UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

NATÁLIA RAMALHO SOUZA LIMA

ESTUDO EXPERIMENTAL DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

> VITÓRIA 2018

NATÁLIA RAMALHO SOUZA LIMA

ESTUDO EXPERIMENTAL DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas. Orientador: Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani.

Coorientadora: Juliana da Cruz Vianna

VITÓRIA 2018 Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

Lima, Natália Ramalho Souza, 1984-

L732e Estudo experimental de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão simples / Natália Ramalho Souza Lima. - 2018.

196 f. : il.

Orientadora: Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani. Coorientadora: Juliana da Cruz Vianna. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

I. Grobério Calenzani, Adenilcia Fernanda. II. da Cruz Vianna, Juliana. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

ESTUDO EXPERIMENTAL DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

Natália Ramalho Souza Lima

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia 19 de dezembro de 2018 por:

Profa. Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani Doutora em Engenharia de Estruturas Orientadora – UFES

iana da Oruz Vianna

Profa. Dra. Juliana da Cruz Vianna Doutora em Engenharia Civil Coorientadora – UFES

Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo Doutor em Engenharia de Estruturas Examinador Interno – UFES

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima Doutor em Engenharia Civil Examinador Externo - UERJ

Vitória - ES, dezembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus pelo dom da vida. À minha mãe Nelci e ao meu ex-marido e grande amigo Gustavo que sempre acreditaram em mim e me apoiaram em todas as minhas decisões. À tia Vera pela acolhida em sua casa. À minha tia Deise e ao servidor Sidney da secretaria do PPGEC/CT/UFES pelo apoio. Às minhas queridas orientadoras Fernanda Calenzani e Juliana Vianna pela orientação impecável, presentes e participativas em cada etapa dessa pesquisa. Aos professores do colegiado de engenharia civil da UFES que colaboraram de forma indireta: Ronaldo, Lorenzo e em especial, o Patrício, pela doação da sua cota do mestrado para aquisição das chapas que compuseram a rótula mecânica, empréstimo da manta geotêxtil utilizada na cura úmida do concreto, empréstimo de chapas utilizadas para o confinamento do concreto próximo às extremidades dos protótipos, empréstimo de dois LVDT's com 25 mm de curso, e empréstimo da câmera profissional com tripé para gravação dos ensaios. Ainda com relação às chapas, não posso deixar de agradecer à Coordenação do PPGEC, representado pelo professor Rodrigo Rosa, por todo apoio burocrático necessário para sua aquisição. À Coordenação do LEMAC, representada pela professora Geilma, e toda sua equipe técnica: Felipe, Breno, Márcio, Loriato, Henrique e Tião, que foram essenciais para o desenvolvimento dessa pesquisa experimental. Ao Adenis, eletricista e "severino" da UFES, pelos serviços de solda elétrica e apoio no manuseio de alguns protótipos. Aos alunos da UFES que estudam no LEMAC: Bela pelo sorriso diário, Roberta pelo apoio moral, Diogo, Dainer e Thalyson que ajudaram algumas vezes, com força física, no manuseio dos protótipos. Ao técnico Roger do LABTECMEC, pelo corte e furação dos perfis. À assistência do professor da mecânica, Marcelo, da aluna de graduação e monitora de laboratório de estruturas, Bárbara, e do aluno de mestrado orientando da Fernanda Calenzani, Daniel, no corte das extremidades de um perfil metálico que foi reensaiado para estudo das condições de contorno. Ao carpinteiro Reginaldo que executou a galga utilizada na marcação dos furos dos perfis. À Gerdau S.A pela doação dos perfis. Ao colega Welclys, que viabilizou na empresa em que trabalha, Metalúrgica Goronci LTDA, o primeiro corte dos perfis. À Lucinei pelo transporte dos perfis, da Gerdau até a Metalúrgica Goronci. À Intechno, nas pessoas de Giana e Claudemir, pelo transporte dos perfis cortados da Metalúrgica Goronci à UFES e empréstimo da

