções classe 1,2 ou 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (61)$$

- Para seções classe 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \quad (62)$$

$\bar{\lambda}_0$ é o limite de esbeltez adimensional. Para seções circulares $\bar{\lambda}_0=0,40$

N_{cr} é a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) dada por $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{ef}^2}$

Caso $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq \bar{\lambda}_0^2$ o efeito da flambagem nas seções poderá ser ignorado

O valor da resistência a flambagem do elemento comprimido das seções classe 1,2 ou 3, é dado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (63)$$

Onde:

γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos sujeitos a instabilidade ($\gamma_{M1} = 1$)

A seguinte condição precisa ser verificada para que os elementos comprimidos com relação a flambagem:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (64)$$

2.3.5 Dimensionamento de Colunas Mistas em Aço Inoxidável e Aço Carbono preenchidas de concreto

Nas últimas décadas diversos estudos vem sido desenvolvidos sobre colunas mistas tubulares preenchidas de concreto. Os perfis tubulares em específico os circulares, constitui como uma única seção possível de completa simetria em qualquer direção que passe pelo seu eixo. Nenhum outro tipo de seção é capaz de coincidir seu centro de gravidade com o centro de cisalhamento e ainda manter a simetria em relação a qualquer posição que se encontrem.

De acordo com Han *et al.* [12] a capacidade resistente de colunas curtas mistas podem ser previstas como a capacidade da seção transversal CFDST equivalente. Nos cálculos presume-se que a capacidade total ($N_{u,sm}$) da coluna DST de aço inoxidável-concreto-aço carbono é a soma da capacidade interior ($N_{i,u}$) e uma capacidade ($N_{osu,u}$) caracterizada pela contribuição do tubo de aço inoxidável exterior, juntamente com o concreto, ou seja:

$$N_{u,sm} = N_{osc,u} + N_{i,u} \quad (65)$$

Onde:

$$\begin{aligned} N_{osc,u} &= f_{osc} A_{soc} \\ N_{i,u} &= A_{si} f_{syi} \end{aligned} \quad (66)$$

A resistência ($N_{osu,u}$) 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 de aço inoxidável-concreto-aço carbono. Para as seções circulares tem-se:

$$f_{osc} = C_1 \chi_{HAN}^2 f_{syo} + C_2 (1,14 + 1,02\xi) f_{ck} \quad (67)$$

Onde

$$C_1 = \frac{\alpha}{(1 + \alpha)} \quad (68)$$

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

$$\alpha = \frac{A_{so}}{A_c} \quad (69)$$

$$\alpha_n = \frac{A_{so}}{A_{ce}}$$

$$\chi_{HAN} = \frac{d}{D - 2t_{so}} \quad (70)$$

ξ é o fator de confinamento nominal de aço inoxidável, concreto e aço carbono e pode ser dado como :

$$\xi = \frac{A_{so} f_{syo}}{A_{ce} f_{ck}} \quad (71)$$

Em que A_{so} e A_{ce} são as áreas da seção transversal do tubo de aço inoxidável exterior e área nominal da seção transversal do concreto, respectivamente, f_{syo} é a tensão de escoamento do aço inoxidável; f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão e f_{syo} é a tensão de escoamento do aço carbono.

A área A_{soc} é a área da seção transversal do tubo exterior do aço inoxidável e concreto dado por:

$$A_{soc} = A_{so} + A_c \quad (72)$$

Onde:

Área do concreto:

$$A_c = \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} \quad (73)$$

Área nominal de concreto

$$A_{ce} = \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} \quad (74)$$

Área do tubo interno de aço inox

$$A_{si} = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{\pi(d - 2t_{si})^2}{4} \quad (75)$$

Área do tubo externo de aço carbono

$$A_{si} = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi(D - 2t_{so})^2}{4} \quad (76)$$

3 MODELOS NUMÉRICOS

Este trabalho tem por objetivo estudar o comportamento estrutural das colunas mistas aço inoxidável, concreto e aço carbono quando sujeitas a esforços axiais de compressão. Assim sendo, serão verificados os esforços, deslocamentos e modos de falha na ocorrência de acréscimo de carga nestas colunas.

Primeiramente, será feita uma descrição e apresentação dos resultados experimentais obtidos por Silva [14], para posterior calibração do modelo numérico desenvolvido na presente dissertação.

3.1 Modelo Experimental

O modelo experimental usado como base neste trabalho foi desenvolvido por Silva [14] e consistiu do cálculo e da avaliação dos comportamentos das colunas curtas de perfil tubular duplo de seção circular, cujo tubo externo é constituído por aço inoxidável e o tubo interno por aço carbono sendo o espaço entre eles preenchido com concreto.

Foram utilizados seis protótipos de colunas tubulares, sendo que dois protótipos foram executados com colunas sem o preenchimento de concreto. Deste total de colunas mistas testadas, foram descartados dois modelos com preenchimento de concreto, uma vez que estas colunas apresentaram excentricidade sendo desprezados os resultados experimentais. As características dos materiais assim como a geometria dos tubos foram escolhidas com base nos parâmetros apresentados por Han *et al.*[12].

Um dos parâmetros utilizados foi a variação do diâmetro do tubo interno e a espessura de sua parede, sendo definida pela relação χ que pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\chi_{HAN} = \frac{d}{D - 2t_{s0}} \quad (77)$$

Onde:

D é o diâmetro do tubo externo do aço inoxidável;

d é o diâmetro do tubo interno do aço carbono;

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

As dimensões das colunas testadas assim como a nomenclatura de identificação de cada coluna, estão descritas na Tabela 13 a seguir. Foram adotadas relações entre diâmetros interno e externo próximos a 0,5 e 0,75, respectivamente.

Para que as colunas garantissem a idealização de coluna curta, ou seja, relação entre o diâmetro externo do tubo de aço inoxidável e a altura igual a 1/3, todas as colunas foram testadas com comprimento igual a 700 mm.

Tabela 13 – Dimensões dos modelos experimentais [14]

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	165,10 x 4,25	0,78	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	114,30 x 4,50	0,54	40	700

O concreto utilizado foi o concreto fluido e autoadensável industrial. A utilização deste tipo de concreto minimiza o efeito de retração do concreto no estado fresco e elimina a etapa de adensamento.

Foram realizados ensaios de caracterização das amostras do tubo, a fim de se obter as propriedades dos aços utilizados no programa experimental. Os resultados encontrados, encontram-se na Tabela 14.

As colunas foram submetidas a cargas de compressão, contendo dezesseis extensômetros para medir as deformações a meia altura da coluna nas direções longitudinais e transversais (oito em cada tubo). Transdutores de deslocamentos também foram instalados para medir os deslocamentos verticais. Foi estabelecida também uma taxa de carregamento (deformação por minuto) variando entre 250 a 300 N/s e de 2500 a 3000 N/s nos descarregamentos. Foram executados

carregamentos e descarregamentos para níveis de carga aplicada de 300 kN e 600 kN até o limite de resistência de cada coluna.

Tabela 14 – Propriedades dos aços

Tipo	Espessura (mm)	f_y (MPa)	E (N/mm ²)	ν (Poisson)
Aço carbono	4,25 ou 4,50	335	1,92 x10 ⁵	700
Aço Inoxidável	3,76	324	2,01x10 ⁵	700

O objetivo do programa experimental foi comparar os modelos elaborados com as recomendações de cálculo do Eurocode 3 [16], do Eurocode 4 [36] e Método Simplificado proposto por Han *et al.* [12]:

- Ensaio Coluna CH1-1: Nesta coluna sem preenchimento de concreto, foi verificada a ocorrência de flambagem local para ambos os tubos porém de maneiras diferentes. O tubo externo de aço inoxidável apresentou um modo de falha por flambagem na extremidade inferior tipo concertina conhecido como “pata de elefante”, já o tubo interno de aço carbono apresentou uma flambagem local no meio da coluna conhecido “diamante”. Estes modos de flambagem podem ser vistos na Figura 30.



Figura 30 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH1-1 [14]

- Ensaio Coluna CH2-1: Nesta coluna sem preenchimento de concreto, ocorreram tipos de flambagem distintas da coluna CH1-1 fato este devido ao tubo interno possuir diâmetro menor. O tubo interno de aço carbono apresentou um modo de flambagem global, além de ter sofrido algumas deformações circunferenciais nas extremidades, já no tubo externo de aço inoxidável ocorreu o mesmo tipo de flambagem “pata de elefante” conforme tubo anterior. Os modos de flambagem assim como as deformações nas extremidades do tubo interno podem ser vistos na Figura 31 e na Figura 32, respectivamente.



Figura 31 – Modo de flambagem dos tubos da coluna CH2-1 [14]



a) parte superior do tubo interno



b) parte inferior do tubo interno

Figura 32 – Deformações nas extremidades do tubo de aço carbono da coluna CH2-

- Ensaio Coluna C1-1: as dimensões desta coluna são as mesmas da coluna CH1-1. O preenchimento de concreto entre os tubos foi realizado até o limite do anel da placa de base de forma a permitir uma transmissão uniforme de carga entre os três materiais que compõem a coluna. O modo de falha ocorrido durante o ensaio pode ser visto na Figura 33. Pode-se perceber que comparando-se com a mesma seção tubular dupla sem concreto, que neste caso, o concreto da coluna preenchida retarda a flambagem local como um todo criando um estado de confinamento do concreto que aumenta a resistência a compressão da coluna mista. É importante notar que o tubo interno confinado sofre um estado de tensões adicional fruto do confinamento da seção de concreto situada entre os tubos.



Figura 33 – Falhas observadas durante o ensaio da coluna C1-1 [14]

- Ensaio Coluna C2-1: as dimensões desta coluna são as mesmas da coluna CH2-1. O preenchimento de concreto foi realizado da mesma maneira que na coluna C1-1. Neste ensaio, a coluna após a concretagem obteve uma excentricidade entre as extremidades inferior e superior da coluna estimada em 3,76mm, com isto o resultado obtido sofreu influência de flexão por excentricidade, reduzindo a resistência esperada, mas mesmo assim, a resistência desta coluna foi superior a coluna C1-1. Outro ensaio foi realizado com um protótipo com as mesmas características destas colunas, e foi

encontrado excentricidade da mesma maneira. Nos dois ensaios realizados ocorreu flambagem local do tipo concertina “pata de elefante” nas extremidades superior e inferior da coluna conforme pode ser observado na Figura 34.



Figura 34 – Modos de flambagem observados nas colunas C2-1 e C2-1 [14]

Com relação as seções mistas, percebeu-se um desempenho mais favorável nas colunas cuja relação diâmetro interno e externo foram próximos de 0,5. A Tabela 15 mostra as cargas máximas obtidas em cada ensaio.

Tabela 15 – Cargas máximas obtidas nos ensaios [14]

Coluna ID	N_{ue} (kN)
CH1-1	1371,76
CH2-1	1184,04
C1-1	1933,08
C1-2	2129,07
C2-1	2344,97
C2-2	2290,00

3.2 Modelos Numéricos

Existem vários fatores relevantes que devem ser considerados antes do início das análises numéricas, tais como, tipo de elemento que deverá ser usado, o tipo de análise que será feita, quantos e quais tipos de materiais serão utilizados, as condições de contorno dos modelos que serão gerados. Além disto, a fim de validar o modelo numérico, é necessário que esse seja comparado com algum ensaio experimental caracterizando uma situação real.

Muitas das análises estruturais nos projetos de engenharia civil nos dias de hoje ainda é baseada em hipóteses de comportamento elástico dos materiais aço e concreto. Parte-se de uma geometria inicial para os diversos elementos estruturais e com isso obtêm-se os esforços solicitantes em toda a estrutura, bem como as reações nos apoios. Uma vez encontrados estes esforços, passa-se para o processo de dimensionamento. Esta abordagem está consolidada no meio técnico da engenharia e ainda constitui a melhor ferramenta para projetos de estruturas que envolvem a utilização do concreto armado. Trata-se, portanto, de uma análise linear de estruturas para obtenção de esforços e, posteriormente, o dimensionamento é feito baseado em hipóteses que consideram a ruptura ou escoamento dos materiais.

A dificuldade para uma análise não linear é resultado da interdependência da rigidez, da carga e do deslocamento. Em contraste com a análise linear, a matriz de rigidez em uma análise não linear depende do deslocamento, bem como das forças. A força aplicada irá criar deslocamentos que alterarão a geometria e, assim, a resistência estrutural contra as cargas externas. Usando a força e uma matriz de rigidez inicial para cálculo, o deslocamento é obtido e, com a força aplicada, alteram a matriz de rigidez e invalidam o resultado para uma análise prévia. Para alcançar a solução que satisfaça a equação anterior, uma aproximação incremental linearizada, por um processo de tentativa e erro ou um esquema incremental-iterativo, são necessários. De forma genérica, um método direto iterativo, um método incremental ou um procedimento preditor-corretor podem ser usados para solução. Exemplos de alguns destes métodos são o método iterativo direto, o método incremental puro, o método incremental-iterativo e o método de Newton-Raphson [3].

A modelagem com método dos elementos finitos pode ser feita por diversos tipos de análises, como as estáticas, as dinâmicas de caráter modal ou envolvendo

vibrações forçadas, entre outras. As análises estáticas lineares elásticas configuram-se como caso mais simples e padrão, porém possuem escopo restrito, o que provoca aplicação limitada. Assim, deve-se incorporar alternativas para considerar a possibilidade da ocorrência das instabilidades estruturais. Por meio da análise de autovalores e autovetores pode-se estudar a flambagem global com base em processos de solução da equação diferencial que controla este fenômeno. Utiliza-se também este tipo de análise para determinar a forma crítica das imperfeições que se deve adotar nos modelos para representar com maior precisão o comportamento real das estruturas, superando, por exemplo, possíveis pontos de bifurcação na trajetória de equilíbrio das estruturas analisadas. Entretanto, quando surgem nas estruturas flambagens locais, laterais, tensões residuais ou fenômenos envolvendo plastificação, análises mais refinadas passam a ser necessárias [3].

A análise não linear possui diferentes níveis e graus de refinamento de acordo com o comportamento da estrutura. Sendo esta técnica complexa só pode ser simulada em programas computacionais tendo como base o critério das curvas carga *versus* deslocamento. Uma avaliação mais real e precisa da estrutura deve ser executada com análises que considerem os vários efeitos não lineares que usualmente nela ocorrem. Duas classes de não linearidades são normalmente identificadas. A primeira classe consiste na não linearidade do material, que se origina das mudanças na resposta física de um material às tensões, e surge sob a forma de leis constitutivas variáveis e dependentes da trajetória. A segunda classe consiste na não linearidade geométrica, que é produzida por deformações finitas acompanhadas de modificações na rigidez de uma estrutura sob um certo carregamento [3].

Quando a não linearidade do material é considerada na análise, normalmente, isto é feito na matriz constitutiva do material. Para os aços estruturais, diversas formulações podem ser usadas para modelar o seu comportamento. De modo geral, os aços são modelados com um critério de escoamento de Von Mises, com lei de encruamento isotrópica. Desta forma, a curva tensão *versus* deformação é linear elástica até o escoamento, e perfeitamente plástica entre o limite elástico e o início do encruamento. Este procedimento baseia-se na verificação do comportamento de cada ponto da estrutura, de modo que este esteja contido dentro de uma superfície de escoamento com crescimento isotrópico. Quando essa condição é violada, geralmente usa-se um procedimento de retorno radial à superfície, para garantir que

o comportamento do material inicialmente estabelecido continue a ser válido durante a análise [3].

Esta conclusão é interessante, pois garante a qualidade da prática realizada nos dias atuais em projeto de estruturas. Do ponto de vista do comportamento das estruturas em serviço, ou seja, deformações e deslocamentos dos elementos, e sua alta influência na rigidez dessas peças, a análise não-linear ganha destaque.

Desta forma, esta seção descreve a modelagem numérica baseada no trabalho experimental de Silva [14] para avaliação de colunas tubulares mistas, DST, compostas de aço inoxidável e aço carbono preenchidas com concreto entre os tubos submetidas a esforços de compressão.

Foi realizada uma análise numérica utilizando o programa de elementos finitos – ANSYS [15], onde se utilizou para a modelagem das estruturas tubulares de aço inoxidável e aço carbono, o elemento tipo casca - SHELL181, e nas colunas que continham concreto entre os tubos, além do elemento de casca, foi utilizado também, o elemento sólido - SOLID65 ambos pertencentes a biblioteca do ANSYS [15].

O elemento de casca SHELL181, parece ser o tipo de elemento mais eficaz a ser utilizado para refletir as características de deformação das colunas DST quando submetidas a esforços de compressão axial. Este elemento é composto por quatro nós com seis graus de liberdade por nó – translações nas direções X,Y e Z e rotações em relação aos eixos X,Y,Z. A Figura 35 destaca a geometria do elemento, o qual considera os esforços de flexão, cisalhamento e efeito de membrana indicado para grandes deslocamentos e rotações em análises não-lineares.

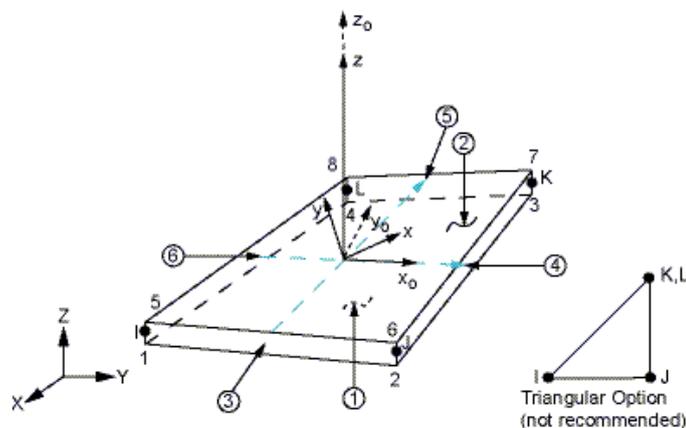


Figura 35 – Geometria do Elemento SHELL181 [15]

Para a seção do aço, a espessura da parede é relativamente pequena em relação as outras dimensões, sendo assim, sob uma carga de compressão axial, a seção oca pode sofrer deformação de compressão e flambagem local, sendo o elemento de casca capaz de refletir essas características, uma vez que nas malhas dos modelos de elementos finitos compostos por estes elementos, a espessura física é ignorada. Sendo assim, o algoritmo só irá identificar o contato entre dois membros de elemento de casca (o que representa a superfície média de cada membro).

O elemento sólido SOLID45 pode ser utilizado na discretização do concreto, assim como é capaz de simular o seu comportamento tal como fissuração (em direções ortogonais) na tração, esmagamento na compressão, deformação plástica e de fluência. A escolha por um elemento sólido faz-se necessária para simulação dos efeitos de concentração de tensões entre os dois tubos metálicos. Este elemento é composto por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções X,Y,Z. conforme mostrado na Figura 36.

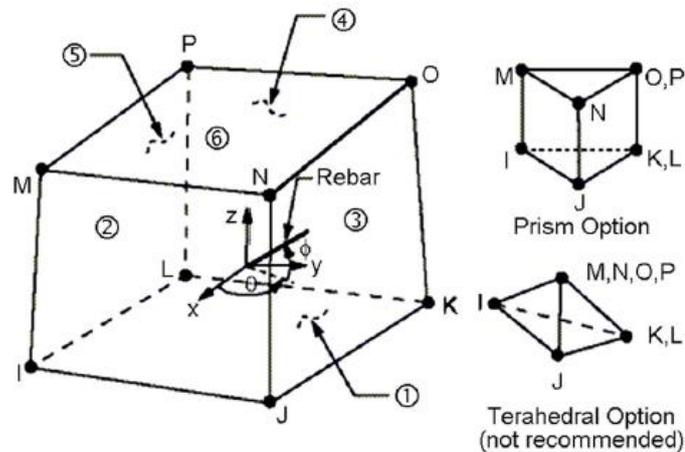


Figura 36 – Geometria do Elemento SOLID 45 [15]

Os modelos numéricos da colunas geradas foram identificadas de acordo com a Tabela 16. As colunas dupla pele sem a presença de concreto foram identificadas como “SC” e as colunas dupla pele preenchidas de concreto foram identificadas como “CC”. A Tabela 17 mostra as novas identificações a partir do modelo experimental de Silva [14].

Para as colunas de aço inoxidável foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{GPa}$; tensão de escoamento $f_y=324\text{ MPa}$, e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Já para as colunas de aço carbono foram considerados: Módulo de Young $E= 205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y=335\text{ MPa}$, e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Para o concreto, o valor da resistência a compressão $f_{ck}=54\text{ MPa}$, ângulo de atrito interno = $54,72^\circ$ e fator de coesão de 5 MPa .

Tabela 16 – Geometria dos Modelos

Coluna	Diâmetro Externo (mm)	Diâmetro Interno (mm)	Di/De	Altura (mm)
1-SC	210	165	0,786	630
2-SC	210	114,3	0,544	630
1-CC	210	165	0,786	630
2-CC	210	114,3	0,544	630

Tabela 17 – Nomenclatura dos modelos experimentais e numéricos

Modelo Experimental	Modelo Numérico
CH1-1	1-SC
CH2-1	2-SC
C1-1	1-CC
C2-1/C2-2	2-CC

3.2.1 Modelos sem o preenchimento de concreto

Os modelos numéricos das colunas 1-SC e 2-SC compostas por um tubo externo de aço inoxidável e um tubo interno de aço carbono foram desenvolvidos obedecendo-se as seguintes etapas:

- Etapa 1: Definição da Geometria da Coluna – consistiu na construção dos perfis circulares que compõem as colunas 1-SC e 2-SC conforme geometrias especificadas na Tabela 16 e apresentadas na Figura 37.

- Etapa 2: Colocação das Placas de Base e de Topo – o objetivo dessa placa foi simular o engastamento na base e no topo com liberação de translação vertical e a ação conjunta dos dois perfis. A chapa foi considerada com uma rigidez elevada para que não influenciasse no comportamento da coluna. A tensão de escoamento (f_y) adotada foi de 500 MPa e a espessura (e) de 15 mm conforme demonstrado na Figura 38.

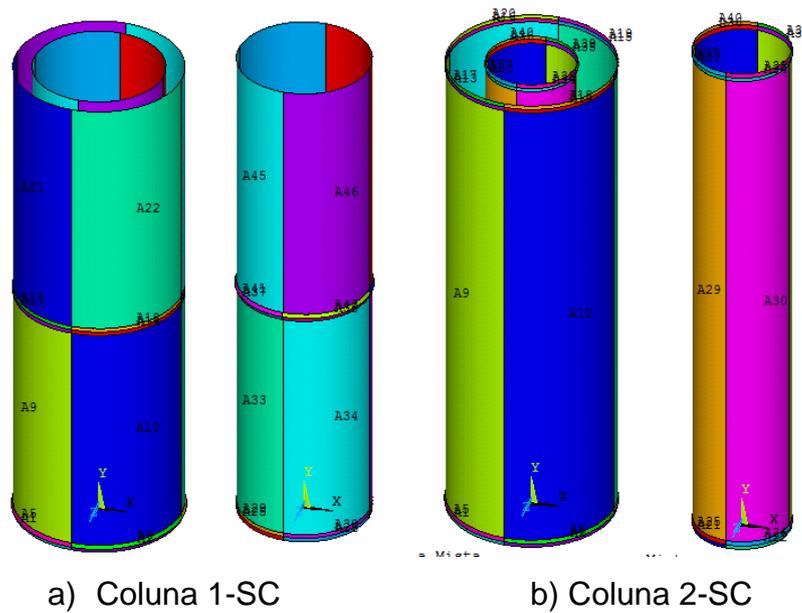


Figura 37 – Área dos tubos externos e internos

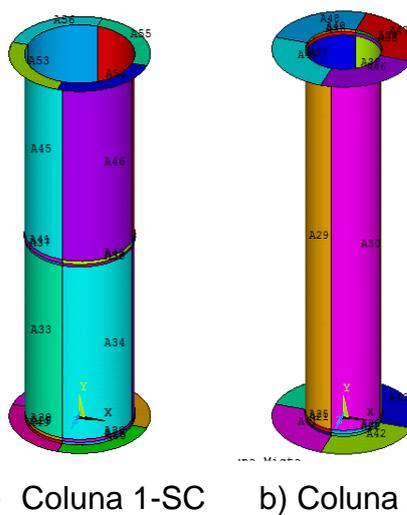


Figura 38 – Área das placas com os tubos internos

- Etapa 3: Discretização do Modelo – com as geometrias e propriedades de todos os materiais definidos foi possível então discretizar uma malha satisfatória para os modelos gerados. A malha foi empregada de tal forma que ficasse dividida de uma maneira uniforme por todos os elementos conforme apresentado na Figura 39.

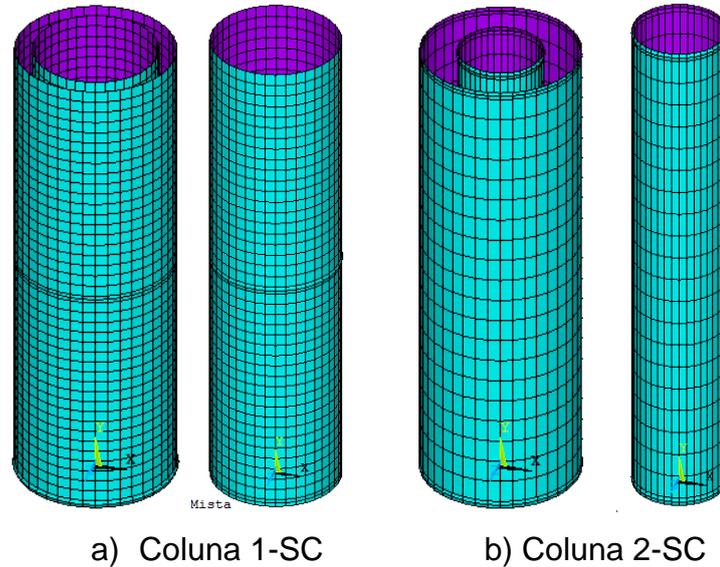


Figura 39 – Malha de elementos finitos das colunas sem concreto

- Etapa 4: Condição de Contorno – os apoios das colunas foram simulados através de restrições dos graus de liberdade. O esquema estrutural usado para as colunas consiste em engaste da base e apoio tipo carrinho para o topo. Com a criação do elemento de massa no ponto central da seção transversal, ambos os nós ficaram totalmente restritos e, em seguida, foi eliminada a restrição da direção Y no nó superior central, representando assim, o modelo estrutural usado por Silva [14].

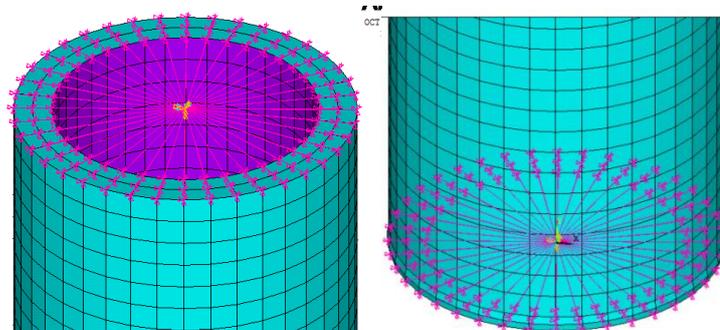


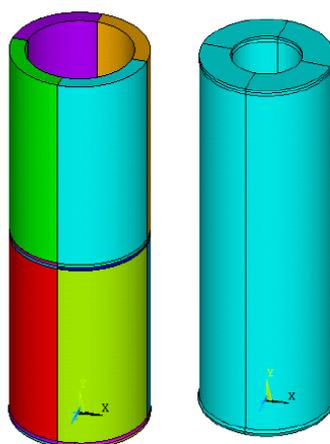
Figura 40 – Detalhe das condições de contorno da Coluna 1SC aplicável a todas as colunas modeladas

- Etapa 5: Aplicação da Imperfeição – A imperfeição foi introduzida através de uma análise de autovalores e autovetores onde foi aplicada diretamente no nó superior, uma carga unitária no sentido negativo de Y. Utilizou-se uma imperfeição da ordem de 0,1 da espessura do tubo externo;
- Etapa 6: Caracterização do comportamento não-linear do material de acordo com a curva real obtida nos ensaios de tração.
- Etapa 7: Análise não linear – realização da análise não linear física e geométrica com os modelos gerados com as imperfeições iniciais.

3.2.2 Modelos com o preenchimento de concreto

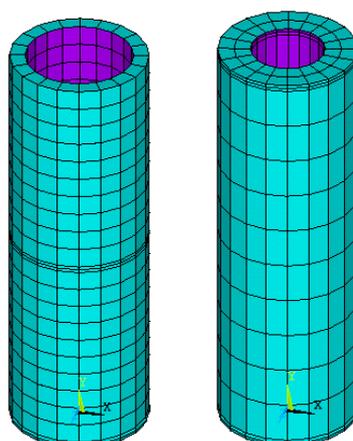
Os modelos numéricos das colunas 1-CC e 2-CC descritas na Tabela 16 são compostos por um tubo externo de aço inoxidável, um tubo interno de aço carbono e concreto preenchendo o espaço entre eles. Os modelos numéricos foram desenvolvidos obedecendo-se as seguintes etapas:

- Etapa 1: Definição da Geometria da Coluna – A diferença deste modelo gerado para as colunas sem concreto (1-SC e 2-SC) é que houve a criação de elementos volumétricos para a representação do concreto conforme mostrado na Figura 41. A lei constitutiva do concreto foi considerada de acordo com o critério de Drucker Prager sendo utilizado em ambas as colunas, um fator de coesão de 5 MPa e um ângulo de atrito interno de $54,72^\circ$ com base nos valores experimentais de Silva [14].
- Etapas 2 a 5: Para as colunas mistas, foram consideradas as mesmas definições das etapas 2 a 5 apresentadas anteriormente. As malhas de elementos finitos das colunas mistas são apresentadas na Figura 42.
- Etapa 6: Contato – para que os elementos dos tubos metálicos comportem-se como estando em contato com o concreto, foram introduzidos elementos de contato entre eles, considerando um coeficiente de atrito de 0,25. Os elementos de contato podem ser vistos na Figura 43.



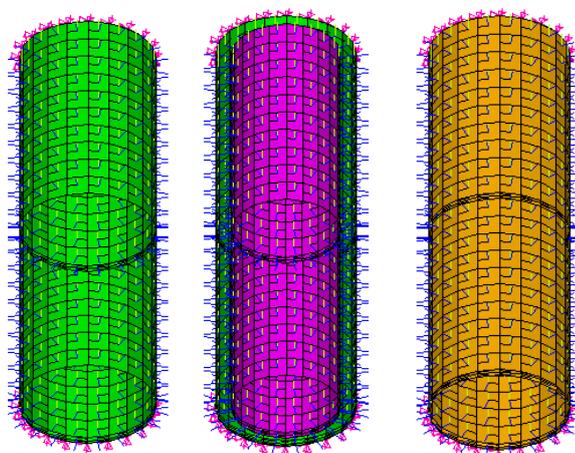
a) Coluna 1CC b) Coluna 2CC

Figura 41 – Volumes de concreto das colunas



a) Coluna 1CC b) Coluna 2CC

Figura 42 – Malha dos elementos finitos coluna com concreto [15]



a) Aço Inox b) Aço Carbono c) Concreto

Figura 43 – Elementos de contato

3.3 Análise e Comparação de Resultados

Conforme descrito anteriormente, com a finalidade de se obter dados para a comparação com os resultados experimentais de Silva [14], foram gerados modelos numéricos compatíveis. Para cada modelo de coluna analisado, obteve-se um valor de carga máxima aplicada na coluna. Através desta análise foi possível obter as curvas carga *versus* deslocamento para posterior identificação da carga máxima conforme apresentado na Figura 44 para as quatro colunas utilizadas na calibração do modelo numérico.

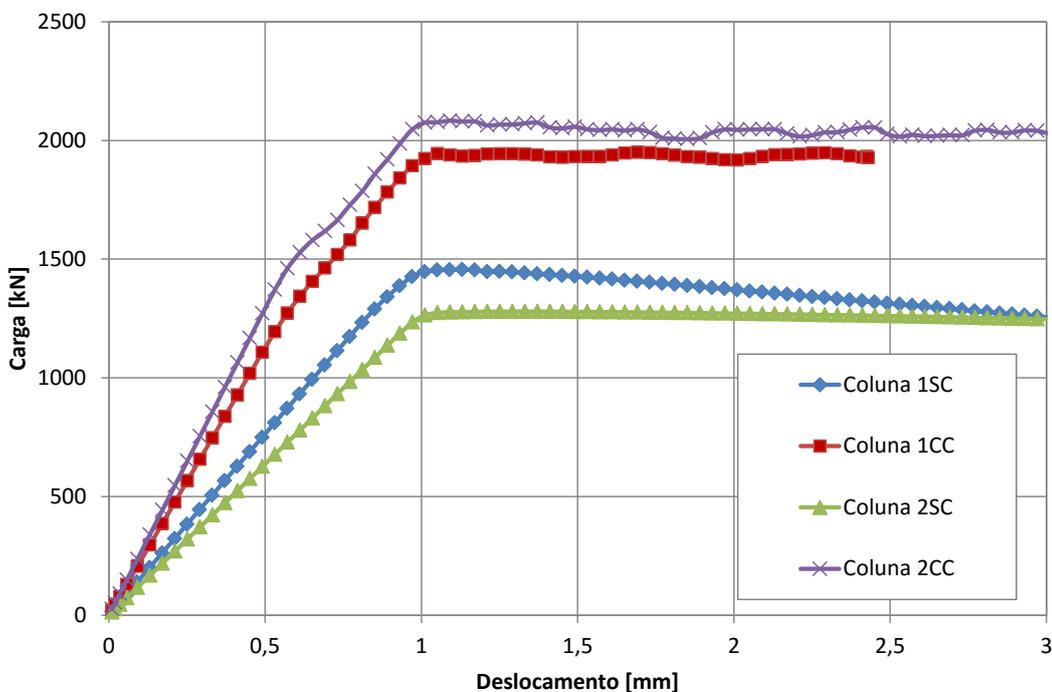


Figura 44 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento das Colunas

De forma a comparar o comportamento das colunas entre os resultados numéricos e os experimentais, a seguir são apresentadas as deformadas de todos os modelos gerados, assim como a distribuição da tensão de Von Mises dos tubos externos e internos das colunas. Nas colunas como preenchimento de concreto entre os tubos, apresenta-se também a deformação plástica do concreto de forma a identificar os casos onde este material possa ter controlado o dimensionamento das colunas analisadas.

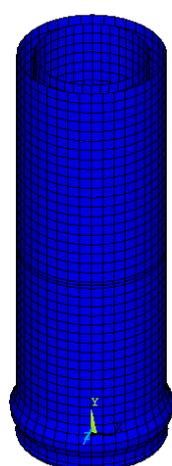
A Tabela 18 compara os resultados obtidos no ensaio experimental com os resultados encontrados nos modelos numéricos desenvolvidos. Observa-se uma razoável concordância entre os resultados experimental e numérico.

Tabela 18 – Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos numéricos

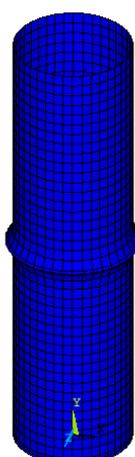
Coluna	1-SC	2-SC	1-CC	2-CC
Ensaio experimental (kN)	1371,76	1184,04	1933,08	2344,97 e 2290,00
Modelo Numérico (kN)	1455,10	1279,50	1949,30	2125,55
Experimental/Numérico	0,94	0,92	0,99	1,10 e 1,07

3.3.1 Coluna 1-SC – sem concreto

Para a coluna 1-SC, verificou-se que o tubo externo de aço inoxidável apresentou uma flambagem local “tipo pata de elefante” na região inferior conforme Figura 46 enquanto que o tubo interno de aço carbono a flambagem foi local a meia altura do tubo tipo “diamante” como pode ser visto na Figura 47. Ambas, de acordo com o ensaio experimental de Silva [14].



a)Tubo externo



b)Tubo interno



c) deformadas experimentais

Figura 45 – Configuração Deformada Coluna 1-SC

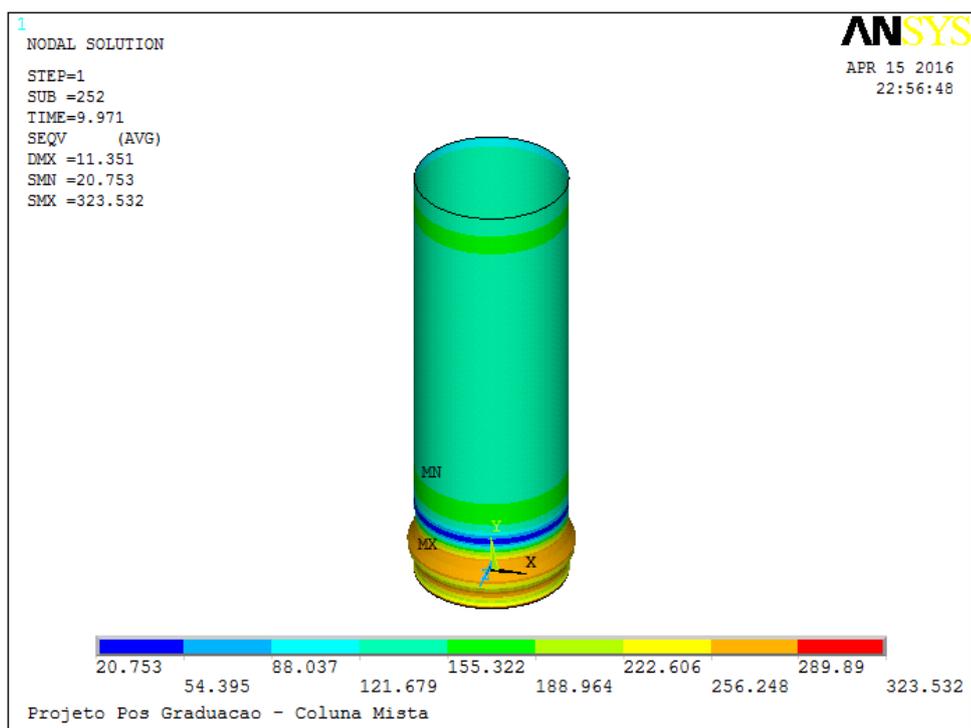


Figura 46 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) - 1-SC

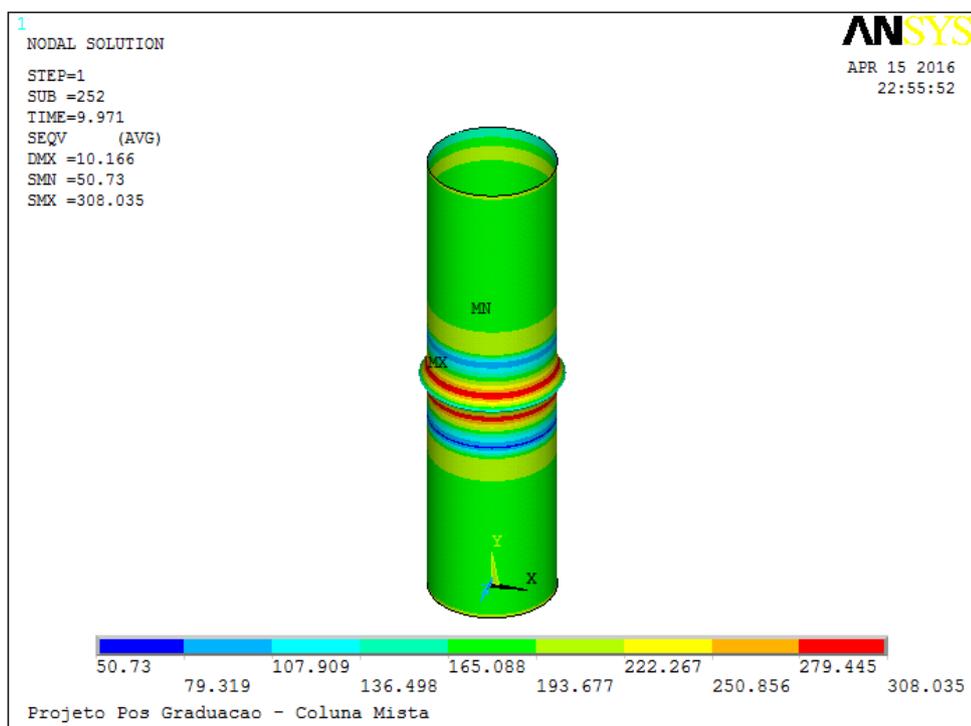


Figura 47 – Tensão de von Mises para o tubo de aço carbono (interno) - 1-SC

3.3.2 Coluna 2-SC – sem concreto

Para a coluna 2-SC foi observado que o tubo externo de aço inoxidável apresentou uma flambagem local do tipo “pata de elefante” e pode ser visto de acordo com a Figura 49 que as tensões máximas ocorreram na região em que ocorre a flambagem. O tubo interno de aço carbono apresentou a flambagem global conforme Figura 50 tendo em vista que possui seção transversal menor do que a coluna 1-SC. Ambos os tubos apresentaram comportamentos semelhantes aos ensaios experimentais.

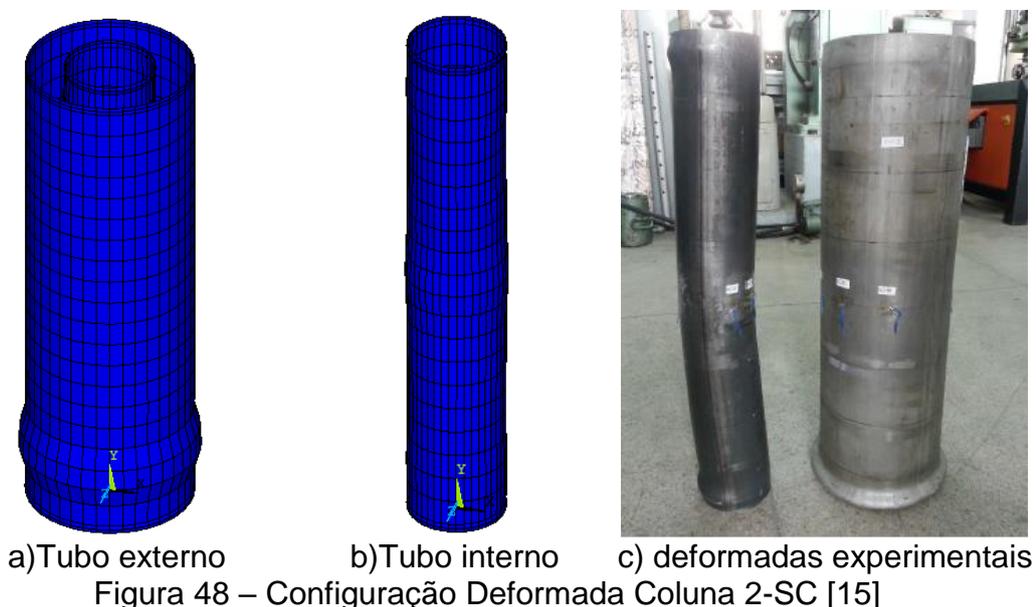


Figura 48 – Configuração Deformada Coluna 2-SC [15]

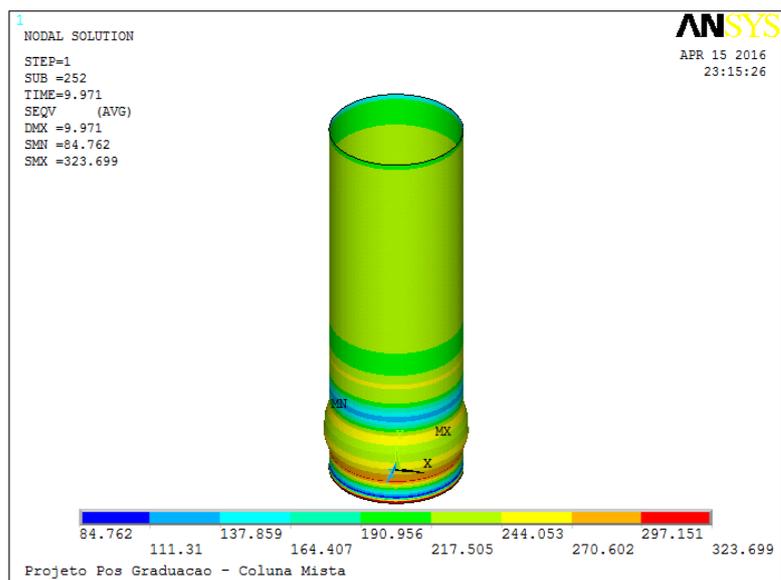


Figura 49 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) - 2SC

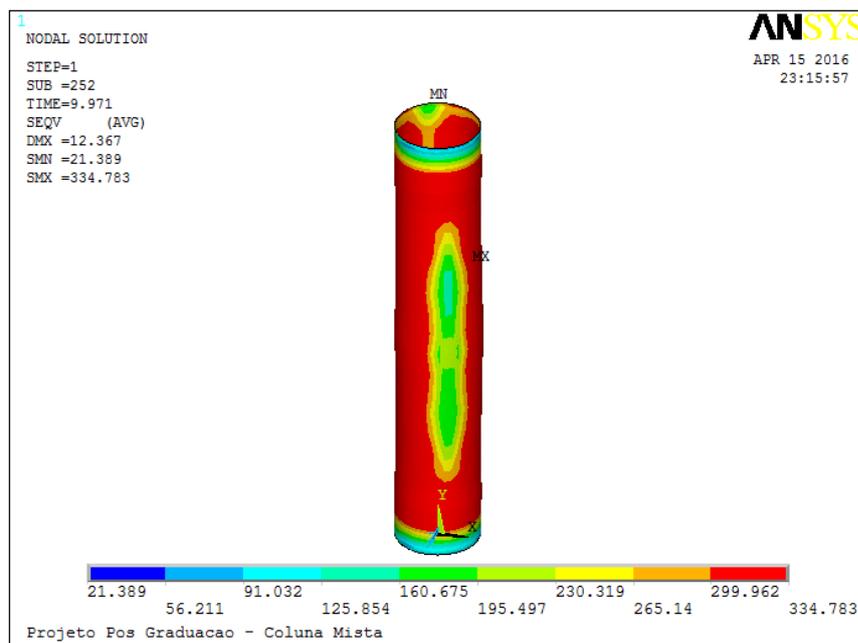


Figura 50 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço carbono (interno) – 2-SC

3.3.3 Coluna 1-CC – com concreto

Considerando-se a coluna 1-CC, o resultado foi bem satisfatório se comparado com o modelo experimental usado na calibração dos modelos numéricos. É possível verificar no tubo externo de aço inoxidável - Figura 51, que as variações das tensões mais altas concentraram-se no topo e na base da coluna. Pode-se perceber que em comparação a mesma seção tubular dupla sem concreto que o concreto retarda a flambagem local da coluna como um todo criando um estado de confinamento do concreto que aumenta a resistência a compressão da coluna mista. Todavia é importante notar que além da contribuição da resistência do concreto percebe-se que o tubo interno confinado sofre um estado de tensões adicional fruto do confinamento da seção concreto situada entre os tubos externo e interno.