máquina de solda. Ao Sisquini, diretor do Centro Tecnológico da UFES, por viabilizar o treinamento do SAD e a aquisição dos extensômetros. Ao LEMAC pela doação dos vergalhões de diâmetros de 5.00 e 10.00 milímetros. Ao professor Ricardo Facury da UFMG, pela contribuição técnica na definição da interação entre o concreto e o perfil de aço, sugerindo a substituição dos conectores de cisalhamento por armadura transversal passando através de furos na alma do perfil. Ao Moacyr/Diego, da empresa Concrevit, pelo desenvolvimento dos traços do concreto e doação dos insumos areia média, brita 0, sílica ativa e aditivos. Ao Luciano, da empresa LafargeHolcim, pela doação do cimento Portland CPIII-40RS. Ao Júlio César, uma pessoa muito especial para mim, pelo transporte dos insumos doados pela Concrevit até a UFES e pela doação de duas tardes de trabalho me ajudando na pintura com spray das superfícies metálicas dos protótipos e na colagem e instalação dos extensômetros, respectivamente. Também não posso deixar de agradecer, novamente, à Bárbara e ao Daniel que também me ajudaram muito na etapa de colagem e instalação dos extensômetros. À equipe técnica do Laboratório de Materiais e Construções da Faculdade UCL pelo ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova de concreto na idade dos ensaios dos protótipos. Ao Evaldo da empresa Brascontec, pela doação do ensaio de módulo de elasticidade. Ao orientando de mestrado da Fernanda Calenzani, André, primeiro aluno do PPGEC a utilizar o SAD em pesquisa na área de estruturas, pelas orientações básicas sobre o equipamento. Ao Nícolas, aluno de engenharia de automação e controle da Faculdade UCL, pelo apoio inicial na configuração do SAD e na plotagem dos gráficos no MatLab referente aos primeiros ensaios preliminares. À minha amiga arquiteta Ursula, que na reta final apertada, me deu apoio no AutoCAD.

O sucesso dessa pesquisa só foi possível graças a todos vocês. Portanto, meu muito obrigada!

RESUMO

Pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos são resultado da associação de um perfil de aço e concreto armado revestindo a região entre as mesas do perfil, ambos funcionam como um conjunto para resistir à compressão simples ou à flexocompressão. Apesar de suas inúmeras vantagens, no Brasil, a utilização de pilares mistos parcialmente revestidos ainda é pequena quando comparado às alternativas estruturais já consagradas, como pilares em concreto armado e em aço. As normas brasileiras e internacionais que tratam de estruturas mistas, ainda não abordam em seu escopo pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência. Sendo assim, esta pesquisa tem como objetivo estudar experimentalmente o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão simples por meio da avaliação dos modos de colapso e cargas últimas, deformações e deslocamentos, além de avaliar a adequabilidade das formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 e da EN 1994-1-1:2004 para a estimativa da resistência à compressão desses pilares. Para isto, ensaios de compressão simples foram conduzidos em seis protótipos de pilares mistos parcialmente revestidos, todos com altura de 1,5m, seção transversal retangular de 206 por 102 mm, armadura longitudinal composta por quatro barras de diâmetro de 10,0mm e armadura transversal com barras de 5,0 mm diâmetro a cada 10 cm, sendo três protótipos com concreto de resistência média à compressão igual a 59,48MPa e outros três com 68,77MPa. Os resultados foram comparados com um protótipo metálico de mesmo perfil de aço e altura. Os resultados demonstraram que a ABNT NBR 8800:2008 aproxima-se mais do resultado experimental, que o EN 1994-1-1:2004 é mais conservador e que a carga última nos protótipos mistos foi quase três vezes maior que no protótipo metálico.

Palavras chaves: Pilares Mistos de Aço e Concreto Parcialmente Revestidos, Concreto de Alta Resistência, Ensaios de Compressão Simples, Comportamento Estrutural.

ABSTRACT

Partially encased steel and concrete composite columns are the result of the combination of a profile of steel and reinforced concrete encasing the region between the profile flanges, both function as a set to withstand pure compression or flexocompression. In spite of its many advantages, in Brazil, the use of partially encased composite columns is still small when compared to already established structural alternatives, such as concrete columns. Brazilian and international standards that deal with composite structures do not yet its scope steel columns partially encased with high strength concrete. The objective of this research was to study the structural behavior of composite columns partially encased with high strength concrete subjected to pure compression by evaluating the collapse modes and ultimate loads, deformations and displacements, as well as evaluating the suitability of the formulations of the ABNT NBR 8800: 2008 and EN 1994-1-1: 2004 standards for the estimation of the compressive strength of these elements. For this, uniaxial compression tests were conducted on six prototypes of partially encased composite columns, all with a height of 1.5m, rectangular cross section of 206 by 102mm, longitudinal reinforcement composed of four bars of 10.0mm diameter and transversal reinforcement with bars of 5.0 mm diameter every 10 cm, three prototypes with concrete of average resistance to compression equal to 59.48MPa and other three with 68.77MPa. The results were compared with a metallic prototype of the same steel profile and height. The results showed that ABNT NBR 8800: 2008 is closer to the experimental result, that EN1994-1-4: 2004 is more conservative and that the ultimate load in the composite prototypes was almost three times higher than in the metallic prototype.

Palavras chaves: Partially Encased Composite Columns, High Performance Concrete, Compressive Strenght, Structural Behavior.

LISTA DE ABREVIATURAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM American Society for Testing and Materials
- CAR Concreto de Alta Resistência
- LVDT *Linear Variable Differential Transformer* ou Transdutores de Deslocamento Linear
- NBR Norma Brasileira
- PM Pilar Metálico
- PMPR Pilar Misto Parcialmente Revestido
- SAD Sistema de Aquisição de Dados

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Hotel Íbis Canoas – Canoas/RS	22
Figura 1-2 – Edifício New Century – São Paulo/SP	23
Figura 1-3 – Arquibancadas do estádio Maracanã – Rio de Janeiro/RJ	23
Figura 1-4 – Exemplos de pilares mistos de aço e concreto	24
Figura 1-5 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo ABNT N	NBR
8800: 2008	25
Figura 1-6 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo EN 199	4-1-
1:2004	25
Figura 1-7 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo CAN/C	SAS16-
09	26
Figura 2-1 – Curva tensão x deformação típica para concreto	35
Figura 2-2 – Método para determinação do coeficiente de fluência $\phi(t,t_0)$ para c	oncreto
sobre condições ambientais normais. Fonte: EN 1992-1-1 (2004)	38
Figura 2-3 – Valores máximos d/t , $h/t \in b/tf \operatorname{com} fy \operatorname{em} N/\operatorname{mm}^2$	43
Figura 2-4 – Modelos ensaiados por Mantovani	47
Figura 2-5 – Extensômetros no perfil metálico	47
Figura 2-6 – MAA – Localização da instrumentação	48
Figura 2-7 – Curva carga vs. deslizamento para pilares mistos submetidos à	
compressão	49
Figura 2-8 – Características geométricas do Modelo 1: (a) Seção transversal; (b) Vista
lateral; (c) Ilustração	52
Figura 2-9 – Esquema de ensaio dos modelos de pilares mistos submetidos à	ı força
axial	53
Figura 2-10 – (a) Rótula da máquina de ensaios; (b) Mecanismo de aplicação	54
Figura 2-11 – Detalhes da instrumentação: (a) Seção transversal; (b) Face 1.	55
Figura 2-12 – Instrumentação Modelo 1: (a) Face 4; (b) Face 2	55
Figura 2-13 – Detalhe da instrumentação dos pilares: (a) Seção transversal;(b) Face
2; (c) Face 3	56
Figura 2-14 – Configuração dos pilares mistos	58
Figura 2-15 – Pilar misto parcialmente revestido composto por chapas finas	59