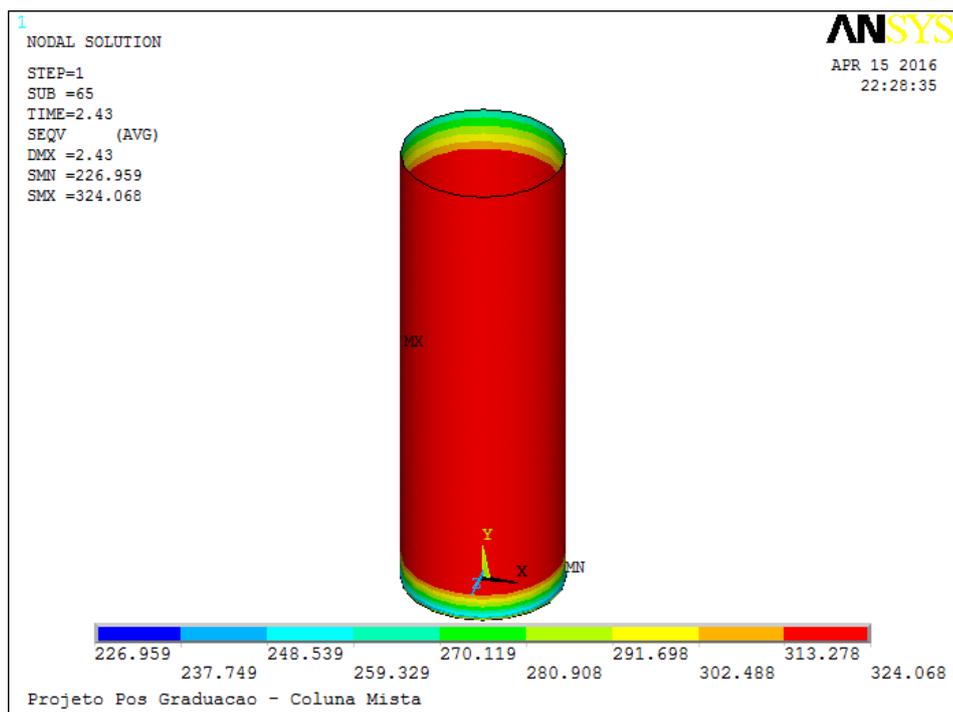


Figura 51 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) – 1-CC

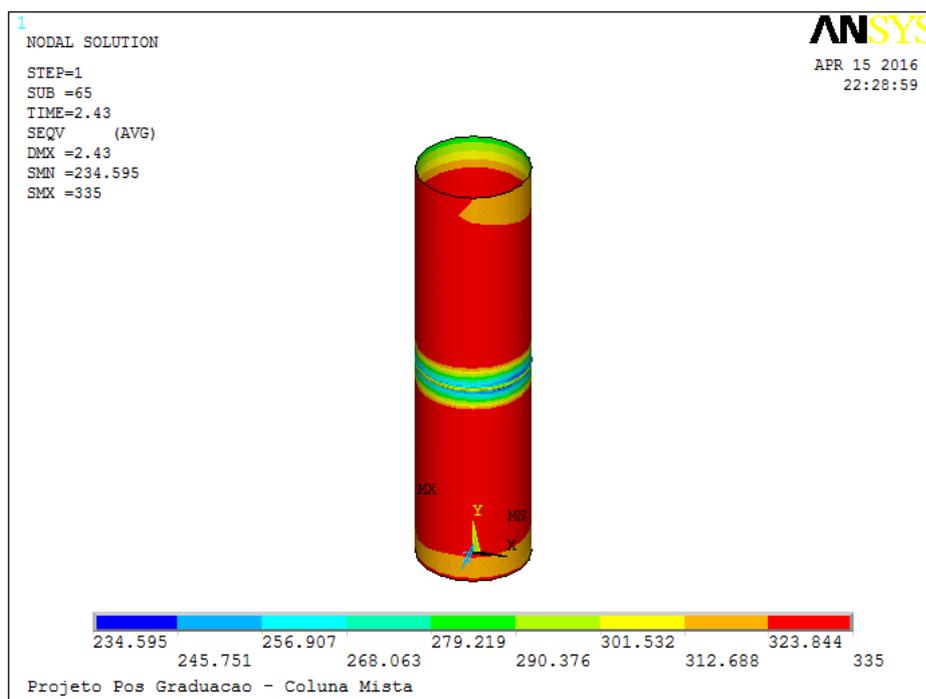


Figura 52 – Tensão de Von Mises para o tubo de aço carbono (interno) – 1-CC

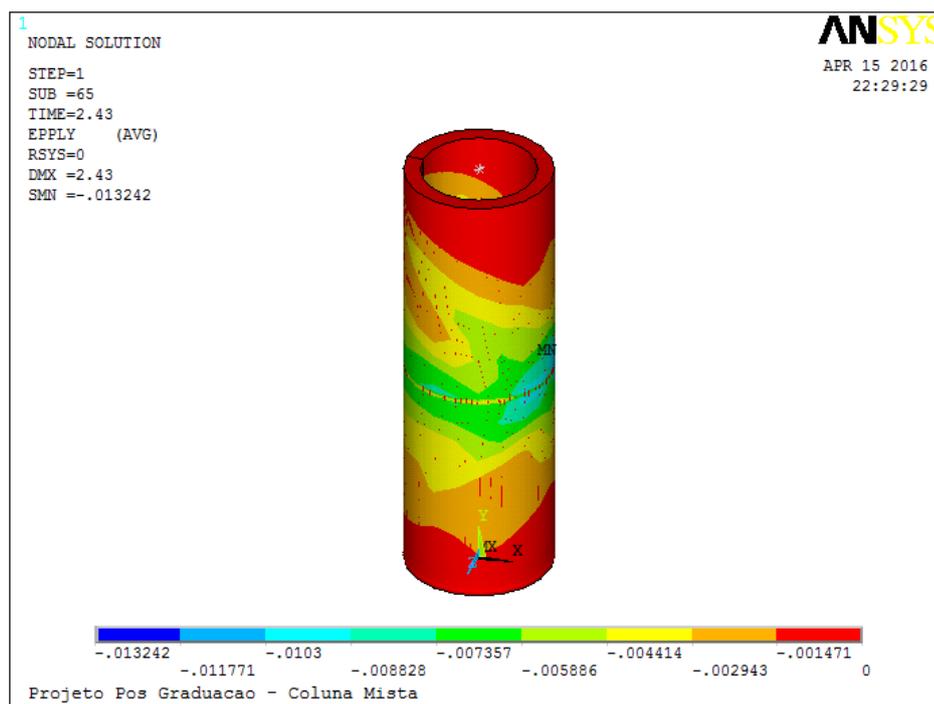


Figura 53 – Deformação plástica para o concreto preenchido - 1-CC

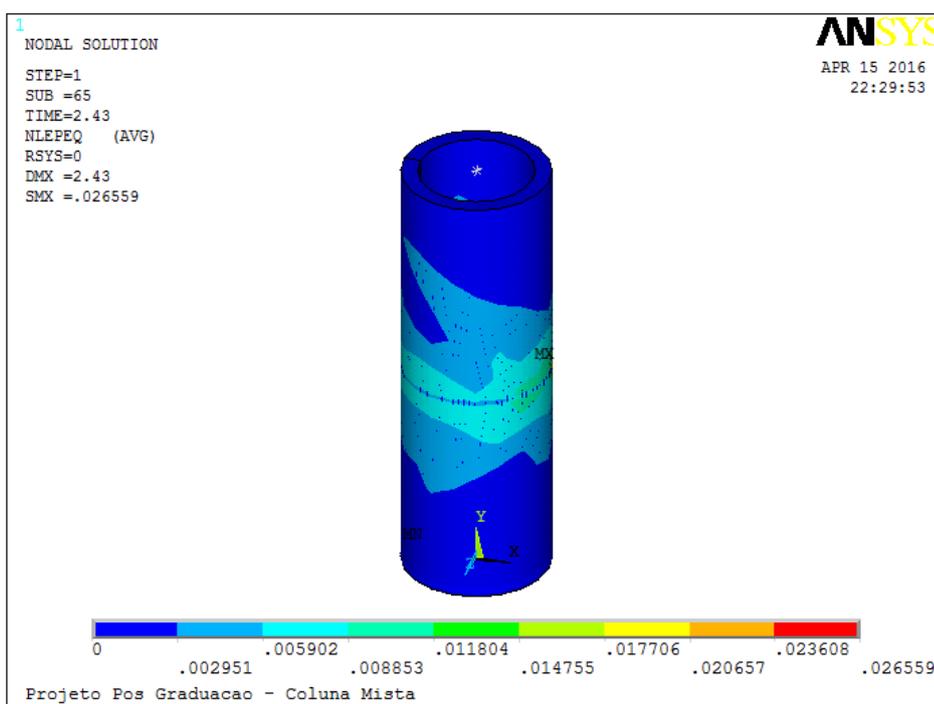


Figura 54 – Deformação plástica equivalente para o concreto preenchido 1-CC

3.3.4 Coluna 2-CC – com concreto

Finalmente, na coluna 2-CC: assim como na coluna 1CC, é visível que no tubo externo de aço inoxidável as tensões mais altas concentram-se no topo e na base da coluna. Como o diâmetro do tubo interno de aço carbono é menor, permite que o volume de concreto preenchido seja maior, fato este que aumenta a resistência global da coluna mista conforme Figura 55 a Figura 58.

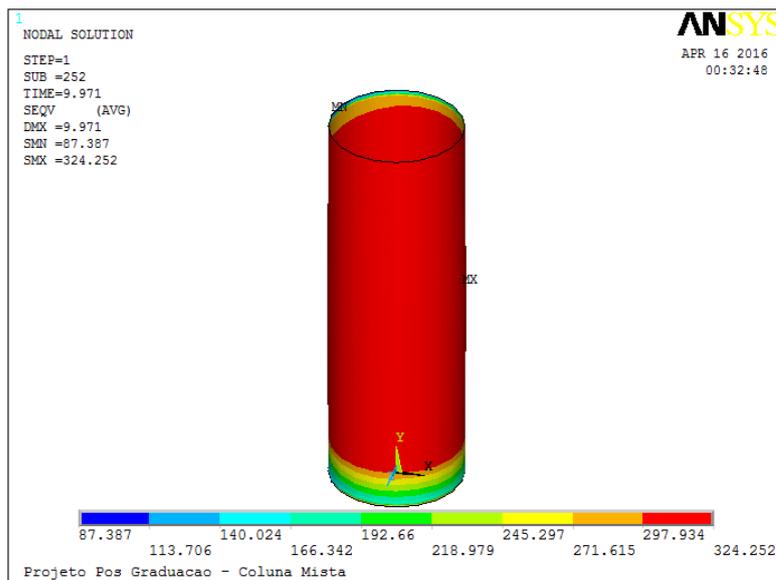


Figura 55 – Tensão de von Mises para o tubo de aço inoxidável (externo) – 2-CC

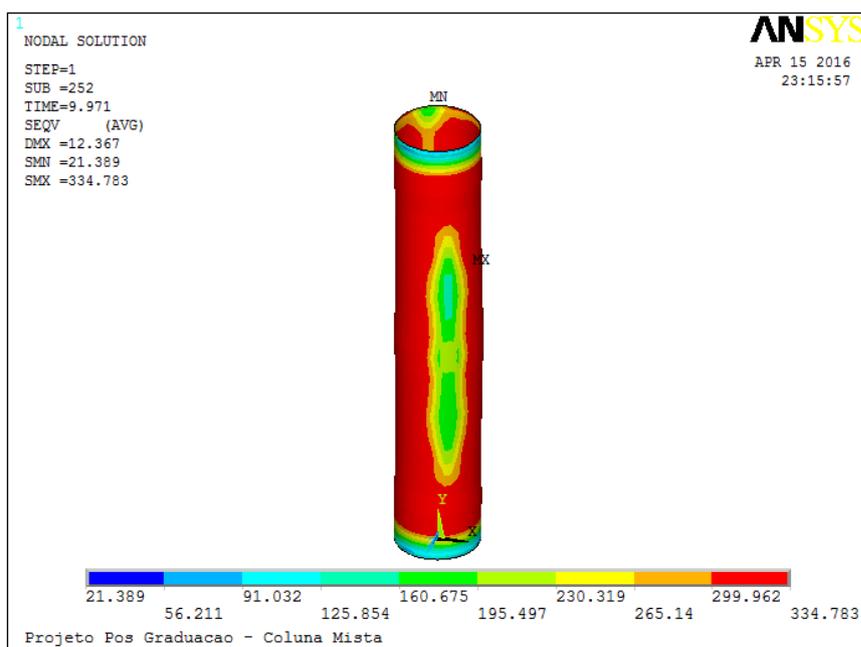


Figura 56 – Tensão de von Mises para o tubo de aço carbono (interno) da coluna 2CC [15]

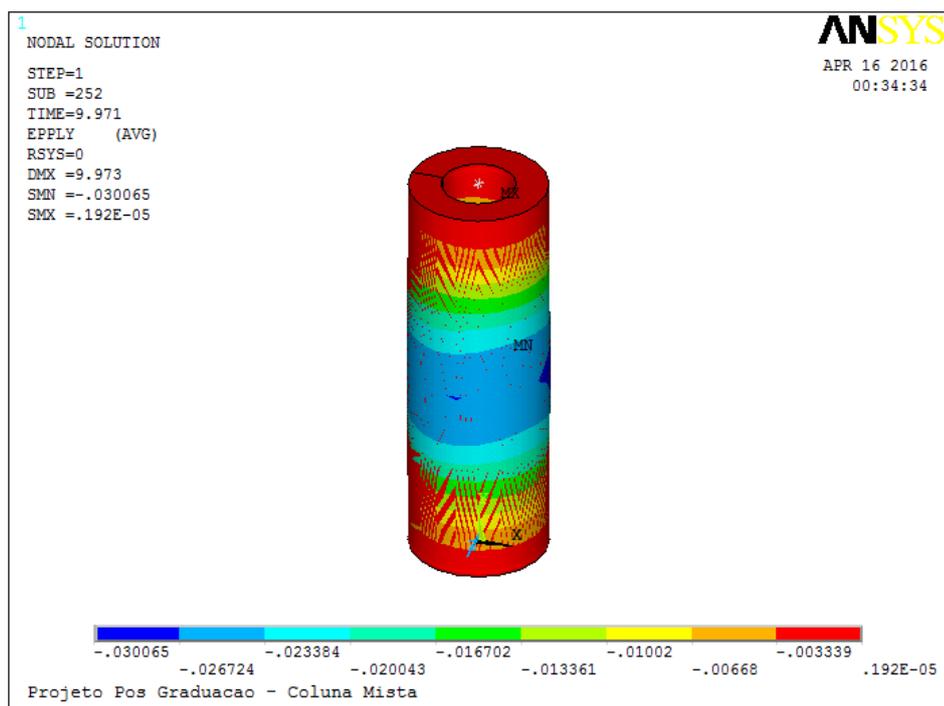


Figura 57 – Deformação plástica para o concreto preenchido – 2-CC

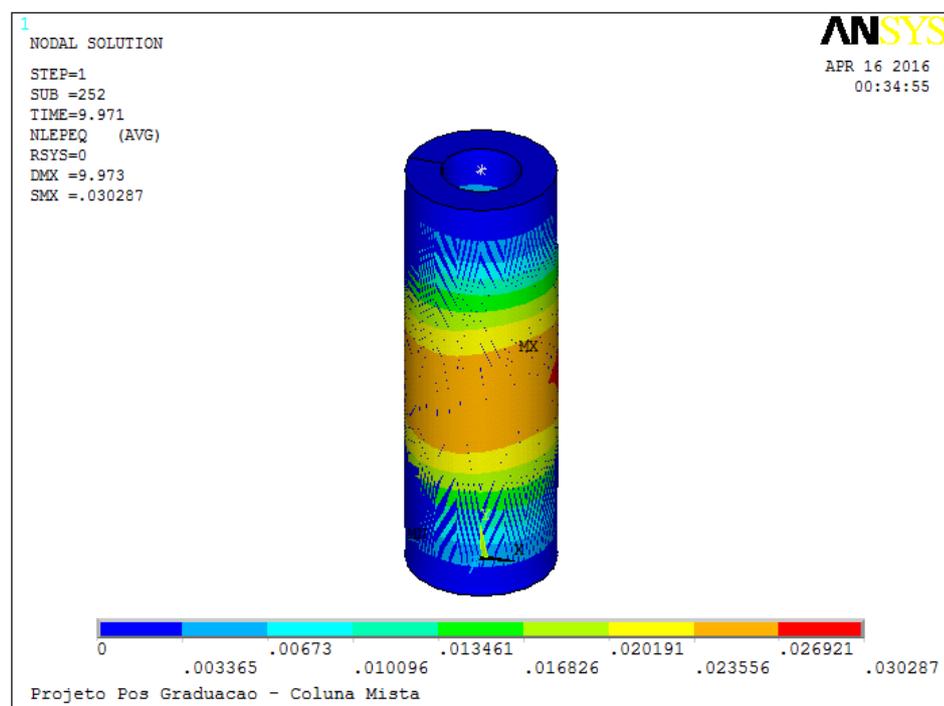


Figura 58 – Deformação plástica equivalente para o concreto preenchido – 2-CC

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica realizada com base nos modelos numéricos desenvolvidos no programa de elementos finitos Ansys [15] foi dividida em quatro etapas, tendo como objetivo, verificar a influência tanto do tubo interno composto de aço carbono com variações das geometrias como influência do tubo de aço inox variando as espessuras e o tipo de aço (duplex e austenítico) na capacidade resistente das colunas mistas estudadas no presente trabalho.

O comportamento da curva tensão *versus* deformação do aço inoxidável difere do aço carbono em alguns aspectos. Conforme pode ser visto na Figura 59, enquanto alguns tipos de aço carbono mostram um comportamento linear elástico até o limite de escoamento e um patamar antes do encruamento, o aço inoxidável tem uma resposta não linear, sem a caracterização clara do limite de escoamento. Na modelagem numérica, o aço carbono foi considerado material elasto-plástico perfeito.

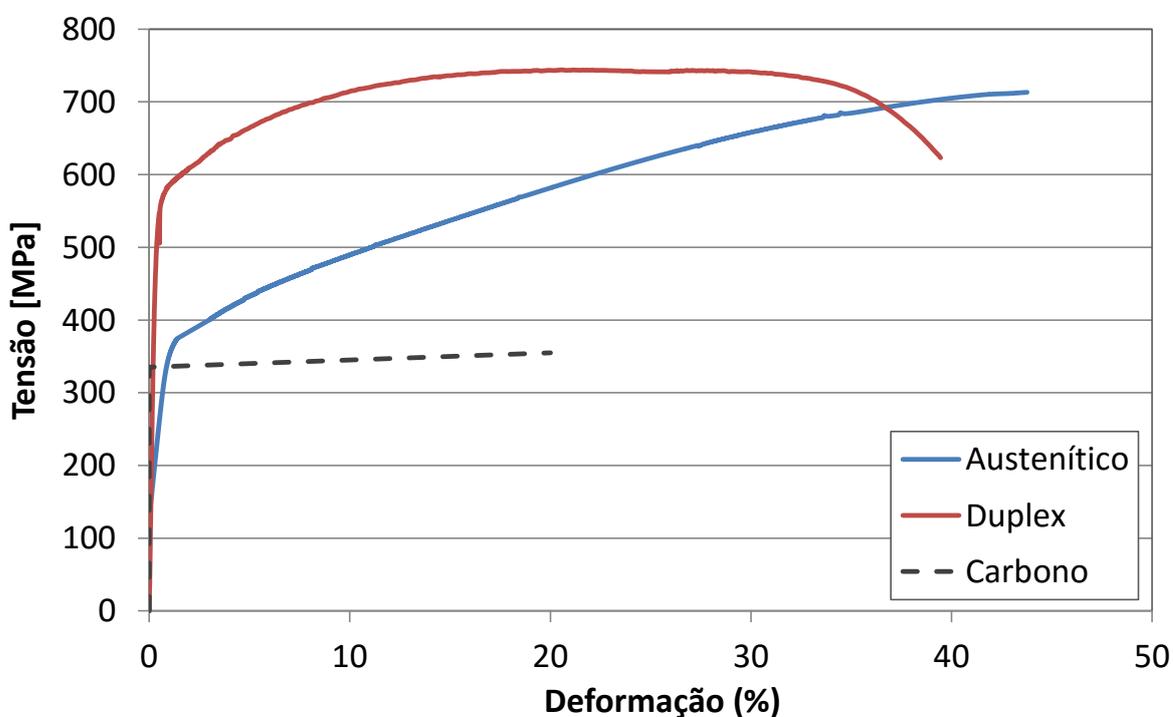


Figura 59 – Curvas tensão versus deformação dos aços utilizados na análise paramétrica [9], [14] e [38]

Destaca-se, também, que no desenvolvimento dos respectivos modelos, buscou-se atender a todos os limites geométricos preconizados pelo EC3-1-1 [16] e EC3-1-4 [37]

4.1 Influência do parâmetro χ - Variação das dimensões dos tubos de aço carbono (interno) e aço inoxidável austenítico (externo)

A primeira etapa consistiu na análise de 30 modelos de colunas mistas sendo o tubo externo constituído de aço inoxidável tipo austenítico e o tubo interno de aço carbono. Para as colunas de aço inoxidável, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 324\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$. Para as colunas de aço carbono, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 335\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$.

Esta etapa foi subdividida em 5 grupos, cada um com 6 colunas, numeradas em ordem seguidas da letra A (representando o tubo externo como aço inoxidável austenítico). As características do tubo externo foi mantido o mesmo, enquanto o tubo interno de aço carbono sofreu variações de dimensões. A resistência a compressão do concreto usado no preenchimento de todas as colunas parametrizadas foi a mesma, ou seja, $f_{ck}=35\text{MPa}$. Cabe ressaltar também que as imperfeições iniciais foram introduzidas nas colunas através de uma análise de autovalores e autovetores conforme apresentado anteriormente, fixando-se um valor de $t_0/10$, valor esse estabelecido de acordo com algumas tentativas modeladas anteriormente a fim de garantir que o modelo numérico descrito na fase da calibração se comportasse da mesma maneira que o modelo experimental. proposto por Silva [14].

As dimensões dos tubos foram obtidas através da disponibilidade do mercado brasileiro, sendo o tubo de aço inoxidável obtido através do catálogo da ELINOX [34] e os tubos de aço carbono obtidos através do catálogo da TUPER [35].

A fim de variar a relação de $\chi = D_i / (D_0 - 2t_0)$ em um intervalo próximo as colunas testas por Silva [14], procurou-se utilizar valores compreendidos entre 0,45 a 0,87. Nesta relação, D_i equivale ao diâmetro interno do tubo de aço carbono, D_0 equivale ao diâmetro externo do tubo de aço inoxidável e t_0 equivale a espessura do tubo de aço inoxidável, foram escolhidas as seções transversais apresentadas na Tabela 19.

O critério $D_0/L = 1/3$ onde L equivale ao comprimento da coluna, proposto por Han [12] garante que as colunas sejam classificadas como curtas fez com que cada grupo obtivesse um comprimento de coluna diferente conforme pode ser observado.

Da Figura 60 a Figura 64 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento para os cinco grupos avaliados neste item desta dissertação. De acordo com esses gráficos, percebe-se que há uma perda de rigidez das colunas com valores de χ compreendidos entre 0,66 e 0,83. As colunas que apresentaram essa queda são: 5A, 6A, 10A, 11A, 12A, 17A, 18A, 24A, 29A e 30A.

Tabela 19 – Dados das colunas modeladas para a etapa 1

	ID	D_0 (mm)	t_0 (mm)	D_i (mm)	t_i (mm)	χ	D_0/t_0	Comp. Coluna L(mm)	Critério Han D_0/L	Cálculo Resistência Ansys (kN) Austenítico
GRUPO 1	1A	168,28	2,77	76,2	4,25	0,47	60,75	630	0,27	1969,76
	2A	168,28	2,77	88,9	4,25	0,55	60,75	630	0,27	1867,51
	3A	168,28	2,77	101,6	4,25	0,62	60,75	630	0,27	1784,61
	4A	168,28	2,77	114,3	3,75	0,70	60,75	630	0,27	1626,14
	5A	168,28	2,77	127	3,75	0,78	60,75	630	0,27	1540,94
	6A	168,28	2,77	141,3	3,75	0,87	60,75	630	0,27	1480,98
GRUPO 2	7A	219,08	3,76	95,25	3,75	0,45	58,27	630	0,35	3280,05
	8A	219,08	3,76	114,3	3,75	0,54	58,27	630	0,35	3082,38
	9A	219,08	3,76	127	3,75	0,60	58,27	630	0,35	2940,27
	10A	219,08	3,76	139,7	3,75	0,66	58,27	630	0,35	2809,39
	11A	219,08	3,76	152,4	3,75	0,72	58,27	630	0,35	2643,23
	12A	219,08	3,76	165,1	3,75	0,78	58,27	630	0,35	2450,31
GRUPO 3	13A	273,05	4,19	120	3,75	0,45	65,17	850	0,32	4857,42
	14A	273,05	4,19	139,7	3,75	0,53	65,17	850	0,32	4629,87
	15A	273,05	4,19	158,8	3,75	0,60	65,17	850	0,32	4304,51
	16A	273,05	4,19	177,8	4,5	0,67	65,17	850	0,32	4140,15
	17A	273,05	4,19	203,2	4,5	0,77	65,17	850	0,32	3669,64
	18A	273,05	4,19	219,1	4,5	0,83	65,17	850	0,32	3375,29
GRUPO 4	19A	323,85	4,57	139,7	3,75	0,44	70,86	950	0,34	6678,58
	20A	323,85	4,57	152,4	3,75	0,48	70,86	950	0,34	6485,01
	21A	323,85	4,57	165,1	3,75	0,52	70,86	950	0,34	6228,62
	22A	323,85	4,57	177,8	4,75	0,56	70,86	950	0,34	6203,63
	23A	323,85	4,57	203,2	4,75	0,65	70,86	950	0,34	5714,71
	24A	323,85	4,57	244,5	4,75	0,78	70,86	950	0,34	4825,64
GRUPO 5	25A	355,6	4,78	168,3	4,75	0,49	74,39	1000	0,36	7503,95
	26A	355,6	4,78	177,8	4,75	0,51	74,39	1000	0,36	7171,36
	27A	355,6	4,78	203,2	4,75	0,59	74,39	1000	0,36	6952,79
	28A	355,6	4,78	219,1	4,75	0,63	74,39	1000	0,36	6662,38
	29A	355,6	4,78	244,5	4,75	0,71	74,39	1000	0,36	6107,88
	30A	355,6	4,78	254	4,75	0,73	74,39	1000	0,36	6063,15

Tabela 20 – Avaliação de custo da etapa 1

	ID	Peso tubo total ext.(kg)	Peso total tubo interno (kg)	Volume concreto (m³)	Valor Total tubo externo (R\$)	Valor Total tubo interno(R\$)	Valor Total Concreto (m3)	Valor total coluna mista (R\$)
GRUPO 1	1A	71,23	47,51	0,01	1638,19	570,08	6544,79	2214,82
	2A	71,23	55,89	0,01	1638,19	670,70	5881,14	2314,78
	3A	71,23	64,28	0,01	1638,19	771,33	5115,39	2414,64
	4A	71,23	64,41	0,01	1638,19	772,87	4247,53	2415,31
	5A	71,23	71,80	0,01	1638,19	861,65	3277,58	2503,13
	6A	71,23	80,14	0,00	1638,19	961,63	2063,22	2601,88
GRUPO 2	7A	125,78	53,31	0,02	2892,90	639,69	11294,5	3543,88
	8A	125,78	64,41	0,02	2892,90	772,87	10031,6	3675,80
	9A	125,78	71,80	0,01	2892,90	861,65	9061,31	3763,62
	10A	125,78	79,20	0,01	2892,90	950,44	7989,25	3851,33
	11A	125,78	86,60	0,01	2892,90	1039,23	6815,10	3938,95
	12A	125,78	94,00	0,01	2892,90	1128,02	5538,84	4026,46
GRUPO 3	13A	236,13	91,38	0,04	5431,00	1096,52	23764,7	6551,29
	14A	236,13	106,86	0,03	5431,00	1282,34	21580,9	6734,92
	15A	236,13	121,88	0,03	5431,00	1462,50	19145,3	6912,65
	16A	236,13	163,46	0,03	5431,00	1961,57	16414,2	7408,99
	17A	236,13	187,42	0,02	5431,00	2249,07	12281,6	7692,36
	18A	236,13	202,42	0,01	5431,00	2429,04	9414,27	7869,46
GRUPO 4	19A	341,83	119,43	0,06	7861,99	1433,21	37956,3	9333,15
	20A	341,83	130,59	0,06	7861,99	1567,09	36185,7	9465,27
	21A	341,83	141,75	0,05	7861,99	1700,98	34261,2	9597,23
	22A	341,83	192,57	0,05	7861,99	2310,80	32182,7	10204,98
	23A	341,83	220,83	0,04	7861,99	2649,98	27563,9	10539,53
	24A	341,83	266,79	0,03	7861,99	3201,48	18739,0	11082,20
GRUPO 5	25A	413,53	191,57	0,07	9511,15	2298,89	45928,8	11855,97
	26A	413,53	202,70	0,07	9511,15	2432,43	44276,9	11987,85
	27A	413,53	232,45	0,06	9511,15	2789,45	39415,0	12340,02
	28A	413,53	251,08	0,06	9511,15	3012,95	36041,6	12560,14
	29A	413,53	280,83	0,05	9511,15	3369,97	30125,6	12911,25
	30A	413,53	291,96	0,04	9511,15	3503,51	27746,3	13042,41

O aumento das dimensões do tubo interno de aço carbono fez com que a capacidade resistente das colunas diminuísse, valor este que era esperado, uma vez que o volume de preenchimento do concreto entre os tubos diminuiu, ocasionando a

diminuição da resistência a compressão das colunas. Esses valores podem ser vistos na Tabela 20. Tomando como valor de referência, o valor do tubo de aço austenítico R\$23,00/kg, tubo de aço carbono R\$12,00/kg e concreto 35MPa R\$640,00m³, pode ser visto também que o preço final da coluna mista diminui a medida que a resistência da coluna cai.