Figura 2-16 – Geometria e instrumentação. a) Elevação; b) Seção transversal típica;
c) Seção transversal com armadura adicional para o modelo C-1261
Figura 2-17 – Curva força x deformação média dos modelos63
Figura 2-18 – Geometria do PMPR. a) Elevação no lado do aço; b) Elevação no lado
do concreto; c) Seção transversal; d) Elevação antes da concretagem66
Figura 2-19 – Posição dos extensômetros nos pilares carregados concentricamente:
(a) no nível da barra transversal; (b) fora do nível da barra transversal67
Figura 2-20 – Falha padrão de um dos modelos analisados (B4-WP40)69
Figura 3-1 – Prensa do LEMAC74
Figura 3-2 – Sistema sanduíche utilizado para simular uma rótula mecânica75
Figura 3-3 – Seção típica de perfis laminados W e HP76
Figura 3-4 – Protótipo proposto para o estudo experimental
Figura 3-5 – Corte e furação dos perfis de aço80
Figura 3-6 – Armaduras longitudinais cortadas e kits das armaduras transversais. 81
Figura 3-7 – Montagem das armaduras longitudinais e transversais nos perfis81
Figura 3-8 – Concretagem de um dos lados dos protótipos e protótipos com um dos
lados concretados82
Figura 3-9 – Capeamento dos protótipos com argamassa grout e protótipos prontos
aguardando limpeza, pintura e colagem dos extensômetros
Figura 3-10 – Faces metálicas dos protótipos mistos antes e após a limpeza 83
Figura 3-11 – Faces metálicas dos protótipos pintadas
Figura 3-12 – Posição de cada item da instrumentação no protótipo. (a) Posição dos
LVDT's nos cortes. (b) Posição do LVDT vertical na seção transversal. (c) Posição dos
extensômetros na seção transversal85
Figura 3-13 – Colagem dos extensômetros na mesa do perfil metálico e no concreto
do protótipo86
Figura 3-14 – Controle tecnológico do concreto CAR
Figura 3-15 – Ensaio preliminar do primeiro pilarete91
Figura 3-16 – Modo de falha no ensaio preliminar do primeiro pilarete
Figura 3-17 – Soldagem de alças nas chapas metálicas de 2"
Figura 3-18 – Ensaio preliminar do segundo pilarete94
Figura 3-19 – Modo de falha no ensaio preliminar do segundo pilarete
Figura 3-20 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do segundo
pilarete95

Figura 3-21 – Modo de falha no ensaio preliminar do terceiro pilarete
Figura 3-22 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do terceiro
pilarete96
Figura 3-23 – Ensaio preliminar e modo de falha do primeiro pilar metálico (PM_1).
Figura 3-24 – (a) Gráfico Força versus Deformação do aço do primeiro pilar metálico
(PM_1). (b) Gráfico Força versus Deslocamento Lateral e Encurtamento do primeiro
pilar metálico (PM_1)98
Figura 3-25 – Ensaio preliminar do quarto pilarete99
Figura 3-26 (a) e (b) – Modo de falha no ensaio preliminar do quarto pilarete 100
Figura 3-27 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do quarto
pilarete100
Figura 3-28 – Corte das extremidades do PM_1101
Figura 3-29 (a) e (b) – Modo de falha no ensaio preliminar do PM_1 cortado 101
Figura 3-30 – (a) Gráfico Força versus Deformação do aço do primeiro pilar metálico
cortado (PM_1_cortado). (b) Gráfico Força versus Deslocamento Lateral e
Encurtamento do primeiro pilar metálico cortado (PM_1_cortado)102
Figura 3-31 – Montagem do ensaio103
Figura 3-32 – Montagem da instrumentação do ensaio104
Figura 3-33 – Instrumentação e modo de falha do protótipo PM_2106
Figura 3-34 – Montagem e instrumentação do protótipo PMPR_55_1108
Figura 3-35 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_1109
Figura 3-36 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_55_3 110
Figura 3-37 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_55_2 111
Figura 3-38 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_65_1 113
Figura 3-39 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_65_2114
Figura 3-40 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto
PMPR_65_3 antes de atingir o colapso. Fonte: Do autor115
Figura 3-41 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_65_3116
Figura 4-1 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo metálico PM_2.
Figura 4-2 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral à um terço e à três quartos
do protótipo metálico PM_2. Fonte: Do autor119

Figura 4-3 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral no centro do protótipo metálico PM_2120
Figura 4-4 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_55_1. 121
Figura 4-5 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_55_1121
Figura 4-6 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_55_1. 122
Figura 4-7 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_55_1123
Figura 4-8 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_55_3.
Figura 4-9 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_55_3124
Figura 4-10 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_55_3.
Figura 4-11 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_55_3126
Figura 4-12 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR 55 2127
Figura 4-13 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto
Figura 4-14 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_55_2.
Figura 4-15 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto
Figura 4-16 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto
PMPR_65_1130 Figura 4-17 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto
PMPR_65_1
Figura 4-19 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_65_1131

Figura 4-20 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto
PMPR_65_2132
Figura 4-21 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto
PMPR_65_2133
Figura 4-22 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_65_2.
Figura 4-23 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto
PMPR_65_2134
Figura 4-24 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto
PMPR_65_3135
Figura 4-25 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto
PMPR_65_3136
Figura 4-26 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_65_3.
Figura 4-27 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto
PMPR_65_3138

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Modelos ensaiados por Mantovani46
Tabela 2-2 – Modelos físicos para análise experimental51
Tabela 2-3 – Dispositivos de medição54
Tabela 2-4 – Protótipos ensaiados no programa experimental
Tabela 2-5 – Propriedade dos modelos avaliados62
Tabela 2-6 – Características dos pilares testadas66
Tabela 3-1 – Protótipos ensaiados no estudo experimental
Tabela 3-2 – Características principais dos extensômetros utilizados nessa pesquisa.
Tabela 3-3 – Resistência à compressão dos corpos de prova de concreto
Tabela 3-4 – Módulo de elasticidade secante dos corpos de prova de concreto90
Tabela 4-1 – Resultados para a carga última, experimental e de acordo com as normas
ABNT NBR 8800:2008, EN 1993-1-1:2005 e EN 1994-1-1:2004

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

- b_f largura da mesa do perfil de aço
- d altura total da seção transversal
- fcd-resistência de cálculo do concreto à compressão

 f_{cd1} – produto da resistência de cálculo do concreto à compressão pelo coeficiente da forma da seção do tubo de aço

- fcm- resistência média do concreto à compressão
- f_{ck}- resistência característica do concreto à compressão
- fsd-resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
- fy-resistência ao escoamento do aço
- fyd resistência de cálculo ao escoamento do aço
- fys-resistência ao escoamento do aço da armadura
- ho- espessura fictícia
- n₀ razão modular para carregamento de curta duração
- n_L razão modular
- tf espessura da mesa do perfil de aço
- t_w espessura da alma do perfil de aço
- u perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar

Letras romanas maiúsculas

- (EA)e- rigidez axial efetiva à compressão da seção transversal mista
- (El)e- rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista
- Aa- área da seção transversal do perfil de aço
- Ac- área da seção do transversal do concreto
- As-área da seção transversal da armadura do concreto
- E_a módulo de elasticidade do aço
- E_c módulo de elasticidade do concreto
- Ec,red módulo de elasticidade reduzido do concreto
- Eci-módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
- Ecs módulo de elasticidade secante
- Es-módulo de elasticidade de armadura do concreto
- G módulo de elasticidade transversal do aço
- Gc-módulo de elasticidade transversal do concreto
- *l*_a momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
- *l_c* momento de inércia da seção transversal da seção transversal do concreto nãofissurado
- *I*s-momento de inércia da seção transversal de armadura do concreto
- K- coeficiente de flambagem de barras comprimidas
- KL comprimento de flambagem
- L comprimento destravado; comprimento do pilar
- Ne-força axial de flambagem elástica