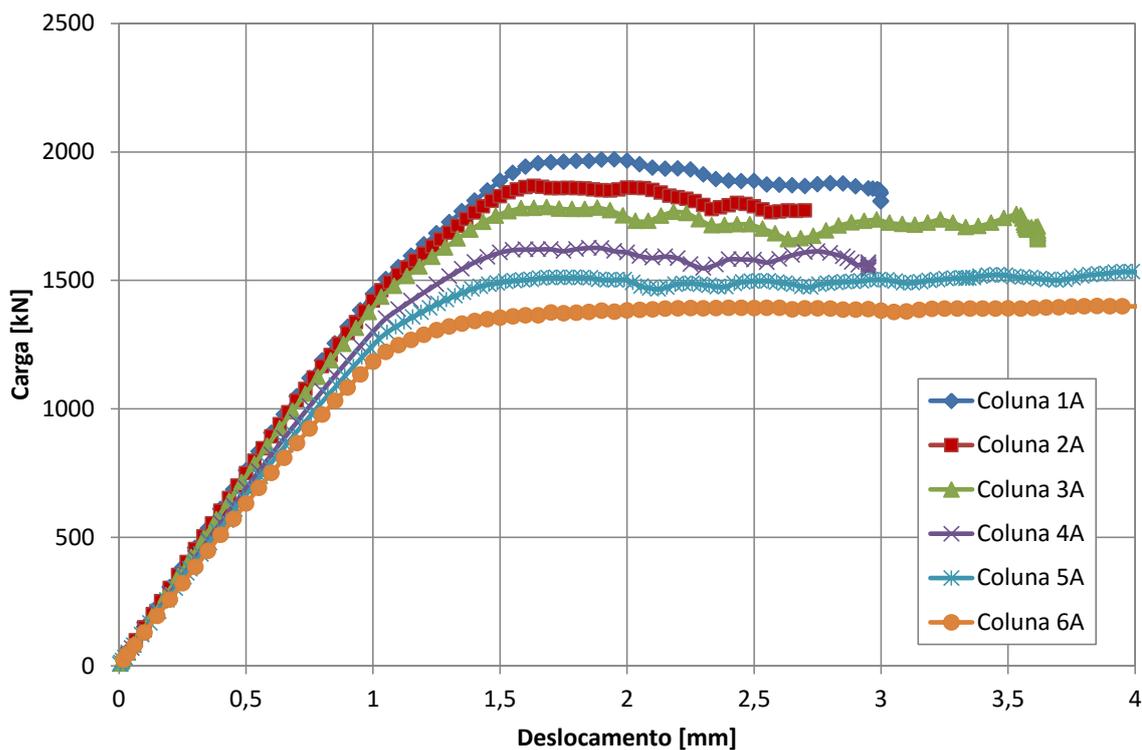


Figura 60 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 1

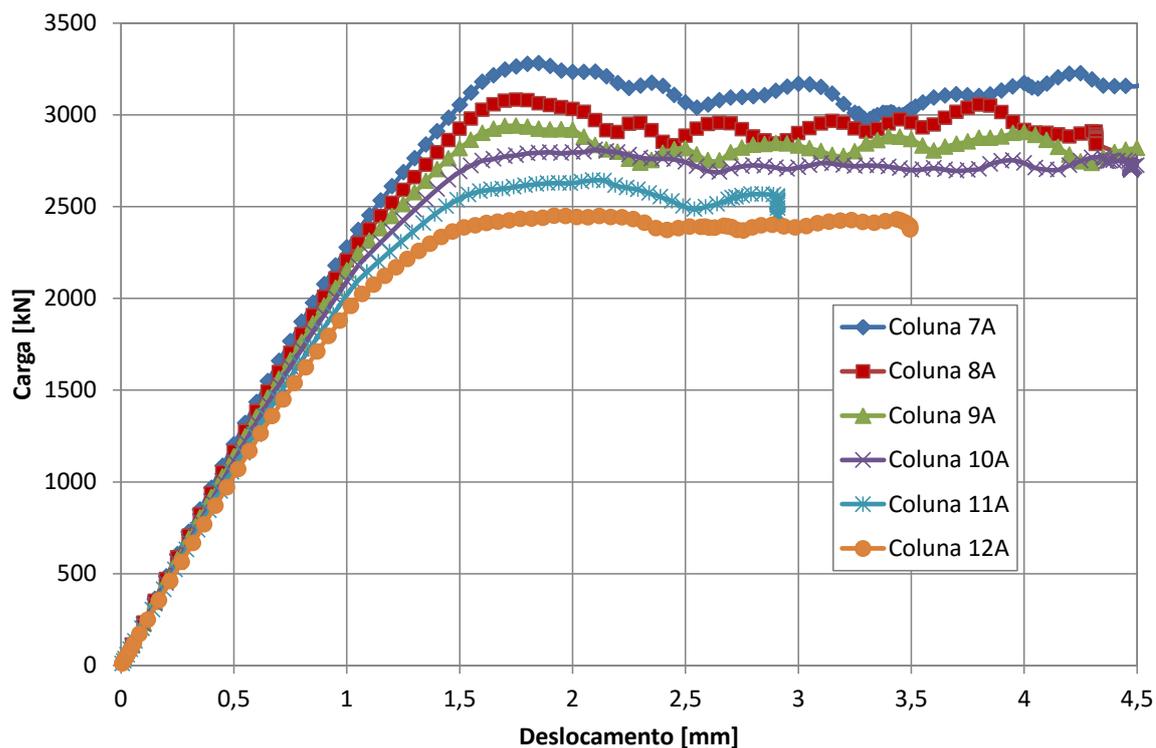


Figura 61 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 1

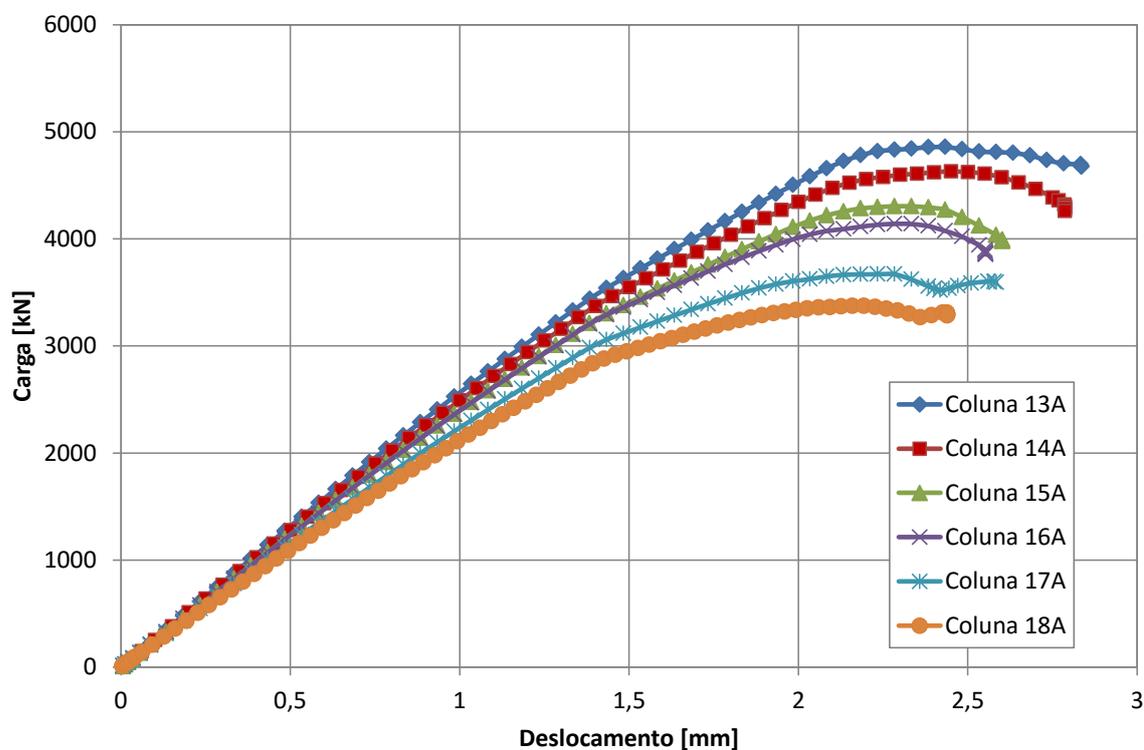


Figura 62 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 1

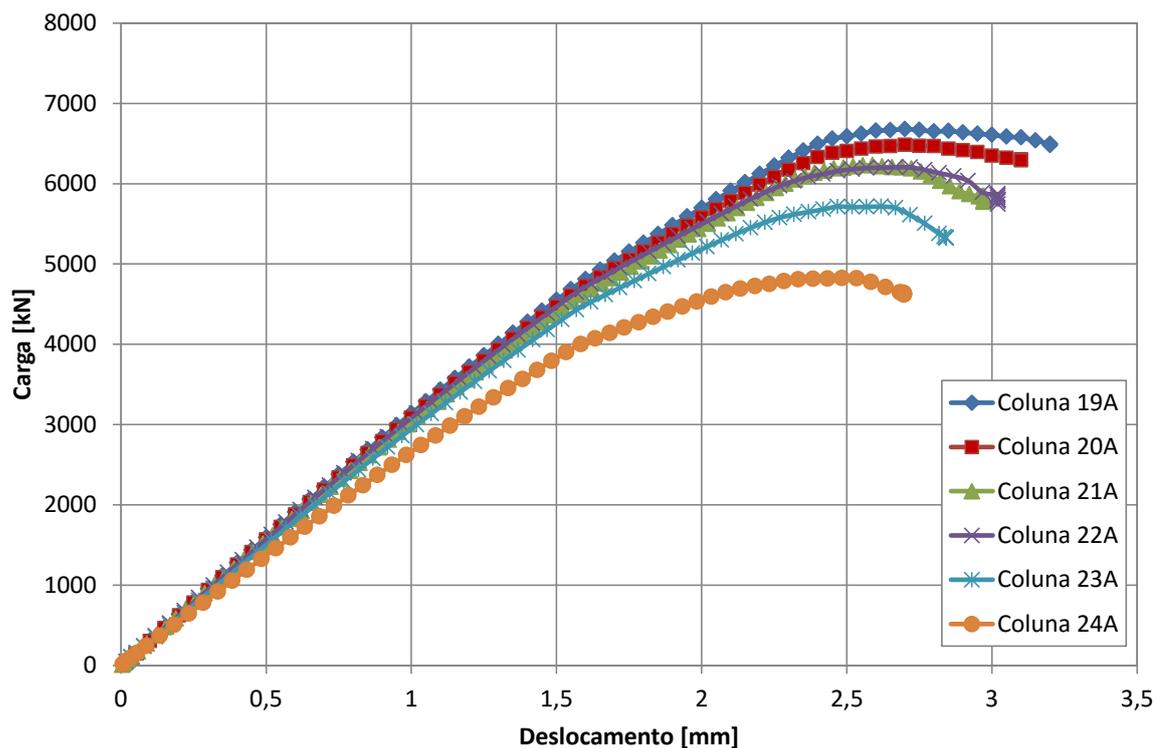


Figura 63 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 1

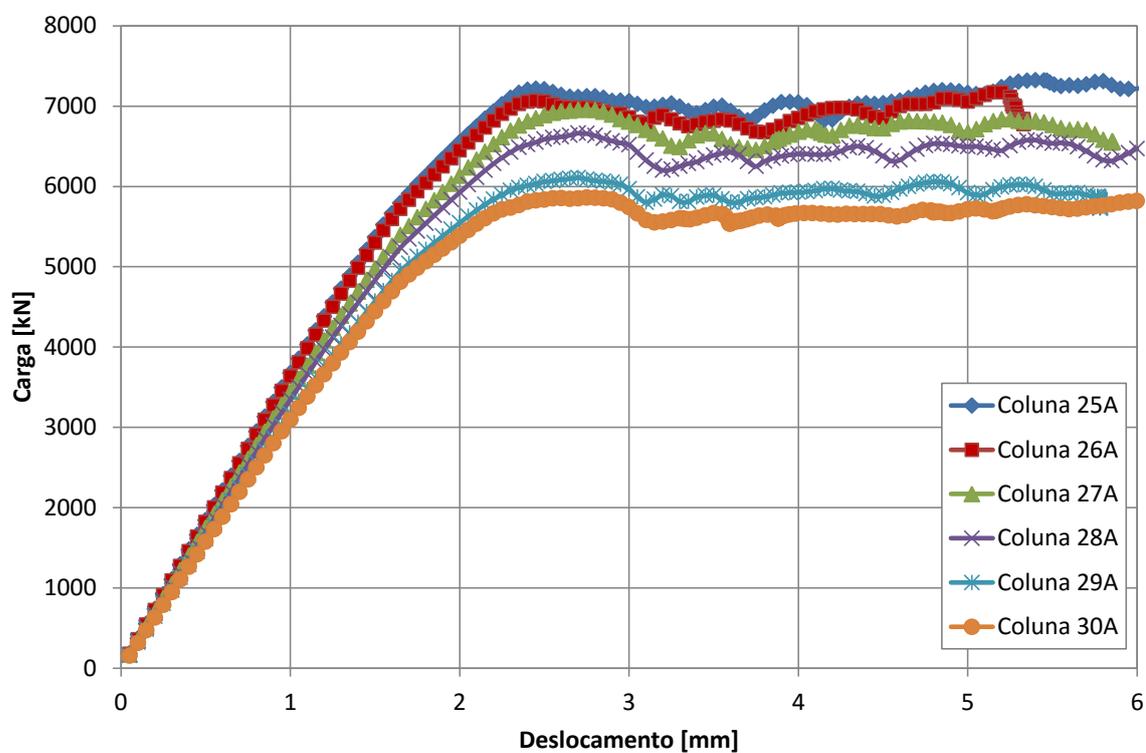


Figura 64 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 1

4.2 Variação das dimensões do tubo de aço carbono para tubo externo de aço inoxidável tipo duplex

A segunda etapa, assim como a primeira, consistiu na análise de 30 modelos de colunas mistas sendo o tubo externo constituído de aço inoxidável duplex e o tubo interno de aço carbono. Para as colunas de aço inoxidável, foram considerados: Módulo de Young $E=200\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 544\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$. Para as colunas de aço carbono, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 335\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$.

Esta etapa foi subdividida em 5 grupos, cada um com 6 colunas, onde em cada grupo o tubo externo de aço inoxidável duplex continha as dimensões fixas, enquanto o tubo interno de aço carbono sofreu variações. As colunas foram nomeadas com sequencia de números seguidas pela letra “D”, a fim de identificar que o tubo externo de aço inoxidável era do tipo duplex. As geometrias podem ser verificadas na Tabela 21. A resistência a compressão do concreto preenchido de todas as colunas parametrizadas foi a mesma, ou seja, $f_{ck}=35\text{MPa}$.

Da Figura 65 a Figura 69 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento para os cinco grupos avaliados neste item desta dissertação. Nesta etapa foi notada uma perda de rigidez das colunas com χ compreendido entre 0,71 e 0,87 que são as seguintes colunas 6D, 12D, 18D, 24D, 29D e 30D.

Tabela 21 – Dados das colunas modeladas para a etapa 2

	ID	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	D _i (mm)	t _i (mm)	χ	D ₀ /t ₀	Comp. Colun a L(mm)	Critério Han D ₀ /L	Cálculo Resistência Ansys (kN) Duplex
GRUPO 1	1D	168,28	2,77	76,2	4,25	0,47	60,75	630	0,27	2417
	2D	168,28	2,77	88,9	4,25	0,55	60,75	630	0,27	2276,66
	3D	168,28	2,77	101,6	4,25	0,62	60,75	630	0,27	2188
	4D	168,28	2,77	114,3	3,75	0,70	60,75	630	0,27	2023
	5D	168,28	2,77	127	3,75	0,78	60,75	630	0,27	1904
	6D	168,28	2,77	141,3	3,75	0,87	60,75	630	0,27	1919,33
GRUPO 2	7D	219,08	3,76	95,25	3,75	0,45	58,27	630	0,35	4198,8
	8D	219,08	3,76	114,3	3,75	0,54	58,27	630	0,35	3933,61
	9D	219,08	3,76	127	3,75	0,60	58,27	630	0,35	3797,51
	10D	219,08	3,76	139,7	3,75	0,66	58,27	630	0,35	3603,26
	11D	219,08	3,76	152,4	3,75	0,72	58,27	630	0,35	3400,15
	12D	219,08	3,76	165,1	3,75	0,78	58,27	630	0,35	3284,46
GRUPO 3	13D	273,05	4,19	120	3,75	0,45	65,17	850	0,32	6174,22
	14D	273,05	4,19	139,7	3,75	0,53	65,17	850	0,32	5887,06
	15D	273,05	4,19	158,8	3,75	0,60	65,17	850	0,32	5521,81
	16D	273,05	4,19	177,8	4,5	0,67	65,17	850	0,32	5283,64
	17D	273,05	4,19	203,2	4,5	0,77	65,17	850	0,32	4679,45
	18D	273,05	4,19	219,1	4,5	0,83	65,17	850	0,32	4393,27
GRUPO 4	19D	323,85	4,57	139,7	3,75	0,44	70,86	950	0,34	8398,51
	20D	323,85	4,57	152,4	3,75	0,48	70,86	950	0,34	8179,13
	21D	323,85	4,57	165,1	3,75	0,52	70,86	950	0,34	7862,46
	22D	323,85	4,57	177,8	4,75	0,56	70,86	950	0,34	7786,47
	23D	323,85	4,57	203,2	4,75	0,65	70,86	950	0,34	7236,23
	24D	323,85	4,57	244,5	4,75	0,78	70,86	950	0,34	6097,28
GRUPO 5	25D	355,6	4,78	168,3	4,75	0,49	74,39	1000	0,36	9238,69
	26D	355,6	4,78	177,8	4,75	0,51	74,39	1000	0,36	8963,9
	27D	355,6	4,78	203,2	4,75	0,59	74,39	1000	0,36	8645,66
	28D	355,6	4,78	219,1	4,75	0,63	74,39	1000	0,36	8264,16
	29D	355,6	4,78	244,5	4,75	0,71	74,39	1000	0,36	7616,17
	30D	355,6	4,78	254	4,75	0,73	74,39	1000	0,36	7281,13

Tabela 22 – Avaliação de custo da etapa 2

	ID	Peso total tubo externo (kg)	Peso total tubo interno (kg)	Volume de concreto (m ³)	Valor Total tubo externo aço duplex (R\$)	Valor Total tubo interno aço carbono (R\$)	Valor Total Concreto (m ³)	Valor total coluna mista (R\$)
GRUPO 1	1D	71,23	47,51	0,01	1495,74	570,08	6544,79	3568,11
	2D	71,23	55,89	0,01	1495,74	670,70	5881,14	3668,07
	3D	71,23	64,28	0,01	1495,74	771,33	5115,39	3767,93
	4D	71,23	64,41	0,01	1495,74	772,87	4247,53	3768,60
	5D	71,23	71,80	0,01	1495,74	861,65	3277,58	3856,42
	6D	71,23	80,14	0,00	1495,74	961,63	2063,22	3955,18
GRUPO 2	7D	125,78	53,31	0,02	2641,35	639,69	11294,5	5933,67
	8D	125,78	64,41	0,02	2641,35	772,87	10031,6	6065,59
	9D	125,78	71,80	0,01	2641,35	861,65	9061,31	6153,41
	10D	125,78	79,20	0,01	2641,35	950,44	7989,25	6241,12
	11D	125,78	86,60	0,01	2641,35	1039,23	6815,10	6328,73
	12D	125,78	94,00	0,01	2641,35	1128,02	5538,84	6416,24
GRUPO 3	13D	236,13	91,38	0,04	4958,74	1096,52	23764,7	11037,77
	14D	236,13	106,86	0,03	4958,74	1282,34	21580,9	11221,41
	15D	236,13	121,88	0,03	4958,74	1462,50	19145,3	11399,13
	16D	236,13	163,46	0,03	4958,74	1961,57	16414,2	11895,47
	17D	236,13	187,42	0,02	4958,74	2249,07	12281,6	12178,84
	18D	236,13	202,42	0,01	4958,74	2429,04	9414,27	12355,94
GRUPO 4	19D	341,83	119,43	0,06	7178,34	1433,21	37956,3	15827,84
	20D	341,83	130,59	0,06	7178,34	1567,09	36185,7	15959,95
	21D	341,83	141,75	0,05	7178,34	1700,98	34261,2	16091,91
	22D	341,83	192,57	0,05	7178,34	2310,80	32182,7	16699,66
	23D	341,83	220,83	0,04	7178,34	2649,98	27563,9	17034,22
	24D	341,83	266,79	0,03	7178,34	3201,48	18739,0	17576,89
GRUPO 5	25D	413,53	191,57	0,07	8684,10	2298,89	45928,8	19713,01
	26D	413,53	202,70	0,07	8684,10	2432,43	44276,9	19844,89
	27D	413,53	232,45	0,06	8684,10	2789,45	39415,0	20197,06
	28D	413,53	251,08	0,06	8684,10	3012,95	36041,6	20417,18
	29D	413,53	280,83	0,05	8684,10	3369,97	30125,6	20768,29
	30D	413,53	291,96	0,04	8684,10	3503,51	27746,3	20899,45

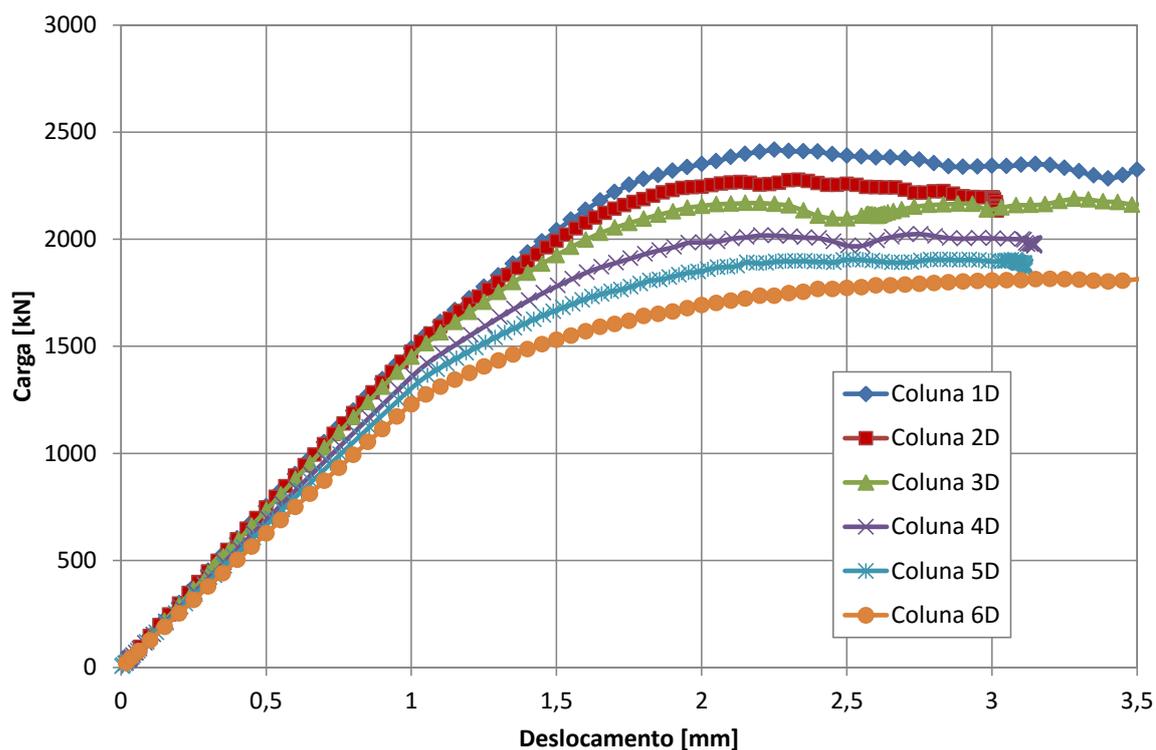


Figura 65 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 2

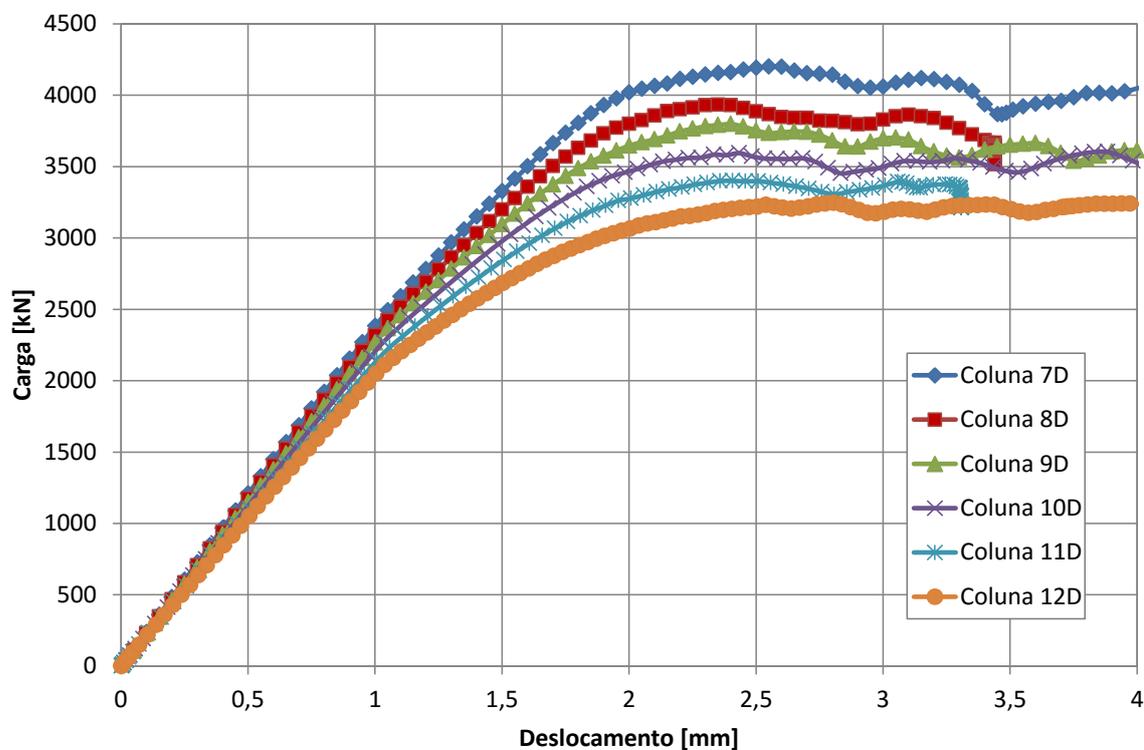


Figura 66 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 2

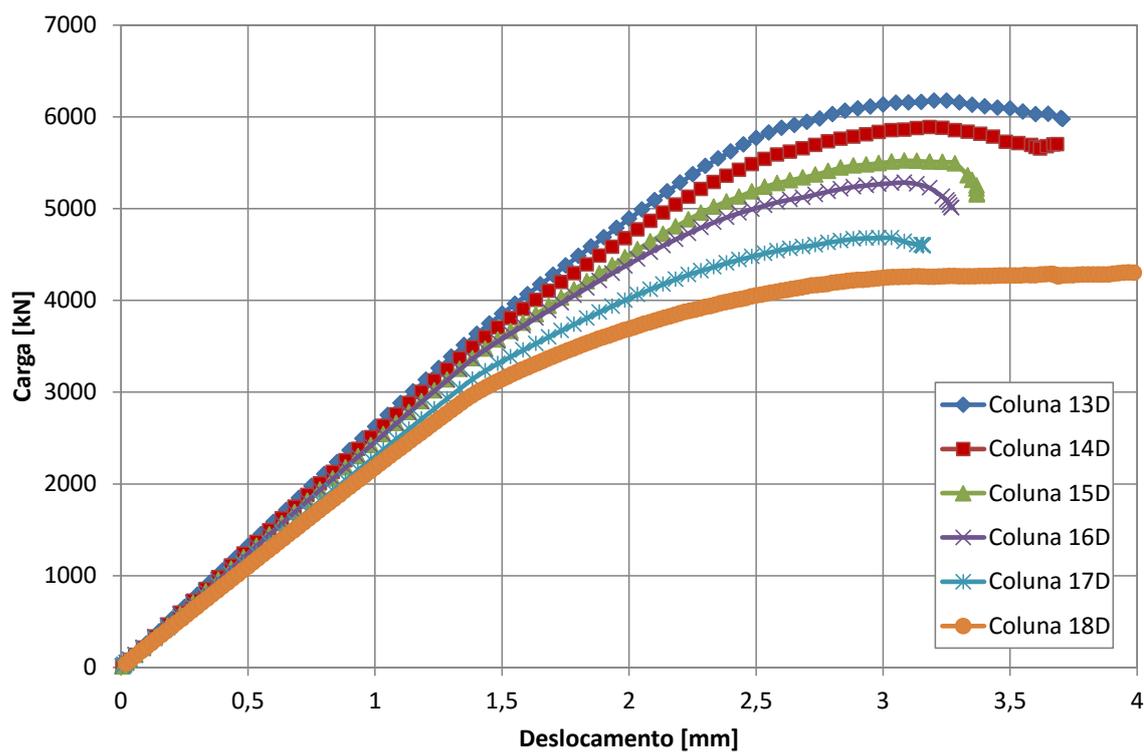


Figura 67 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 2

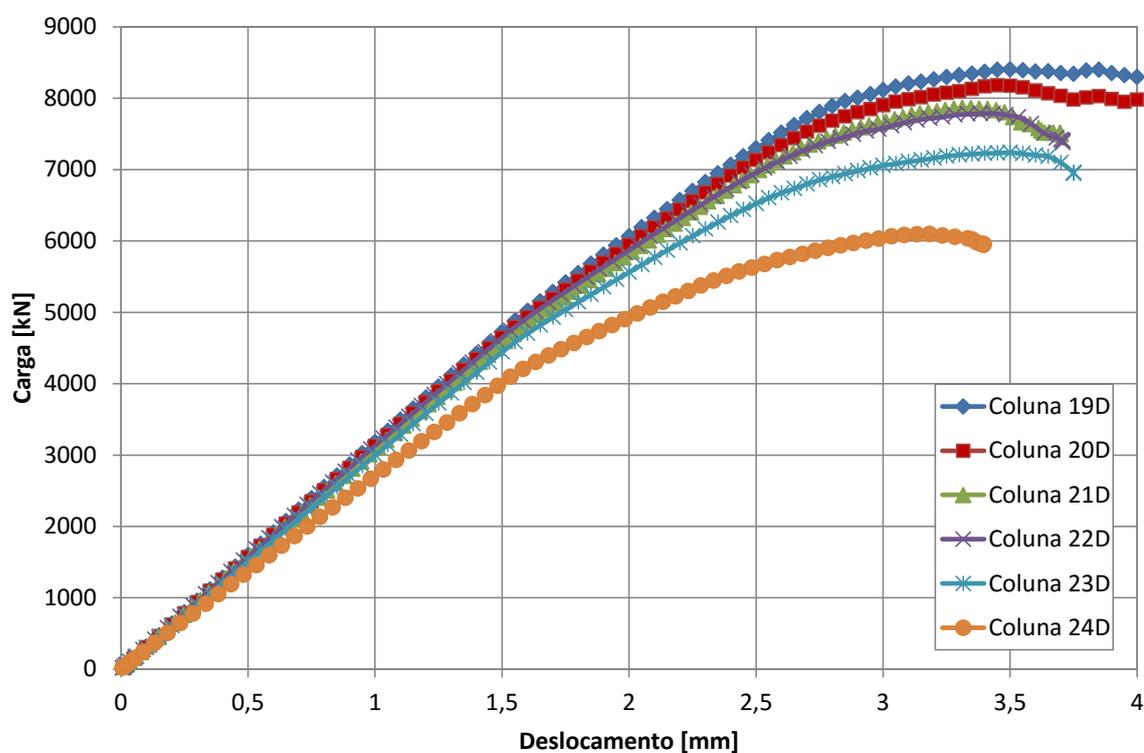


Figura 68 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 2

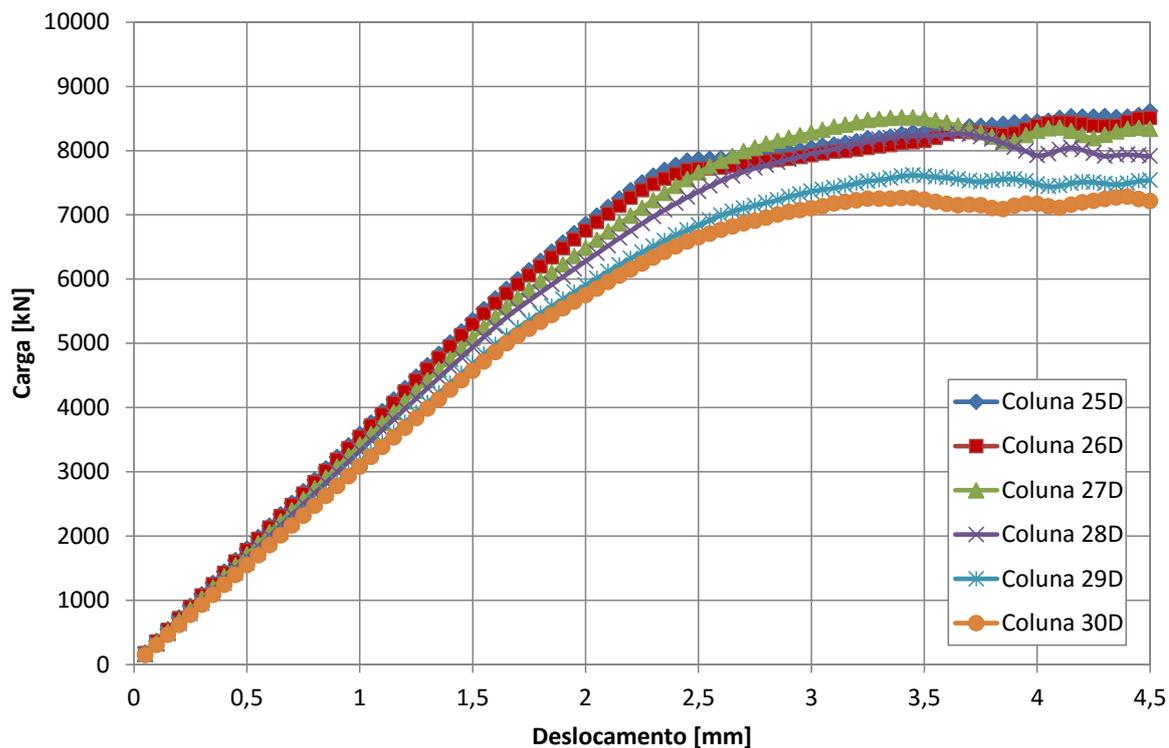


Figura 69 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 2

Como era de se esperar, como ocorrido na etapa 1, o aumento das dimensões do tubo interno de aço carbono fez com que a capacidade resistente das colunas diminuísse em função da diminuição da área de concreto. Da mesma maneira, assumindo um valor de referência de R\$42,00/kg do aço inoxidável duplex, à medida que a resistência das colunas diminuiu, o valor total da coluna mista também diminuiu conforme pode ser observado na Figura 70.

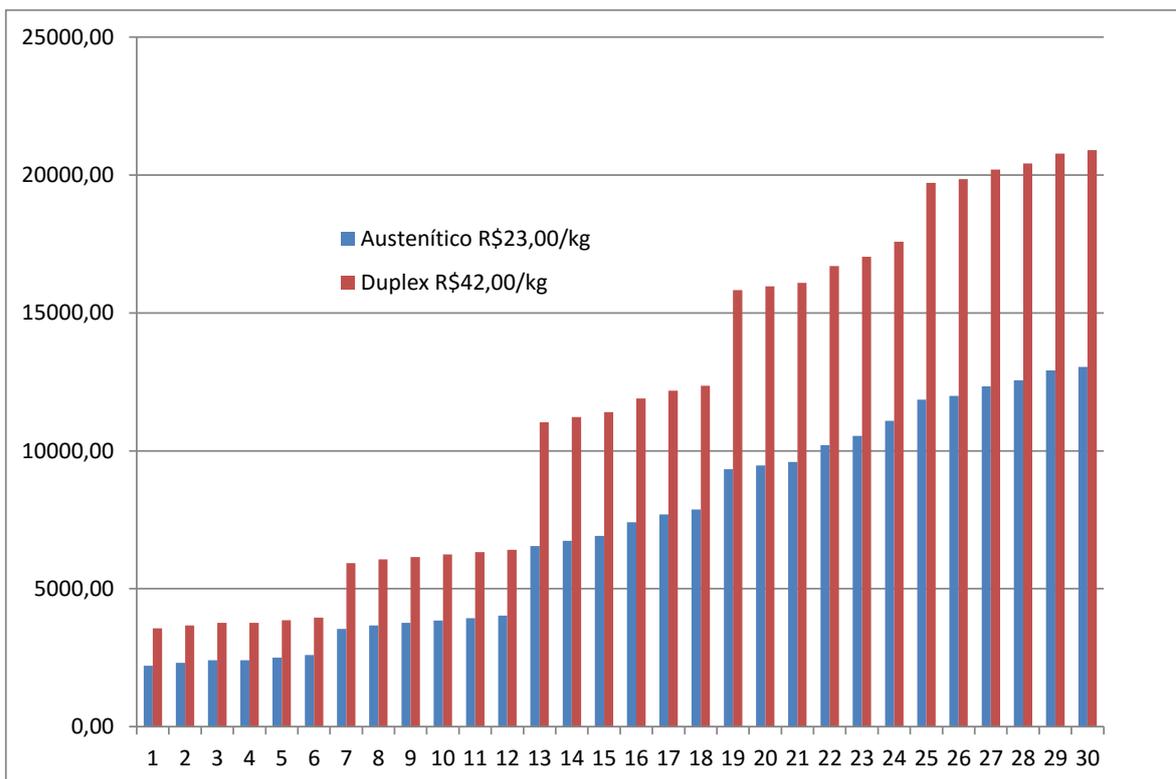


Figura 70 – Comparativo preço colunas aço inoxidável tipo austenítico e duplex

A Tabela 23 apresenta um comparativo dos cálculos da resistência das colunas obtidas pelos modelos numéricos e pela equação de dimensionamento proposta por Han [12]. Os resultados mostraram um acordo satisfatório entre o cálculo proposto e a modelagem numérica, ambos dentro do limite esperado e aceito como pode ser verificado na Figura 71.

A Figura 72 e a Figura 73 mostram a influência do parâmetro χ na resistência da coluna. Este parâmetro é muito importante pois influencia diretamente a resistência a compressão das colunas CFDST. Com um aumento do parâmetro χ , a tensão longitudinal do concreto diminui para as colunas de seções circulares. Se χ é igual a zero, o máximo de tensão de concreto ocorre no centro da seção transversal. Se χ é igual a 0,25, a tensão máxima do concreto ocorre no centro do concreto sanduiche e se χ é igual a 0,5 ou a 0,75, a tensão máxima do concreto aparece próxima ao exterior do tubo de aço inoxidável.

Tabela 23 – Comparativo de resistências - Ansys versus Han [12] – etapas 1 e 2

	ID	N _{Ansys}	N _{Ansys}	N _{Han}	N _{Han}	N _{Han}	N _{Han} /
		(kN) Austenítico	(kN) Duplex	(kN) Austenítico	(kN) Duplex	/N _{ANSYS} Austenítico	N _{ANSYS} Duplex
GRUPO 1	1A/D	1969,76	2417	1554,62	1852,71	0,79	0,77
	2A/D	1867,51	2276,66	1537,56	1833,64	0,82	0,81
	3A/D	1784,61	2188	1509,13	1802,91	0,85	0,82
	4A/D	1626,14	2023	1413,43	1704,60	0,87	0,84
	5A/D	1540,94	1904	1355,61	1643,86	0,88	0,86
	6A/D	1480,98	1919,33	1276,90	1561,49	0,86	0,81
GRUPO 2	7A/D	3280,05	4198,8	2517,50	3045,87	0,77	0,73
	8A/D	3082,38	3933,61	2451,11	2975,37	0,80	0,76
	9A/D	2940,27	3797,51	2392,56	2913,65	0,81	0,77
	10A/D	2809,39	3603,26	2322,56	2840,17	0,83	0,79
	11A/D	2643,23	3400,15	2241,13	2754,91	0,85	0,81
	12A/D	2450,31	3284,46	2148,26	2657,89	0,88	0,81
GRUPO 3	13A/D	4857,42	6174,22	3638,33	4368,90	0,75	0,71
	14A/D	4629,87	5887,06	3537,73	4264,02	0,76	0,72
	15A/D	4304,51	5521,81	3414,37	4135,89	0,79	0,75
	16A/D	4140,15	5283,64	3400,19	4116,36	0,82	0,78
	17A/D	3669,64	4679,45	3183,14	3891,23	0,87	0,83
	18A/D	3375,29	4393,27	3024,39	3726,86	0,90	0,85
GRUPO 4	19A/D	6678,58	8398,51	4883,67	5826,65	0,73	0,69
	20A/D	6485,01	8179,13	4805,91	5746,23	0,74	0,70
	21A/D	6228,62	7862,46	4717,03	5654,46	0,76	0,72
	22A/D	6203,63	7786,47	4795,11	5729,42	0,77	0,74
	23A/D	5714,71	7236,23	4588,48	5515,85	0,80	0,76
	24A/D	4825,64	6097,28	4157,55	5071,67	0,86	0,83
GRUPO 5	25A/D	7503,95	9238,69	5795,88	6874,09	0,77	0,74
	26A/D	7171,36	8963,9	5730,68	6806,74	0,80	0,76
	27A/D	6952,79	8645,66	5525,99	6595,70	0,79	0,76
	28A/D	6662,38	8264,16	5375,36	6440,66	0,81	0,78
	29A/D	6107,88	7616,17	5098,78	6156,36	0,83	0,81
	30A/D	6063,15	7281,13	4983,98	6038,45	0,82	0,83
Média						0,81	0,78
Desvio Padrão						0,04	0,05

Então, à medida que o valor de χ aumenta a localização da tensão máxima do concreto move-se do centro para a periferia da seção transversal. Pode ser verificado que a capacidade de resistência das colunas mistas diminui à medida que o parâmetro χ aumenta. A razão disso é que a área do concreto diminui, à medida que se aumenta χ . No entanto, a rigidez da fase elastoplástica aumenta com o aumento de χ .

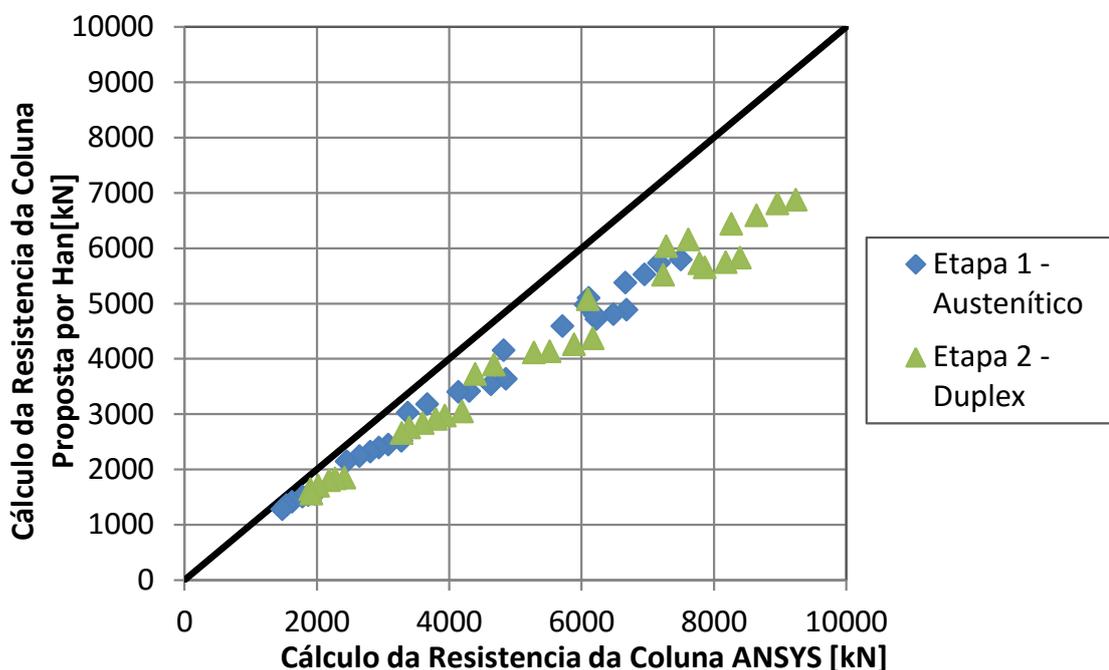


Figura 71 – Gráfico comparação das resistências teóricas e numéricas – Etapa 1 e 2

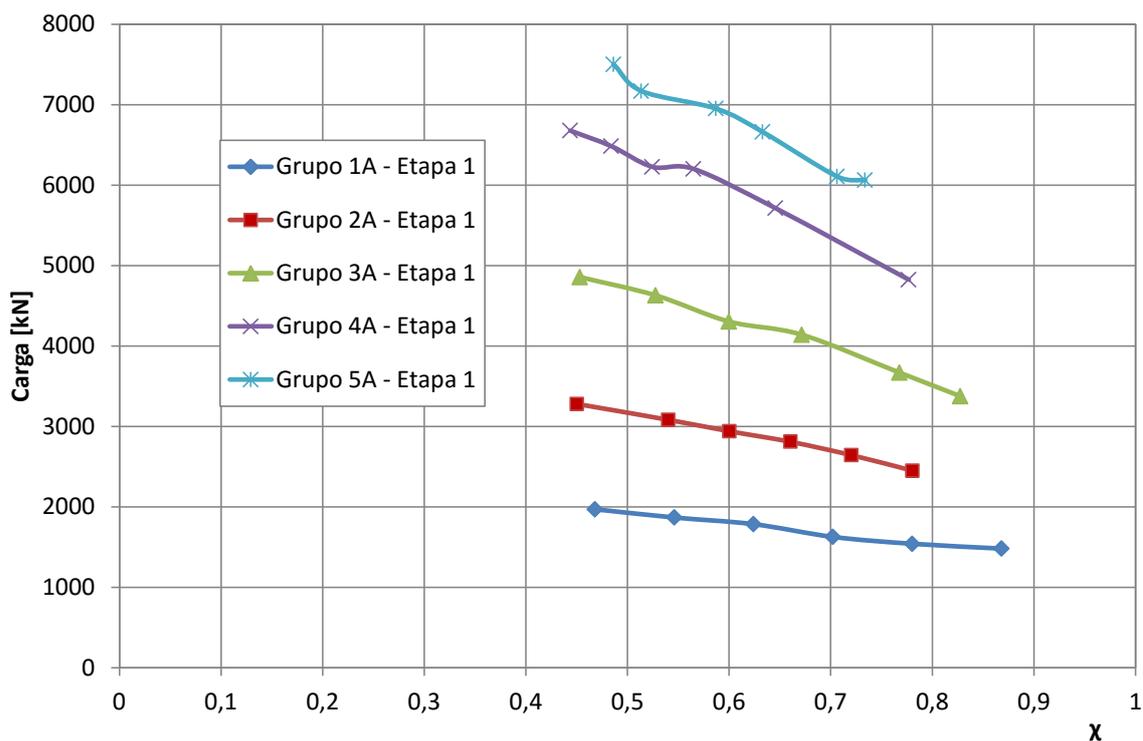


Figura 72 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 1

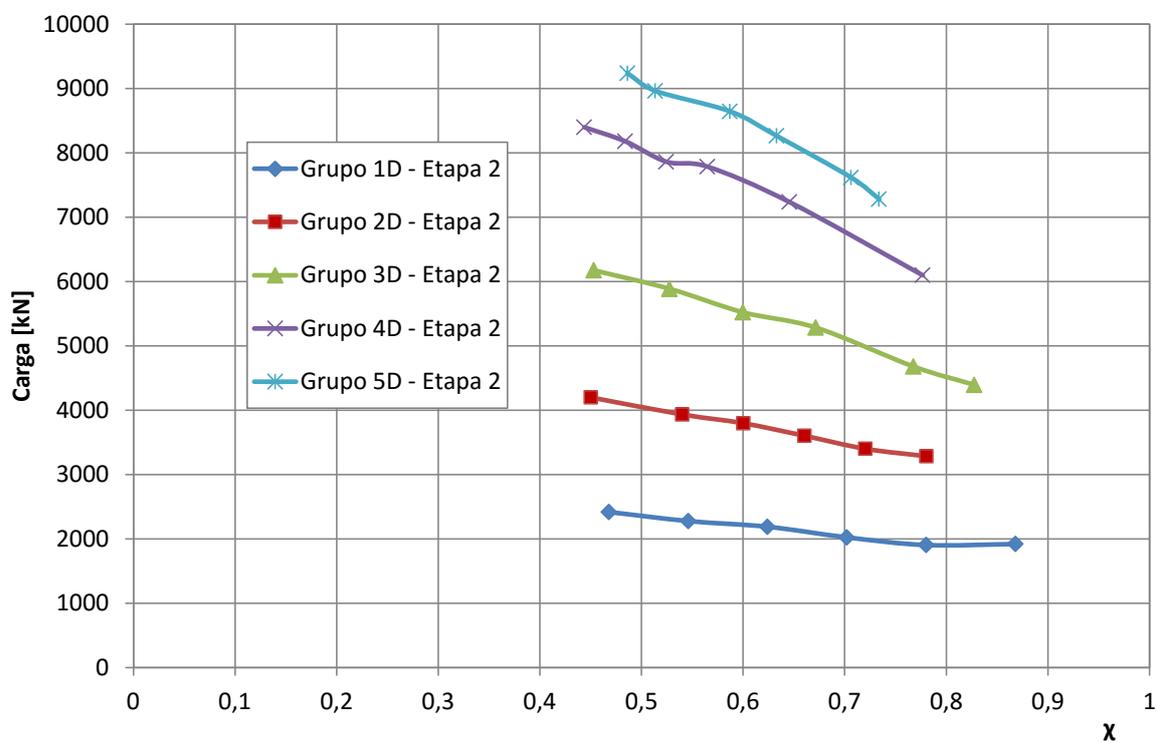


Figura 73 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 2

4.3 Variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável austenítico

Na terceira etapa, foram escolhidos dois tipos de colunas de cada grupo da etapa 1 e com isso foi realizada a variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável, mantendo-se as dimensões do tubo interno de aço carbono. Aqui o tipo de aço inoxidável utilizado foi o austenítico. Para as colunas de aço inoxidável, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 324\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$. Para as colunas de aço carbono, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y= 335\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu =0,3$.