 $N_{G,Sd}$ – parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente

 $N_{pl,a,Rd}$ – força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total

*N*_{pl,c,Rd} – força axial resistente de cálculo somente do núcleo de concreto do pilar à plastificação total

 $N_{pl,R}$ – força axial resistente característica da seção transversal do pilar misto à plastificação total

*N*_{pl,Rd} – força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total

*N*_{pl,s,Rd} – força axial resistente de cálculo somente do aço da armadura do pilar à plastificação total

 N_{Rd} – força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão

N_{Sd}- força axial solicitante de cálculo

Letras gregas minúsculas

α – coeficiente que relaciona a forma da seção do perfil de aço e a resistência à compressão do concreto; coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; fator de imperfeição

 α_E – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto

 α_i – parâmetro em função da resistência característica do concreto à compressão que influencia o módulo de elasticidade

- β_a coeficiente de dilatação térmica do aço
- β_c coeficiente de dilatação térmica do concreto
- $\delta-$ fator de contribuição do aço
- λ_{0m} índice de esbeltez reduzido
- λ_p parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
- λ_r parâmetro de esbeltez limite para seções não-compactas

- va-coeficiente de Poisson do aço
- vc-coeficiente de Poisson do concreto
- ρ_a massa específica do aço
- ρ_c massa específica do concreto
- φ coeficiente de fluência do concreto
- χ fator de redução associado à resistência à compressão
- ψ_L multiplicador da fluência que depende do tipo de carregamento

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	21
1.1	GENERALIDADES	21
1.2 F	PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO	24
1.3	JUSTIFICATIVA	27
1.4	OBJETIVOS	28
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	29
2. 2.1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA INTRODUÇÃO	30 30
2.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS	31
2.2.1	1 Aço	31
2.2.2	2 Concreto de resistência normal	31
2.2.3	3 Concreto de Alta Resistência (CAR)	34
2.2.3	3.1 Curvas tensão versus deformação para compressão	34
2.2.3	3.2 Retração e fluência	35
2.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PILARES MISTOS DE AÇO E	
CON	NCRETO	39
2.3.1	1 Força axial de compressão resistente de cálculo conforme a ABNT	NBR
880	0:2008	39
2.3.2	2 Força axial de compressão resistente de cálculo conforme a EN 19	94-
1-1::	:200443	
2.4	ESTADO DA ARTE	44
2.4.1	1 Pilar misto parcialmente revestido com seções padronizadas	45
2.4.2	 Pilar misto parcialmente revestido com seções soldadas de chapa 58 	fina
3.	ANÁLISE EXPERIMENTAL	73
3.1	INTRODUÇÃO	73

3.2	DEFINIÇÃO DOS PROTÓTIPOS	73
3.3	CONSTRUÇÃO DOS PROTÓTIPOS MISTOS	30
3.4	INSTRUMENTAÇÃO DOS PROTÓTIPOS	34
3.5	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	36
3.6	ENSAIOS PRELIMINARES) 1
3.7	ENSAIO DOS PROTÓTIPOS10)3
3.7.1	Procedimento de ensaio10)3
3.7.2	Protótipo metálico PM_210)5
3.7.3	Protótipo misto PMPR_55_110)6
3.7.4	Protótipo misto PMPR_55_310)9
3.7.5	Protótipo misto PMPR_55_211	0
3.7.6	Protótipo misto PMPR_65_111	2
3.7.7	Protótipo misto PMPR_65_211	3
3.7.8	Protótipo misto PMPR_65_311	5
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES11	17
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS11	17
4.2	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS11	8
4.2.1	Protótipo metálico PM_211	8
4.2.2	Protótipo misto PMPR_55_112	20
4.2.3	Protótipo misto PMPR_55_312	23
4.2.4	Protótipo misto PMPR_55_212	26
4.2.5	Protótipo misto PMPR_65_112	<u>29</u>
4.2.6	Protótipo misto PMPR_65_213	32
4.2.7	Protótipo misto PMPR_65_313	34
4.3 NOR	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAL E	39
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS PROTÓTIPOS MISTOS E METÁLICO14	11 1
	,	