As dimensões escolhidas dos tubos podem ser vistas na Tabela 24. Da mesma maneira que se teve um pouco de perda de ductilidade nas colunas nas etapas 1 e 2, nos gráficos pode-se reparar que para um χ variando entre 0,72 a 0,80 também se obteve essa queda. As colunas onde este fenômeno foi observada foram: 5, 11, 17, 24 e 30.

Tabela 24 – Dados das colunas modeladas – Etapa 3

	ID	D_o (mm)	t_o (mm)	D_i (mm)	t_i (mm)		D_o/t_o	Comp. Coluna L(mm)	Critério Han D_o/L	Cálculo Resistência Ansys (kN) Austenítico
GRUPO 1	2A ($t_o=2,77$)	168,28	2,77	88,9	4,25	0,55	60,75	630	0,27	1867,5
	2A ($t_o=3,05$)	168,28	3,05	88,9	4,25	0,55	55,17	630	0,27	1916,36
	2A ($t_o=3,40$)	168,28	3,4	88,9	4,25	0,55	49,49	630	0,27	2010,65
	5A ($t_o=2,77$)	168,28	2,77	127	3,75	0,78	60,75	630	0,27	1540,93
	5A ($t_o=3,05$)	168,28	3,05	127	3,75	0,78	55,17	630	0,27	1608,13
	5A ($t_o=3,40$)	168,28	3,4	127	3,75	0,79	49,49	630	0,27	1638,84
GRUPO 2	8A ($t_o=2,77$)	219,08	2,77	114,3	3,75	0,54	79,09	630	0,35	2822,87
	8A ($t_o=3,76$)	219,08	3,76	114,3	3,75	0,54	58,27	630	0,35	3082,37
	8A ($t_o=4,57$)	219,08	4,57	114,3	3,75	0,54	47,94	630	0,35	3308,8
	11A ($t_o=2,77$)	219,08	2,77	152,4	3,75	0,71	79,09	630	0,35	2404,67
	11- $t_o=3,76$	219,08	3,76	152,4	3,75	0,72	58,27	630	0,35	2643,23
	11- $t_o=4,57$	219,08	4,57	152,4	3,75	0,73	47,94	630	0,35	2854,23
GRUPO 3	14- $t_o=3,76$	273,05	3,76	139,7	3,75	0,53	72,62	850	0,32	4467,77
	14- $t_o=3,76$	273,05	3,76	139,7	3,75	0,53	72,62	850	0,32	4467,77
	14- $t_o=4,19$	273,05	4,19	139,7	3,75	0,53	65,17	850	0,32	4629,87

	14 - t0=5,16	273,05	5,16	139,7	3,75	0,53	52,92	850	0,32	4955,71
	17-t0=3,76	273,05	3,76	203,2	4,5	0,77	72,62	850	0,32	3549,29
	17-t0=4,19	273,05	4,19	203,2	4,5	0,77	65,17	850	0,32	3669,63
	17-t0=5,16	273,05	5,16	203,2	4,5	0,77	52,92	850	0,32	3951,34
GRUPO 4	21-t0=4,57	323,85	4,57	165,1	3,75	0,52	70,86	950	0,34	6228,62
	21-t0=5,16	323,85	5,16	165,1	3,75	0,53	62,76	950	0,34	6519,94
	21-t0=9,53	323,85	9,53	165,1	3,75	0,54	33,98	950	0,34	7066,61
	24-t0=4,57	323,85	4,57	244,5	4,75	0,78	70,86	950	0,34	4825,64
	24-t0=4,75	323,85	5,16	244,5	4,75	0,78	62,76	950	0,34	5003,99
	24-t0=9,53	323,85	9,53	244,5	4,75	0,80	33,98	950	0,34	5791,6
GRUPO 5	26-t0=4,78	355,6	4,78	177,8	4,75	0,51	74,39	1000	0,36	7171,35
	26-t0=6,35	355,6	6,35	177,8	4,75	0,52	56,00	1000	0,36	7484,91
	26-t0=7,11	355,6	7,11	177,8	4,75	0,52	50,01	1000	0,36	7910,13
	30-t0=4,78	355,6	4,78	254	4,75	0,73	74,39	1000	0,36	6063,14
	30-t0=6,35	355,6	6,35	254	4,75	0,74	56,00	1000	0,36	6150,69
	30-t0=7,11	355,6	7,11	254	4,75	0,74	50,01	1000	0,36	6530,83

Tabela 25 – Avaliação de custo da etapa 3

	ID	Peso total tubo externo (kg)	Peso total tubo interno (kg)	Volume de concreto (m³)	Valor Total tubo externo aço austenítico (R\$)	Valor Total tubo interno aço carbono (R\$)	Valor Total Concreto (m3)	Valor total coluna mista (R\$)
GRUPO 1	1	71,23	55,89	9,19	1638,19	670,70	5881,14	8190,04
	2	78,29	55,89	9,10	1800,74	670,70	5823,55	8294,99
	3	87,09	55,89	8,99	2003,13	670,70	5751,84	8425,67
	4	71,23	71,80	5,12	1638,19	861,65	3277,58	5777,43
	5	78,29	71,80	5,03	1800,74	861,65	3219,99	5882,38
	6	87,09	71,80	4,92	2003,13	861,65	3148,28	6013,06
GRUPO 2	7	93,09	64,41	16,09	2141,01	772,87	10297,6	13211,5
	8	125,78	64,41	15,67	2892,90	772,87	10031,2	13697,0
	9	152,30	64,41	15,34	3502,88	772,87	9815,14	14090,8
	10	93,09	86,60	11,06	2141,01	1039,23	7081,50	10261,7
	11	125,78	86,60	10,65	2892,90	1039,23	6815,10	10747,2
	12	152,30	86,60	10,31	3502,88	1039,23	6598,97	11141,0

GRUPO 3	13	212,24	106,86	34,02	4881,44	1282,34	21774,8	27938,5
	14	236,13	106,86	33,72	5431,00	1282,34	21580,0	28293,4
	15	289,75	106,86	33,04	6664,17	1282,34	21143,1	29089,6
	16	212,24	187,42	19,49	4881,44	2249,07	12476,3	19606,8
	17	236,13	187,42	19,19	5431,00	2249,07	12281,6	19961,7
	18	289,75	187,42	18,51	6664,17	2249,07	11844,7	20757,9
GRUPO 4	19	341,83	141,75	53,53	7861,99	1700,98	34261,2	43824,2
	20	385,24	141,75	52,98	8860,59	1700,98	33907,4	44468,9
	21	701,75	141,75	48,95	16140,22	1700,98	31328,1	49169,3
	22	341,83	266,79	29,28	7861,99	3201,48	18739,0	29802,5
	23	385,24	266,79	28,73	8860,59	3201,48	18385,2	30447,2
	24	701,75	266,79	24,70	16140,22	3201,48	15805,9	35147,6
GRUPO 5	25	413,53	202,70	69,18	9511,15	2432,43	44276,9	56220,5
	26	546,89	202,70	67,48	12578,56	2432,43	43190,1	58201,1
	27	611,02	202,70	66,67	14053,38	2432,43	42667,5	59153,3
	28	413,53	291,96	43,35	9511,15	3503,51	27746,3	40761,0
	29	546,89	291,96	41,66	12578,56	3503,51	26659,5	42741,6
	30	611,02	291,96	40,84	14053,38	3503,51	26137,0	43693,0

Pode ser visto que à medida que a espessura do tubo externo de aço inoxidável aumenta, a resistência da coluna também aumenta, nesta etapa 3. Enquanto a coluna teve um ganho de resistência a compressão de cerca de 2 a 4,5 %, o custo final da coluna mista aumentou em uma variação pequena, cerca de 1 a 3% de acréscimo no custo total.

A seguir são apresentados os gráficos Carga *versus* Deslocamento obtido na análise de cada grupo analisado, da etapa 3, pode se perceber que a medida que o a espessura do tubo inox aumenta a capacidade de resistência da coluna também cresce.

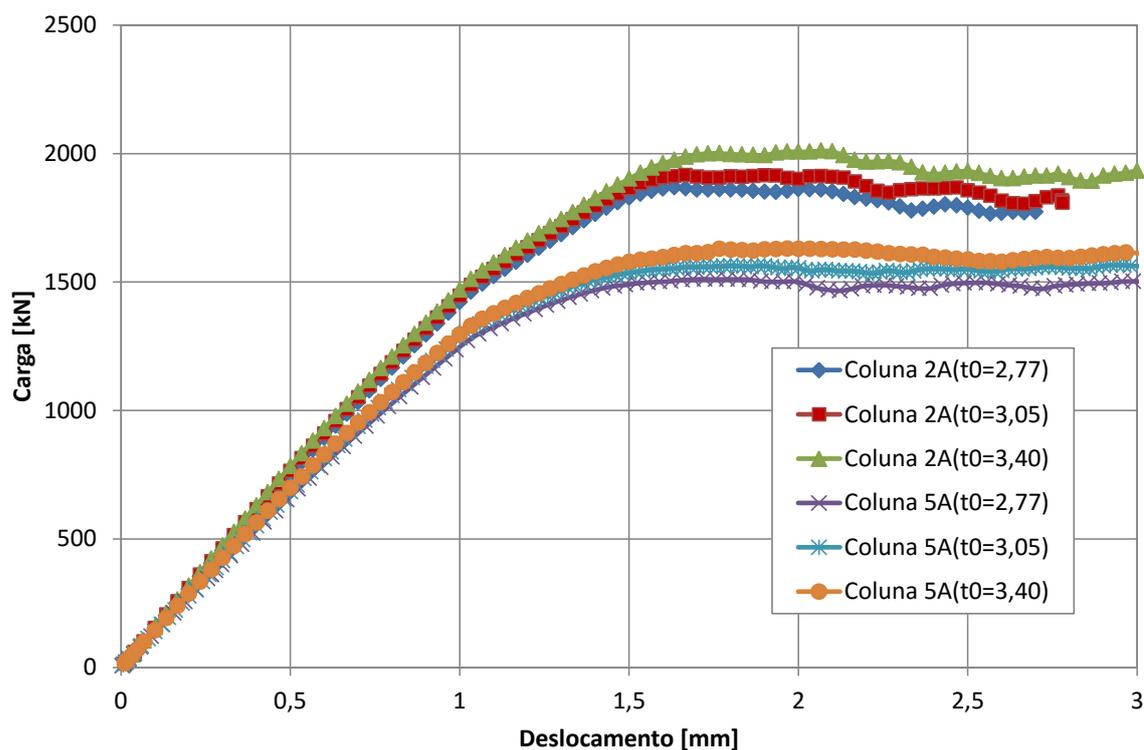


Figura 74 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 3

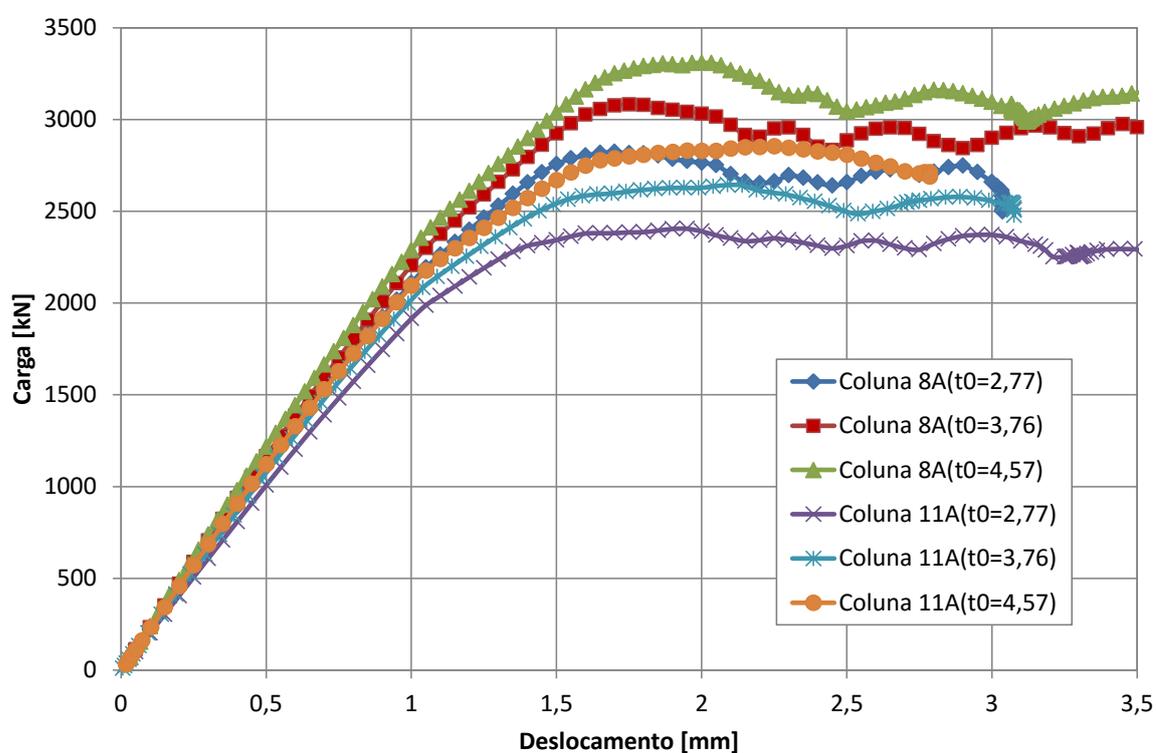


Figura 75 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 3

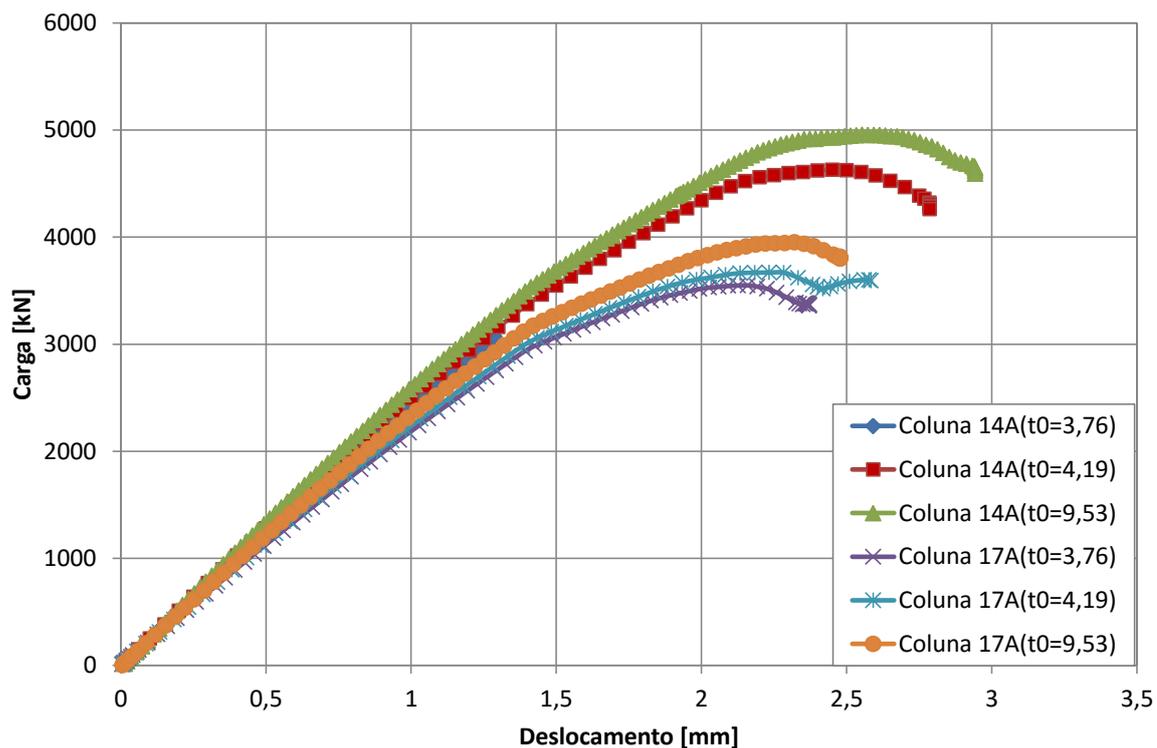


Figura 76 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 3

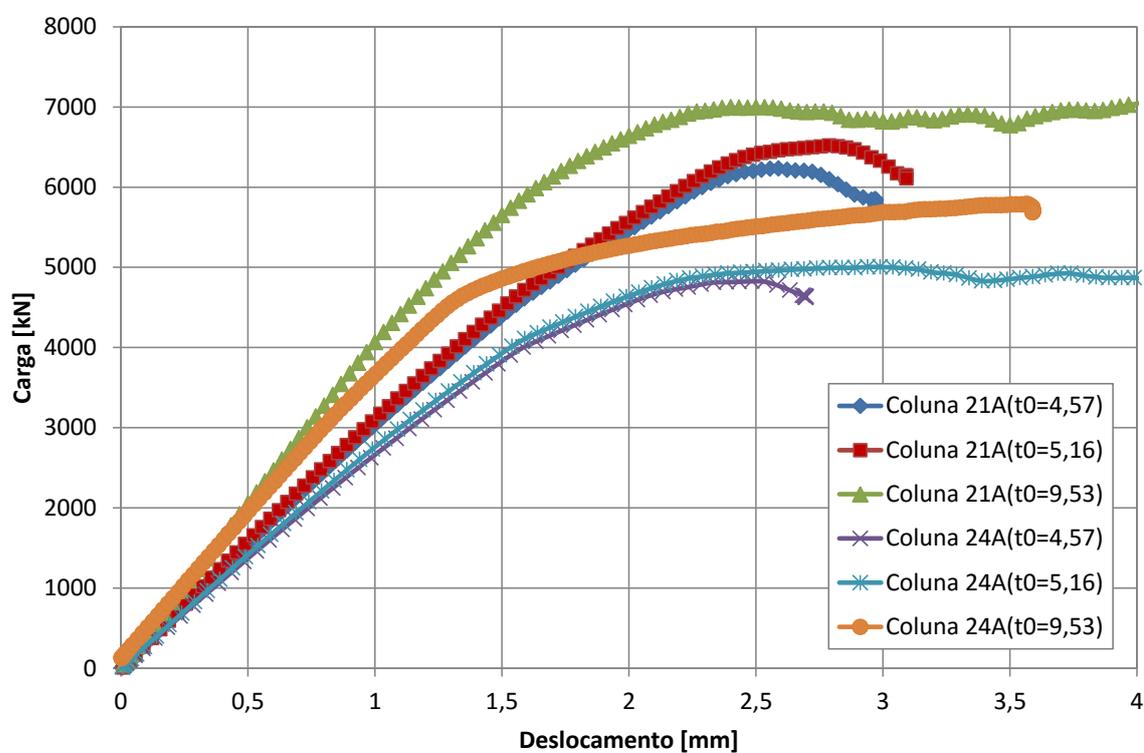


Figura 77 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 3

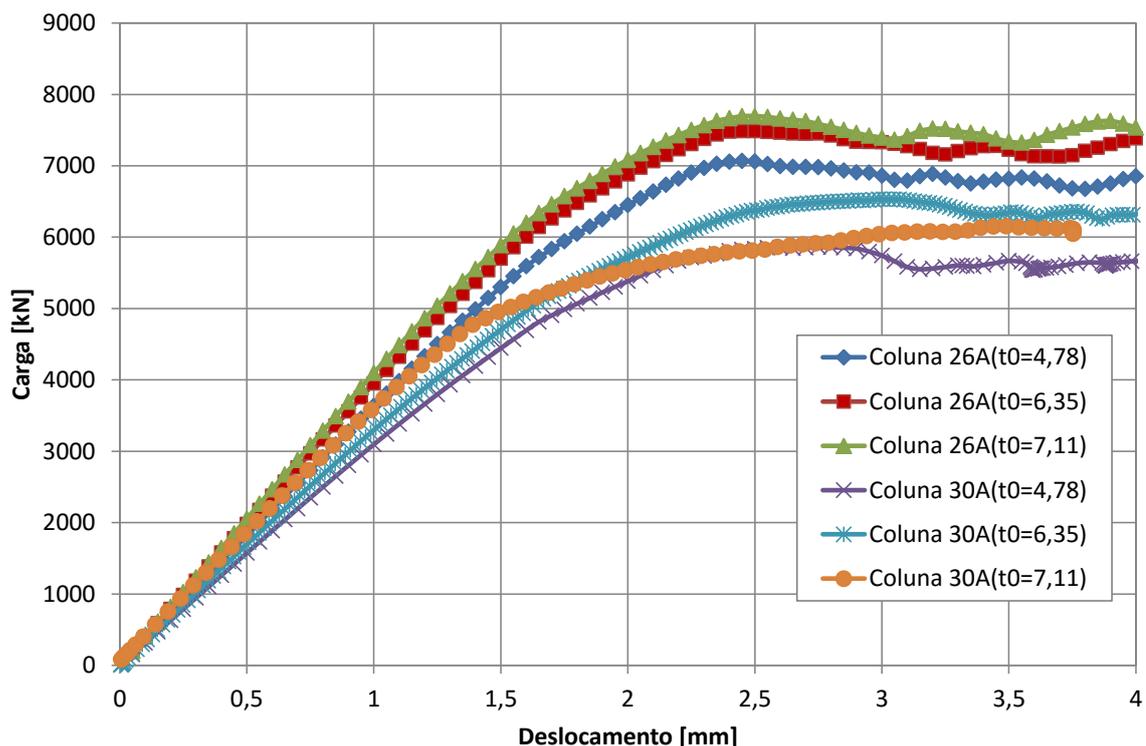


Figura 78 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 3

4.4 Variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável duplex

Na quarta etapa, foram escolhidos, assim como na etapa 3, dois tipos de colunas de cada grupo da etapa 1 e com isso foi realizada a variação da espessura do tubo externo de aço inoxidável, mantendo as dimensões do tubo interno de aço carbono. Aqui o tipo de aço inoxidável utilizado foi o duplex. Para as colunas de aço inoxidável, foram considerados: Módulo de Young $E=200\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y=544\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. Para as colunas de aço carbono, foram considerados: Módulo de Young $E=205\text{MPa}$; tensão de escoamento $f_y=335\text{MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,3$.

Os dados de geometria com as respectivas cargas máximas obtidas podem ser visualizados na Tabela 26.

Tabela 26 –Dados das colunas modeladas – Etapa 4

	ID	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	D _i (mm)	t _i (mm)	χ	D ₀ /t ₀	Comp. Coluna L(mm)	Critério Han D ₀ /L	Cálculo Resistência Ansys (kN) Duplex
GRUPO 1	2 -t0=2,77	168,28	2,77	88,9	4,25	0,55	60,75	630	0,27	2276,66
	2-t0=3,05	168,28	3,05	88,9	4,25	0,55	55,17	630	0,27	2398,6
	2-t0=3,40	168,28	3,4	88,9	4,25	0,55	49,49	630	0,27	2578,28
	5-t0=2,77	168,28	2,77	127	3,75	0,78	60,75	630	0,27	1904
	5-t0=3,05	168,28	3,05	127	3,75	0,78	55,17	630	0,27	2110,21
	5-t0=3,40	168,28	3,4	127	3,75	0,79	49,49	630	0,27	2210,6
GRUPO 2	8-t0=2,77	219,08	2,77	114,3	3,75	0,54	79,09	630	0,35	3357,14
	8-t0=3,76	219,08	3,76	114,3	3,75	0,54	58,27	630	0,35	3953,61
	8-t0=4,57	219,08	4,57	114,3	3,75	0,54	47,94	630	0,35	4406,32
	11-t0=2,77	219,08	2,77	152,4	3,75	0,71	79,09	630	0,35	2867,48
	11-t0=3,76	219,08	3,76	152,4	3,75	0,72	58,27	630	0,35	3400,15
	11-t0=4,57	219,08	4,57	152,4	3,75	0,73	47,94	630	0,35	3907,54
GRUPO 3	14- t0=3,76	273,05	3,76	139,7	3,75	0,53	72,62	850	0,32	5585,8
	14- t0=4,19	273,05	4,19	139,7	3,75	0,53	65,17	850	0,32	5887,06
	14 - t0=5,16	273,05	5,16	139,7	3,75	0,53	52,92	850	0,32	6613,95
	17-t0=3,76	273,05	3,76	203,2	4,5	0,77	72,62	850	0,32	4402,91
	17-t0=4,19	273,05	4,19	203,2	4,5	0,77	65,17	850	0,32	4679,45
	17-t0=5,16	273,05	5,16	203,2	4,5	0,77	52,92	850	0,32	4761,03
GRUPO 4	21-t0=4,57	323,85	4,57	165,1	3,75	0,52	70,86	950	0,34	7862,46
	21-t0=5,16	323,85	5,16	165,1	3,75	0,53	62,76	950	0,34	7890,55
	21-t0=9,53	323,85	9,53	165,1	3,75	0,54	33,98	950	0,34	
	24-t0=4,57	323,85	4,57	244,5	4,75	0,78	70,86	950	0,34	6097,28
	24-t0=4,75	323,85	5,16	244,5	4,75	0,78	62,76	950	0,34	6097,28
	24-t0=9,53	323,85	9,53	244,5	4,75	0,80	33,98	950	0,34	
GRUPO 5	26-t0=4,78	355,6	4,78	177,8	4,75	0,51	74,39	1000	0,36	5730,68
	26-t0=6,35	355,6	6,35	177,8	4,75	0,52	56,00	1000	0,36	9725,26
	26-t0=7,11	355,6	7,11	177,8	4,75	0,52	50,01	1000	0,36	8722,23
	30-t0=4,78	355,6	4,78	254	4,75	0,73	74,39	1000	0,36	7281,13
	30-t0=6,35	355,6	6,35	254	4,75	0,74	56,00	1000	0,36	8807,27
	30-t0=7,11	355,6	7,11	254	4,75	0,74	50,01	1000	0,36	6530,83

Tabela 27 – Avaliação de custo da etapa 4

	ID	Peso total tubo externo (kg)	Peso total tubo interno (kg)	Volume de concreto (m ³)	Valor Total tubo externo aço duplex (R\$)	Valor Total tubo interno aço carbono (R\$)	Valor Total Concreto (m ³)	Valor total coluna mista (R\$)
GRUPO 1	1	71,23	55,89	9,19	1495,74	670,70	5881,14	8047,587
	2	78,29	55,89	9,10	1644,15	670,70	5823,55	8138,404
	3	87,09	55,89	8,99	1828,94	670,70	5751,84	8251,485
	4	71,23	71,80	5,12	1495,74	861,65	3277,58	5634,976
	5	78,29	71,80	5,03	1644,15	861,65	3219,99	5725,793
	6	87,09	71,80	4,92	1828,94	861,65	3148,28	5838,874
GRUPO 2	7	93,09	64,41	16,09	1954,83	772,87	10297,6	13025,37
	8	125,78	64,41	15,67	2641,35	772,87	10031,2	13445,47
	9	152,30	64,41	15,34	3198,28	772,87	9815,14	13786,28
	10	93,09	86,60	11,06	1954,83	1039,23	7081,50	10075,56
	11	125,78	86,60	10,65	2641,35	1039,23	6815,10	10495,67
	12	152,30	86,60	10,31	3198,28	1039,23	6598,97	10836,48
GRUPO 3	13	212,24	106,86	34,02	4456,97	1282,34	21774,8	27514,12
	14	236,13	106,86	33,72	4958,74	1282,34	21580,0	27821,17
	15	289,75	106,86	33,04	6084,68	1282,34	21143,1	28510,18
	16	212,24	187,42	19,49	4456,97	2249,07	12476,3	19182,42
	17	236,13	187,42	19,19	4958,74	2249,07	12281,6	19489,47
	18	289,75	187,42	18,51	6084,68	2249,07	11844,7	20178,48
GRUPO 4	19	341,83	141,75	53,53	7178,34	1700,98	34261,2	43140,56
	20	385,24	141,75	52,98	8090,10	1700,98	33907,4	43698,51
	21	701,75	141,75	48,95	14736,72	1700,98	31328,1	47765,85
	22	341,83	266,79	29,28	7178,34	3201,48	18739,0	29118,84
	23	385,24	266,79	28,73	8090,10	3201,48	18385,2	29676,79
	24	701,75	266,79	24,70	14736,72	3201,48	15805,9	33744,13
GRUPO 5	25	413,53	202,70	69,18	8684,10	2432,43	44276,9	55393,46
	26	546,89	202,70	67,48	11484,78	2432,43	43190,1	57107,31
	27	611,02	202,70	66,67	12831,35	2432,43	42667,5	57931,33
	28	413,53	291,96	43,35	8684,10	3503,51	27746,3	39933,99
	29	546,89	291,96	41,66	11484,78	3503,51	26659,5	41647,84
	30	611,02	291,96	40,84	12831,35	3503,51	26137,0	42471,87

A seguir seguem os gráficos gerados carga *versus* deslocamento da etapa 4. Nesta etapa, foram modeladas apenas 4 colunas uma vez que com o aumento da espessura do tubo, obteve-se um problema de convergência, no modelo usado para todas as colunas.

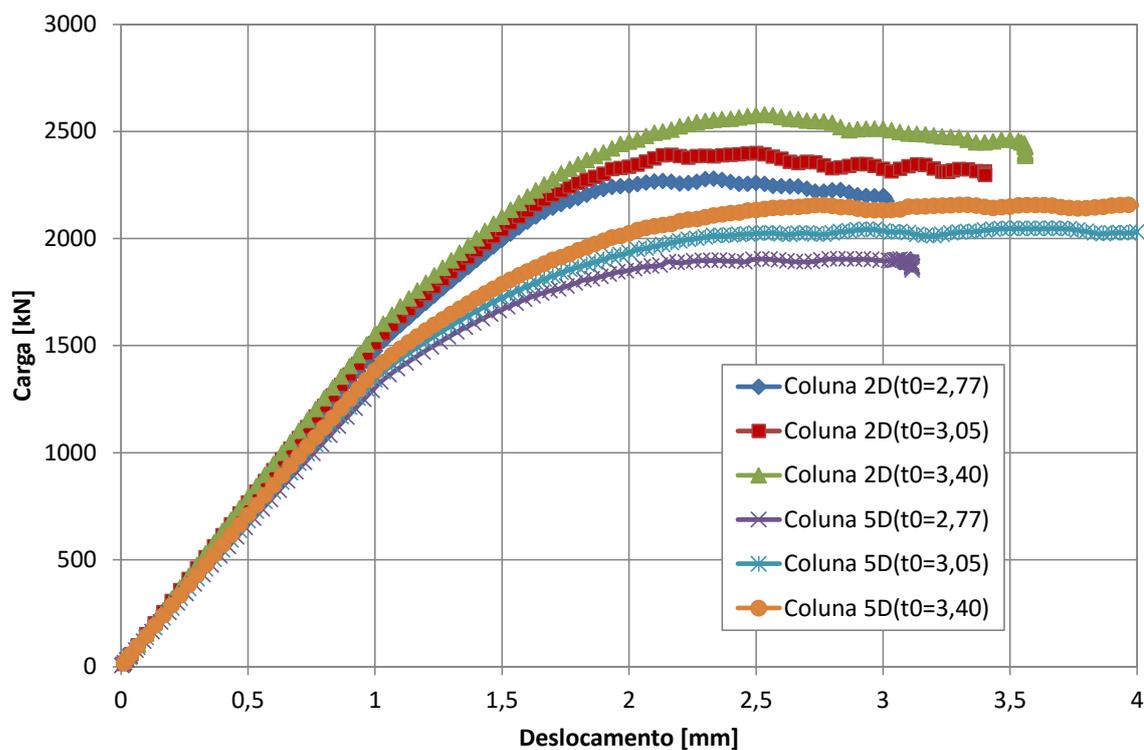


Figura 79 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 1 – Etapa 4

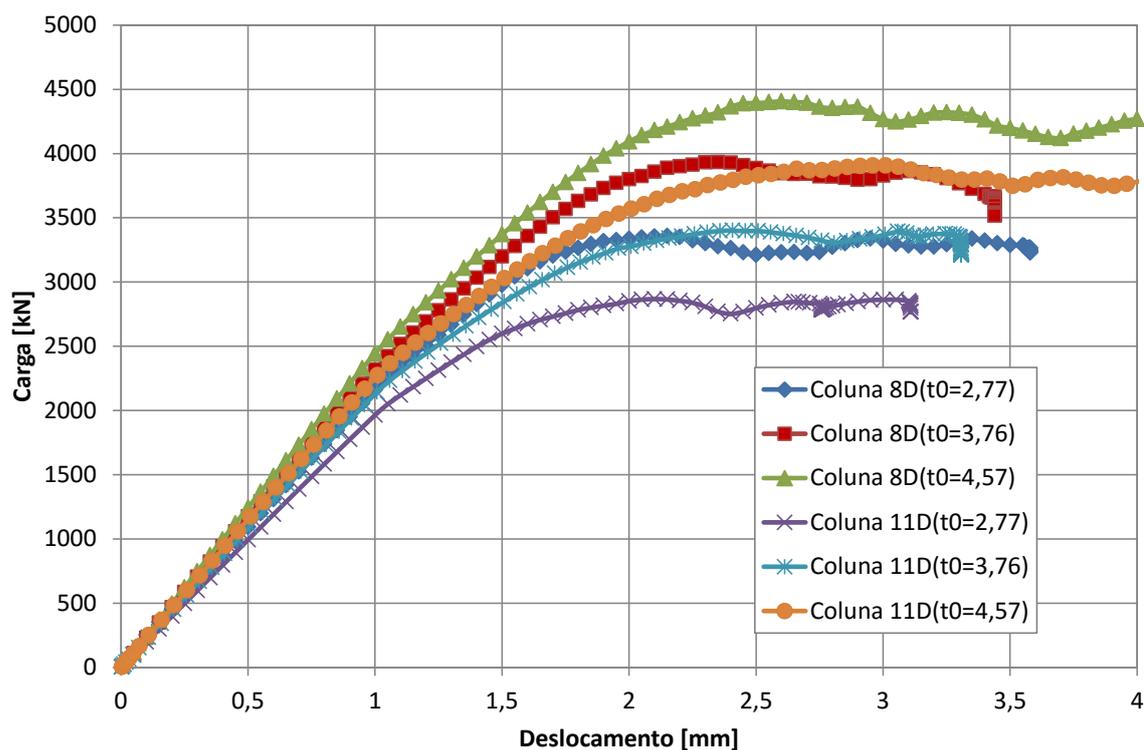


Figura 80 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 2 – Etapa 4

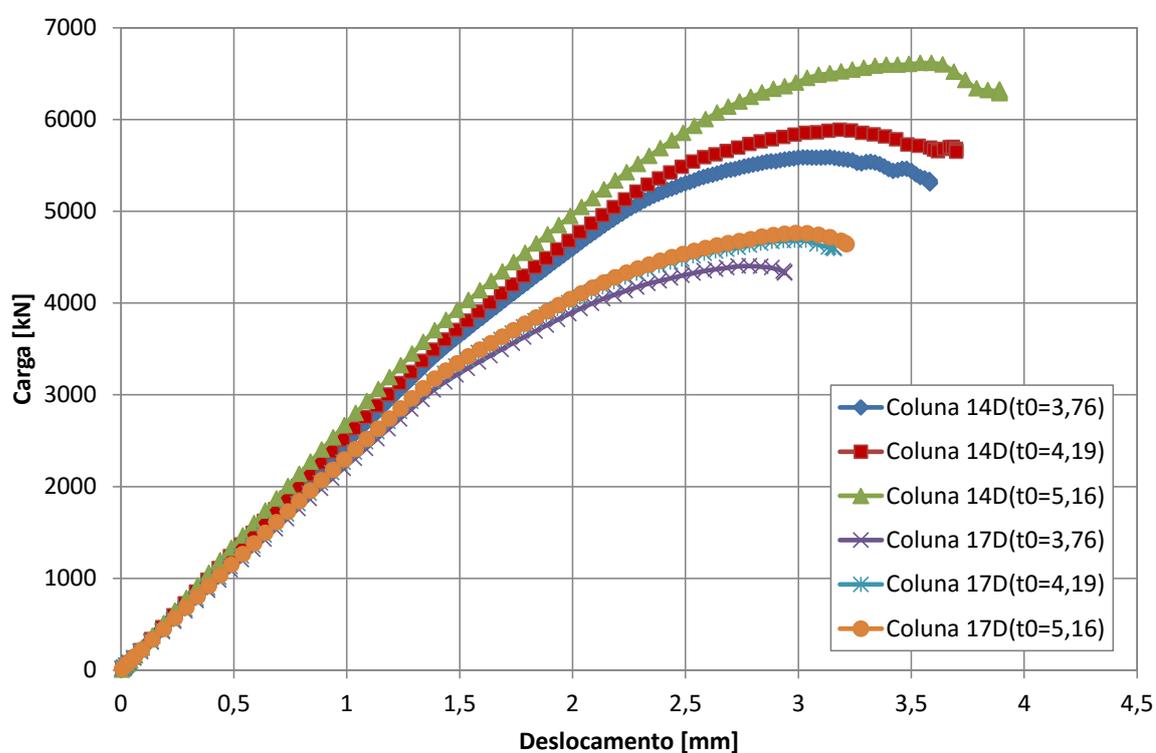


Figura 81 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – Grupo 3 – Etapa 4

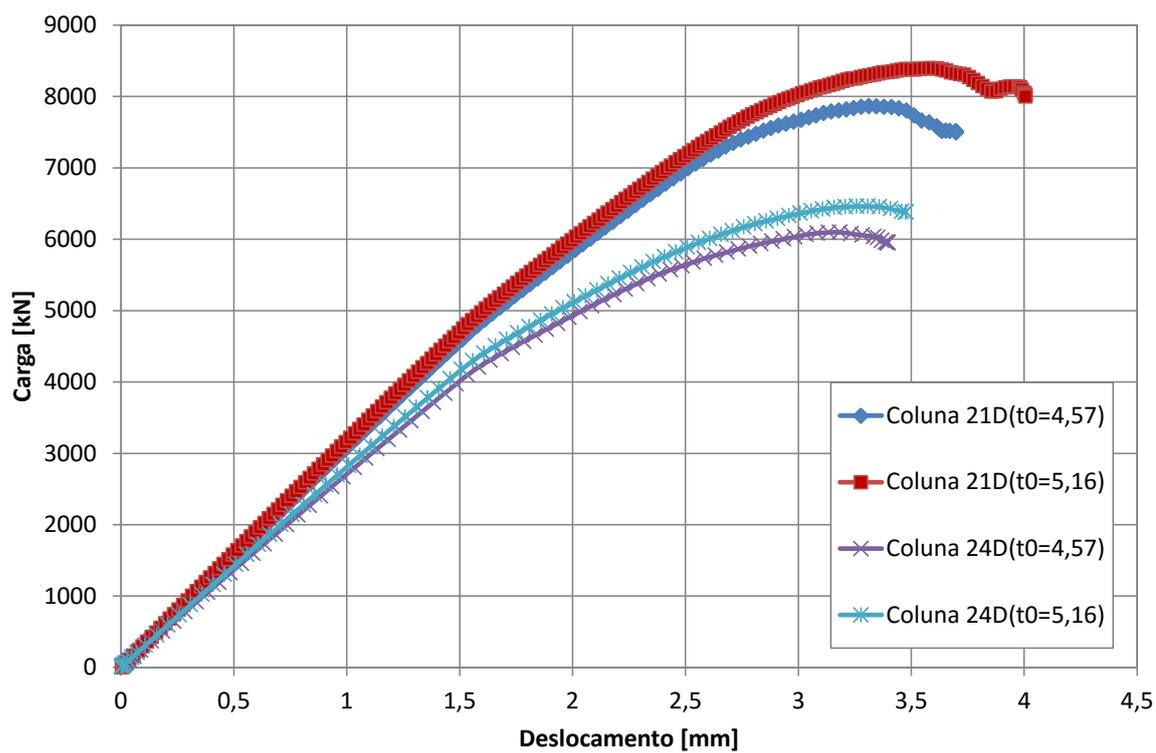


Figura 82 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 4 – Etapa 4

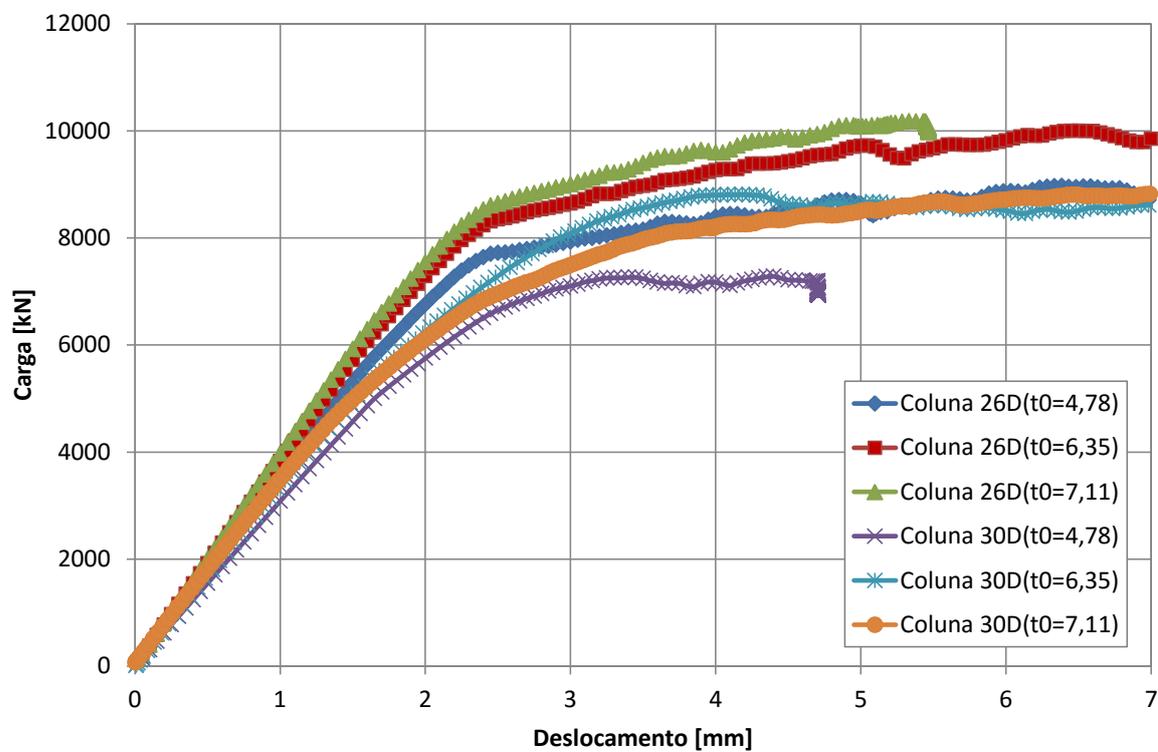


Figura 83 – Gráfico Carga versus Deslocamento – Grupo 5 – Etapa 4

À medida que se aumenta a espessura do tubo externo de aço inoxidável, automaticamente, a resistência da coluna aumenta. Aqui da mesma maneira como verificado na etapa 3, a proporção do ganho de resistência das colunas com a variação da espessura do tubo externo foi maior do que com o aumento da proporção do custo final das colunas.

Logo, fez-se uma análise na etapa 4, com aço inoxidável tipo duplex devido ao custo total dos componentes serem mais baratos em comparação com os austeníticos. A Tabela 28 mostra uma comparação dos resultados da resistência das colunas obtidas numericamente e pela equação de dimensionamento proposta por Han *et al* [12]. Já a Figura 84 mostra a comparação entre os modelos gerados e a equação proposta onde se verifica uma boa concordância entre os resultados.

Tabela 28 – Comparação das resistências teóricas e numéricas – etapa 3 e 4

	ID	N_{Ansys}	N_{Ansys}	N_{Han}	N_{Han}	$N_{\text{Han}}/N_{\text{ANSYS}}$ Austenítico	$N_{\text{Han}}/$ N_{ANSYS} Duplex
		(kN) Austenítico	(kN) Duplex	(kN) Austenítico	(kN) Duplex		
GRUPO 1	1	1867,5	2276,66	1537,56	1833,64	0,82	0,81
	2	1916,36	2398,6	1591,82	1918,84	0,83	0,80
	3	2010,65	2578,28	1660,09	2026,04	0,83	0,79
	4	1540,93	1904	1355,61	1643,86	0,88	0,86
	5	1608,13	2110,21	1405,13	1722,76	0,87	0,82
	6	1638,84	2210,6	1467,06	1821,44	0,90	0,82
GRUPO 2	7	2822,87	3357,14	2202,99	2585,93	0,78	0,77
	8	3082,37	3953,61	2451,11	2975,37	0,80	0,75
	9	3308,8	4406,32	2657,15	3298,79	0,80	0,75
	10	2404,67	2867,48	2007,46	2384,43	0,83	0,83
	11	2643,23	3400,15	2241,13	2754,91	0,85	0,81
	12	2854,23	3907,54	2433,30	3059,74	0,85	0,78
GRUPO 3	13	4467,77	5585,8	3403,20	4052,97	0,76	0,73
	14	4629,87	5887,06	3537,73	4264,02	0,76	0,72
	15	4955,71	6613,95	3844,12	4744,71	0,78	0,72
	16	3549,29	4402,91	3059,25	3694,10	0,86	0,84
	17	3669,63	4679,45	3183,14	3891,23	0,87	0,83
	18	3951,34	4761,03	3462,95	4336,61	0,88	0,91
GRUPO 4	19	6228,62	7862,46	4717,03	5654,46	0,76	0,72
	20	6519,94	7890,55	4936,45	5998,66	0,76	0,76

	21	7066,61		6608,56	8622,23	0,94	
	22	4825,64	6097,28	4157,55	5071,67	0,86	0,83
	23	5003,99	6097,28	4358,23	5391,29	0,87	0,88
	24	5791,6		5845,00	7762,16	1,01	
GRUPO 5	25	7171,35	5730,68	5730,68	6806,74	0,80	1,19
	26	7484,91	9725,26	6375,12	7817,22	0,85	0,80
	27	7910,13	8722,23	6691,01	8312,58	0,85	0,95
	28	6063,14	7281,13	4983,98	6038,45	0,82	0,83
	29	6150,69	8807,27	5581,28	6986,85	0,91	0,79
	30	6530,83	8870,12	5871,31	7447,54	0,90	0,84
Média						0,85	0,81
Desvio Padrão						0,06	0,09

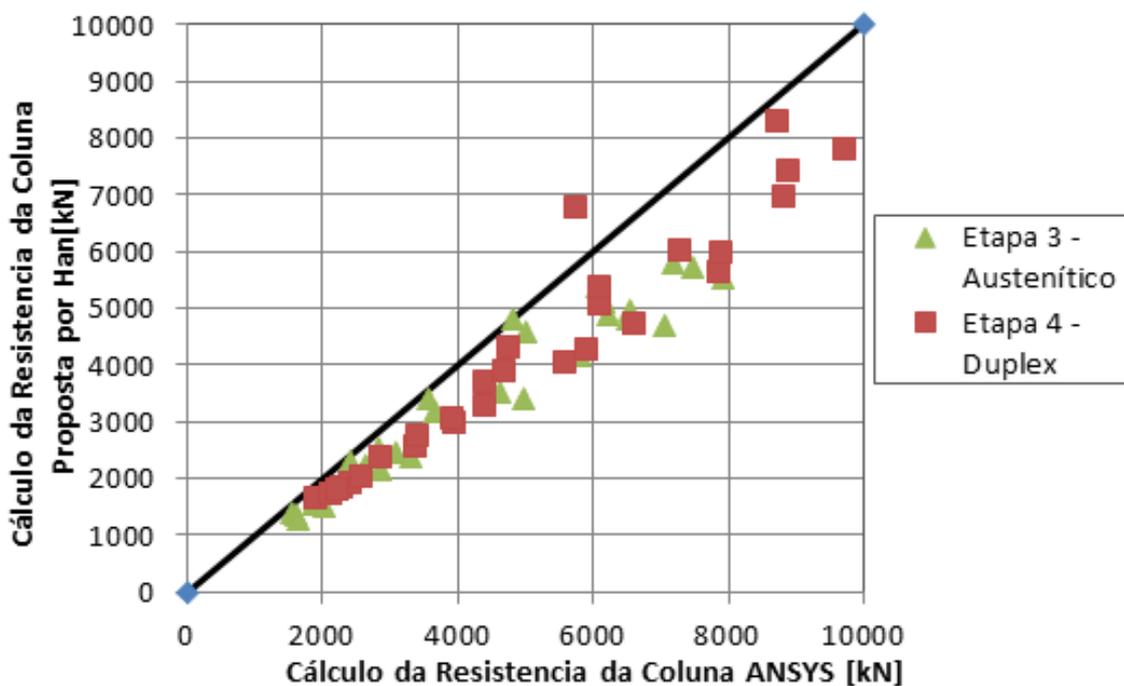


Figura 84 –Comparação das resistências teóricas e numéricas – Etapas 3 e 4

A Figura 85 e Figura 86 a seguir mostram a variação do parâmetro χ com relação a capacidade de carga das colunas mistas. Como já foi concluído nas etapas 1 e 2, verificado que a capacidade de resistência das colunas mistas diminui à medida que o parâmetro χ aumenta. A razão disto é que a área do concreto diminui, à medida que se aumenta χ . No entanto, a rigidez da fase elastoplástica aumenta com o aumento de χ .

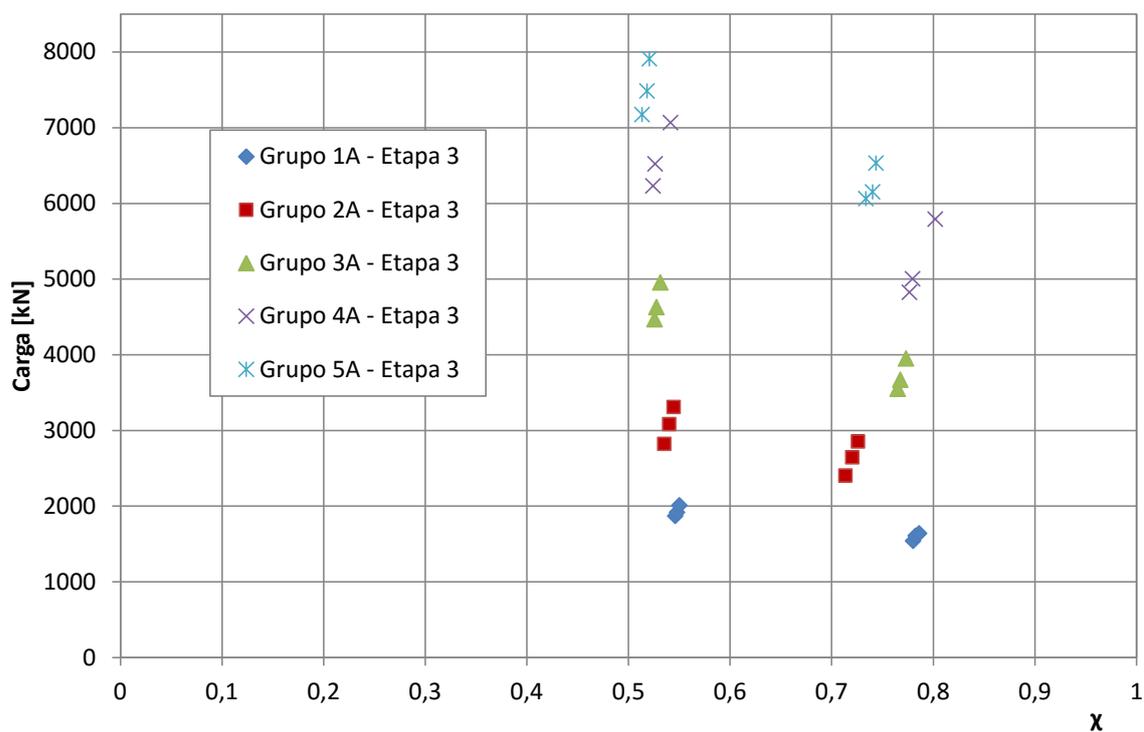


Figura 85 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 3

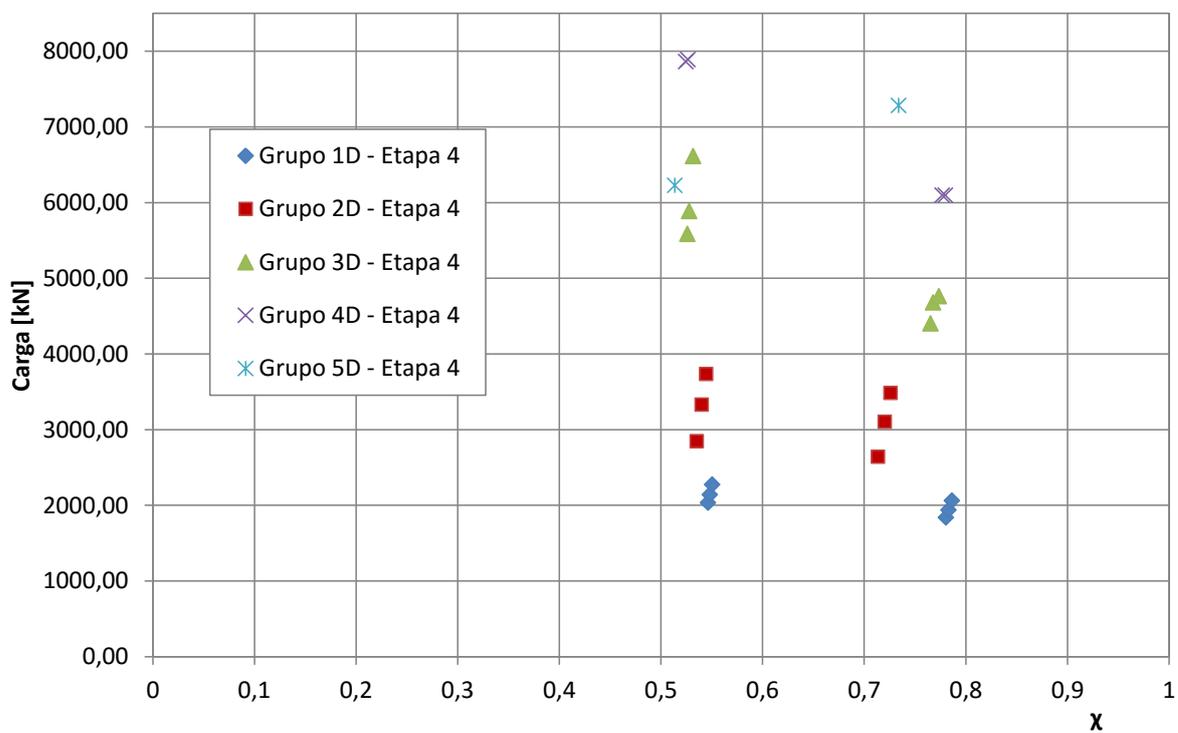


Figura 86 – Gráfico Capacidade de Carga versus Parâmetro χ – Etapa 4

Após a finalização das análises paramétricas das quatro etapas, foi observado que o ganho de resistência das colunas fazendo a substituição do tubo de aço inoxidável externo tipo austenítico para duplex foi de cerca de 23% e o preço final da coluna composta de aço inoxidável tipo duplex é quase o dobro do valor da coluna composta de aço inoxidável tipo austenítico.

Diante disso, foi proposta a utilização do aço lean duplex, um tipo de aço inoxidável com o custo menor cerca de 20 a 30% em relação ao duplex, e com um excelente desempenho. O aço utilizado foi o 1.4162 que apresenta uma tensão de escoamento $f_y=493$ MPa.

Nesta análise foram simuladas 6 colunas, sendo 3 colunas preenchidas de concreto entre os tubos e 3 colunas ocas. As colunas nomeadas apenas com o número 3 e as letras A, D ou LD significam que os tubos externos são compostos de aço inoxidável tipo austenítico, duplex e lean duplex, respectivamente e as colunas nomeadas com essa mesma nomenclatura seguidas de SC significam que os tubos são “sem concreto”. As dimensões da coluna 3 já foram mencionadas na Tabela 19 e na Tabela 21.

Na Tabela 29 pode ser observado o ganho de resistência de todas as colunas, independente do tipo de aço com o preenchimento de concreto. A coluna mista composta de tubo externo de aço inoxidável tipo lean duplex obteve um ganho de resistência de aproximadamente 17% se comparado com a coluna mista composta de tubo externo de aço inoxidável tipo austenítico, mostrando-se bem econômica para sua utilização.

Tabela 29 – Comparação das resistências – modelo numérico

Colunas	N_{ANSYS} (kN)	N_{ANSYS} (kN)	Preço por kg (R\$)
Coluna 3 Austenítico	1784,60	844,53	23,00
Coluna 3 Lean Duplex	2098,07	1125,30	33,00
Coluna 3 Duplex	2188	1189,30	42,00

A Figura 87 mostra as curvas tensão *versus* deformação de todos os tipos de aço utilizados nesta dissertação enquanto a Figura 88 mostra os resultados em

termos de curvas carga *versus* deslocamento das colunas tipo 3 simuladas para essa nova sugestão.

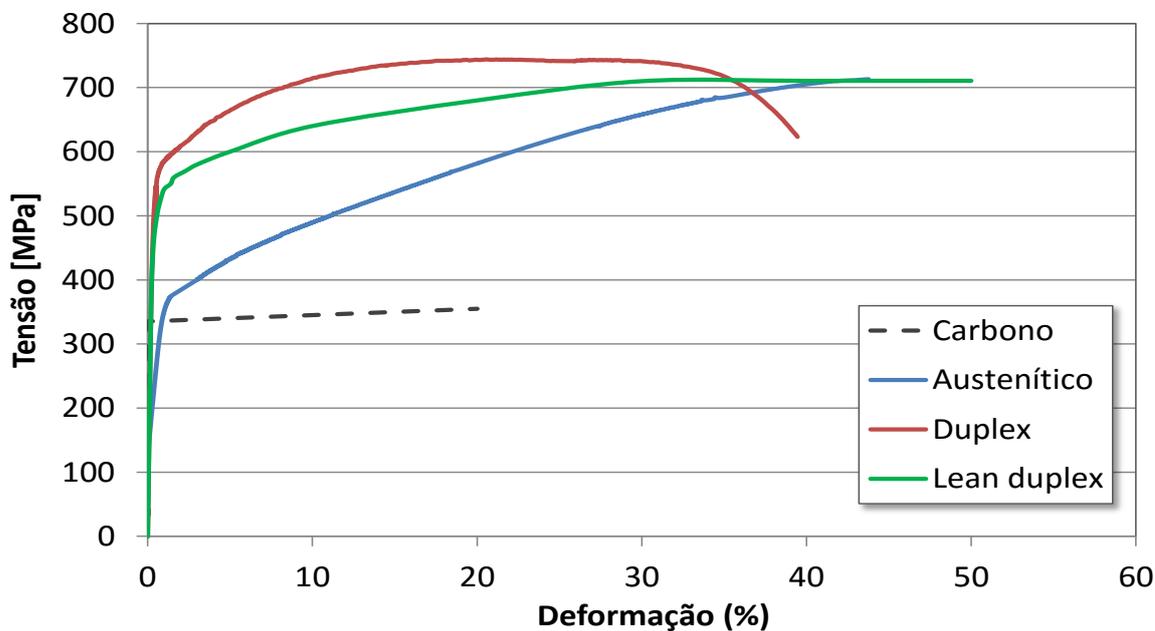


Figura 87 – Gráfico Carga *versus* Deformação – variações de aço

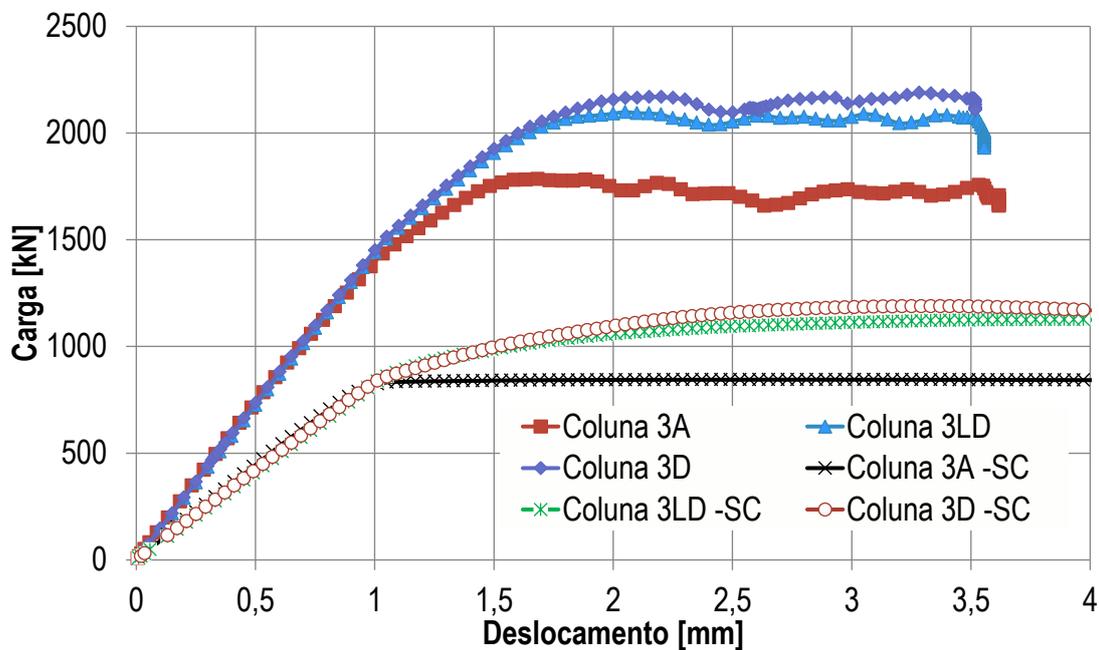


Figura 88 – Gráfico Carga *versus* Deslocamento – nova sugestão

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

A utilização de estruturas tubulares apresenta-se em expansão na construção civil brasileira, devido as diversas qualidades apresentadas em relação à fabricação, transporte, montagem, propriedades mecânicas e a beleza arquitetônica proporcionada pelas mesmas.

Esta tendência é confirmada com o lançamento da norma brasileira NBR 16239:2013 [17], representando um marco no desenvolvimento e no uso de perfis tubulares no dimensionamento de estruturas no Brasil. Entretanto, cabe ressaltar que ainda não existe no País, uma norma que contemple a utilização do aço inoxidável em elementos estruturais para a construção civil.

Os perfis tubulares apresentam diversos tipos de seções, como a circular (CHS - *Circular Hollow Section*), a retangular (RHS - *Rectangular Hollow Section*), a quadrada (SHS - *Square Hollow Section*) e, a recentemente apresentada, seção elíptica (EHS - *Elliptical Hollow Section*), fornecidas nos mais variados tamanhos e espessuras, permitem aos projetistas inúmeras possibilidades de combinações e soluções.

As pesquisas desenvolvidas sobre avaliações numéricas e experimentais de colunas tubulares mistas, assim como sobre suas propriedades mecânicas e geométricas, representam a importância do entendimento do comportamento dos mesmos para favorecer a otimização de projetos.

O presente trabalho apresentou inicialmente um estudo sobre o comportamento estrutural das colunas tubulares mistas compostas de aço inoxidável e aço carbono e se concluiu que os modelos numéricos com base no MEF são adequados para a modelagem de colunas, obtendo uma boa convergência entre as análises numérica e experimental.

5.2 Principais conclusões

A comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais mostrou-se satisfatória. Pôde ser constatado que todos os tipos de colunas comportaram-se de forma dúctil, e que o modelo numérico consegue refletir o comportamento dos perfis, ou seja, a forma de flambagem de cada coluna separadamente.

Foram realizadas análises paramétricas a partir dos modelos numéricos desenvolvidos na presente dissertação a fim de avaliar o comportamento das colunas mistas estudadas utilizando-se tubos com outras espessuras e variações do tipo de aço inoxidável para o tubo externo, sendo usado o austenítico e o duplex, além de outros diâmetros para o tubo interno de aço carbono.

Nas etapas 1 e 2 da análise paramétrica, à medida que foram fixadas as dimensões dos tubos externos e variada a espessura do tubo interno, a diminuição da resistência das colunas mistas foi verificada. Desta forma, automaticamente, o custo total da coluna também diminuiu, isto porque o volume total de concreto foi reduzido. Mesmo o parâmetro χ não tendo relação direta com a variação da espessura do tubo interno de aço carbono, tendo relação somente com o diâmetro do tubo interno, pode-se perceber uma perda na rigidez das colunas com χ variando a partir de 0,66 até 0,87.

Nas etapas 3 e 4 da análise paramétrica, à medida que se variou a espessura dos tubos externos de aço inoxidável, a resistência das colunas aumentou em relação ao custo total da coluna mista; a proporção de ganho de resistência da coluna foi maior do que a proporção do aumento do custo final. Assim como nas etapas 1 e 2 houve perda de ductilidade nas colunas, sendo que nas etapas 3 e 4, ocorreu com uma variação de χ de 0,72 a 0,80, isto porque foram variadas as dimensões das colunas externas de aço inoxidável. Na liga dos aços inoxidáveis, o elemento químico níquel altera a estrutura cristalográfica, conferindo maior ductilidade, e tornando o aço não magnético. Além disso, associado ao cromo, favorece o aumento da resistência à corrosão.

A ideia da variação da coluna externa do aço inoxidável tipo austenítico para duplex, é que o custo total dos componentes fabricados em aço inoxidável duplex é mais econômico em comparação com os aços austeníticos, devido principalmente

aos seus baixos teores de níquel. Nos resultados das análises paramétricas, com a variação do tubo externo de aço austenítico para duplex conseguiu-se um aumento de resistência a compressão das colunas, não impactando no custo total da coluna

A demanda por aços inoxidáveis duplex tem se ampliado na medida em que aumenta o conhecimento sobre este tipo de material, sendo que esse crescimento de demanda tem sido bem maior do que a de outros tipos de aços inoxidáveis. Os aços duplex devem substituir parcialmente outros tipos de aços inoxidáveis, principalmente os austeníticos, e até mesmo outros tipos de materiais.

Devido às propriedades particulares do aço inoxidável, este material vem ganhando cada vez mais espaço na engenharia estrutural, com a intenção de se obter obras mais duráveis e de maior relação custo benefício, quando se procura um aproveitamento máximo dos materiais. Dentro deste contexto, este trabalho visa mostrar que, além das propriedades já conhecidas, este material também é de grande auxílio ao comportamento estrutural de colunas, tornando-se assim uma opção de grande valor para a construção civil.

5.3 Sugestões para trabalhos futuros

Neste trabalho foi estudada apenas a configuração de coluna reta mista aço-concreto de perfil duplo com seções circulares. Uma possível averiguação para trabalhos futuros seria a ampliação do estudo para novas configurações de seção e forma de apresentação (inclinada e tronco de cone).

Inúmeros fatores podem ser analisados, entre eles estão: efeito do confinamento, uma vez que se chega à conclusão que este contribui muito mais do que o concreto, surgindo assim a possibilidade de se utilizar outros materiais em substituição do concreto; a inversão dos tubos, sendo o tubo externo de aço carbono e o interno de aço inoxidável; analisar também uma coluna mista composta por dois tubos de aço inoxidável, fazer verificação do efeito da temperatura nas colunas mistas; fazer a variação de resistência do concreto preenchido entre as seções; fazer verificação de seções transversais diferentes para as colunas; variação da relação b/t das colunas, ou seja da esbeltez, modificar as condições de apoio das colunas, etc.

REFERÊNCIAS

- [1] PFEILI,W, Estruturas de Aço – Dimensionamento de Acordo com a NBR8800 - 8ª. Edição – Grupo Editorial Nacional - Rio de Janeiro 2012
- [2] PINHEIRO,A.C.F.B, Estruturas Metálicas – Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos - 2ª. Edição – Blucher – São Paulo 2012
- [3] Pedreira, Luciana. Baptista. *Avaliação de ligações tubulares tipo T entre CHS com Reforço Tipo Chapa*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- [4] VALLOUREC & MANNESMANN TUBES. Structural Hollow Sections (MSH): circular, square and rectangular. Nominal dimensions, sectional properties and materials. Technical Information, 2010 Edition.
- [5] TUPER S.A. Tubos Estruturais e Mecânicos
- [6] Portal Metálica. Estádio Nacional Ninho de Pássaros – Pequim, China. Disponível em <<http://wwwo.metlica.com.br/olimpiadas-2008-estadio-nacional-ninho-de-passaro>> Acesso em 17 de abril de 2016.
- [7] Portal Metálica. Passarela da estação Cidade Nova do metrô - RJ. Disponível em <<http://wwwo.metlica.com.br/passarela-com-maior-vao-ferroviario-brasileiro>> Acesso em 17 de abril de 2016.
- [8] GARDNER, L. The use of stainless steel in structures. Progress in Structural Engineering and Materials, v. 7, i. 2, p. 45-55, Apr./Jun. 2005
- [9] BARBOSA, Wellington Flávio; *Aplicação do método da resistência contínua na avaliação da resistência de placas de aço inoxidável sujeitas à tração*. Projeto Final (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro,2015

- [10] DABAON, M.; EL-BOGHADADI, M.; HASSANEIN, M.F. Experimental investigation on concrete-filled stainless steel stiffened tubular stub columns. *Engineering Structures*, v. 31, i. 2 p. 300-307, Feb. 2009.
- [11] HASSANEIN, M.F.; KHAROOB, O.F.; LIANG, Q.Q. Behaviour of circular concrete-filled lean duplex stainless steel-carbon steel tubular short columns. *Engineering Structures*, v. 56, p. 83-94, Apr. 2013-Nov. 2013.
- [12] HAN, L.H.; REN, Q.X.; e LI, W. Tests on Stub Stainless Steel-Concrete-Carbon Steel Double Skin Tubular (DST) Columns. *Journal of Construction Steel Research*, v 67, i, 3, p. 437-452, Mar. 2011.
- [13] LOUREIRO, D. L. F. ; LIMA, L.R.O.de ; VELLASCO, P. C. G. da S. . Numerical Analysis of Stainless Steel, Concrete Encased and Carbon Steel Double-Skin Tubular Stub Columns. In: *Eurosteel 2014 - 7th European Conference on Steel and Composite Structures*, 2014, Nápoles. ECCS European Convention for Constructional Steelwork, 2014. v. 1. p. 1-6.
- [14] 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.
- [15] Ansys 12.0, ANSYS – Inc. Theory Reference, 2010.
- [16] EUROCODE 3, EN 1998-1-1: 2005. Design of steel structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels
- [17] ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.
- [18] ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifício.

- [19] YUAN, Wei-bin. YANG, Jun-Jie. Experimental and numerical studies of short concrete-filled double skin composite tube columns under axially compressive loads. *Journal of Constructional Steel Research* ,v.80, p 23-31, Set. 2012.
- [20] UENAKA, Kojiro. KITOH, Hiroaki. SONODA Keiichiro. Concrete filled double skin Stub columns under Compression. *Thin-Walled Structures*,v.48, p19-24, 2010
- [21] TAO, Zhong. HAN, Lin-Hai. ZHAO, Xiao-Ling. Behavior of concrete-filled double skin (CHS outer and CHS inner) steel tubular stub columns and beam columns. *Thin-Walled Structures*, v.60, p 1129-1158, 2003.
- [22] TAO Zhong. HAN Hai Lin. Behavior of concrete double skin rectangular steel tubular beam-columns, *Journal of Constructional Steel Research*. v 62, p 631-646, 2006.
- [23] ZHAO Xiao Ling. TONG Le Wei. WANG Yi Xing. CFDST stub columns subjected to large deformation axial loading. *Engineering Structures*, v 32,p 692-703, 2010.
- [24] CHENG.Chen Cheng. KO Wen Jen. HUANG Luen Guo. CHANG Local buckling and concrete confinement of concrete-filled box columns under axial load. *Journal of Constructional Steel Research*. v78, p 8 -21,2012
- [25] OLIVEIRA Walter Luiz Andrade. NARDIN Silvana. EL DEBS Ana Lúcia H de Cresce. EL DEBS Mounir Khalil. Evaluation of passive confinement in CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*. v66, p 487 -495.
- [26] DABAON Mohamed. KHORIBY Saher. EL - BOGDADI Mahmoud, HASSANEIN Mostafa Fahmi. Confinement effect of Stiffened and unstiffened concrete-filled stainless steel tubular stub columns *Journal of Constructional Steel Research*. v65, p1846-1854

- [27] TAO Zhong, WANG Zhi – Bin, YU Qing. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression Journal of Constructional Steel Research. v89, p121-131
- [28] LONG Ling Yue CAI Jian. Stress Strain relationship of concrete confined by rectangular steel tubes with binding bars. Journal of Construction Steel Research v88 , p1-14
- [29] XIAMUXI Alifujiang. HASEGAWA Akira. A study on axial compressive behaviours of reinforced concrete filled tubular steel columns Journal of Construction Steel Research v76 , p144-154
- [30] LOUREIRO,D.L.F.,2014. Avaliação Numérica e Experimental de Colunas Tubulares Mistas Proposta de Tese de Doutorado. Departamento de Estruturas – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- [31] SIMÕES, R. A.D., Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas – 2ª. Edição, Coleção Construção Metálica e Mista, CMM, Coimbra, 2007.
- [32] EUROCODE 3, EN 1993-1-8: 2005. Design of steel structures: Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels.
- [33] VALLOUREC & MANNESMANN TUBES. Structural Hollow Sections (MSH): circular, square and rectangular. Nominal dimensions, sectional properties and materials. Technical Information, 2010 Edition.
- [34] GRUPO ELINOX. Aço Inoxidável
- [35] TUPER. Tubos Estruturais e Mecânicos
- [36] 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.

- [37] 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.
- [38] AFSHAN, S.; ROSSI, B.; GARDNER, L. Strength enhancements in cold-formed structural sections: part I: material testing. *Journal of Constructional Steel Research*, London, v. 83, p. 177-188, 2013.
- [39] VELLASCO, P. C. G da S.; LIMA, L. R. O de L.; ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, M. B. R.; SILVA, L. A. P. S. *Modelagem de estruturas de aço e mistas*, Elsevier, Rio de Janeiro, 2014.