5.	CONCLUSÕES142
5.1	SOBRE O TRABALHO REALIZADO142
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS144
REF	ERÊNCIAS145
APÊ APÊ	NDICE
APÊ	NDICE B: Resistência à compressão dos corpos de prova de concreto na
idac	le do ensaio dos protótipos151
APÊ ensa	NDICE C: Módulo elástico tangente e secante do concreto na idade do aio dos protótipos157
۸PÊ	NDICE D: Determinação da resistência à compressão do pilar metálico
con	forme NBR 8800:2008
APÊ	NDICE E: Determinação da resistência à compressão do pilar metálico,
con	IOTITIE & EN 1995-1-1.2005
APE con	NDICE F: Determinação da resistência à compressão do pilar misto, forme NBR 8800:2008171
APÊ con	NDICE G: Determinação da resistência à compressão do pilar misto,
APÊ	NDICE H: Especificação do aparelho de apoio de elastômero fretado185
APÊ met	NDICE I: Determinação da resistência à compressão das chapas álicas187
APÊ	NDICE J: Tutorial para configuração do sistema de aquisição de dados.190

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Segundo Queiroz (2001), sistema misto aço-concreto é aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista.

Para que um sistema seja misto é necessário que haja uma interação entre o perfil de aço e o concreto. Essa interação pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos etc.), por atrito, ou em alguns casos, por simples aderência e repartição das cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à força normal de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos.

Com relação ao concreto armado, os sistemas mistos apresentam vantagens como possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do peso próprio e do volume da estrutura e aumento da precisão dimensional da construção. Com relação ao aço, os sistemas mistos apresentam vantagens como redução considerável do consumo de aço estrutural e redução das proteções contra incêndio e corrosão.

Segundo Queiroz (2003), o surgimento das primeiras estruturas mistas data de 1894, nos Estados Unidos, quando foi construída uma ponte em Iowa e o edifício *Methodist Building*, em Pittsburg. Foram utilizadas vigas de aço de perfil I, revestidas de concreto. Porém, estudos mais específicos sobre elementos estruturais mistos só começaram no século seguinte, em 1914, na Inglaterra. Na década de 30, já haviam sido estabelecidos alguns métodos de dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto. Somente após aproximadamente vinte anos (década de 50), os sistemas estruturais mistos de aço e concreto foram introduzidos no Brasil.

No Brasil, o uso de estruturas mistas de aço e concreto ainda é pequeno quando comparado às alternativas estruturais já consagradas, como estruturas em concreto armado e em aço. Porém, esse uso vem aumentando devido a sua velocidade de

execução, eliminação de escoramentos, supressão de fôrmas e proteção contra corrosão e incêndio.

Várias edificações podem ser construídas com esse sistema estrutural, como por exemplo, escolas, shopping centers, hotéis, edifícios de múltiplos andares, dentre outras.

A Figura 1-1 apresenta um edifício em estrutura mista de aço e concreto construído em apenas 67 dias. Trata-se do hotel Ibis localizado em Canoas, Rio Grande do Sul, onde foram utilizadas lajes com fôrma de aço incorporada, vigas mistas e pilares mistos parcialmente revestidos, cuja concretagem foi realizada no próprio canteiro de obras, na horizontal, eliminando a utilização de fôrmas. Nas fachadas e vedações, foi utilizado o sistema Light Steel Frame, estruturados com perfis leves de aço e revestimentos como placas cimentícias.



Figura 1-1 – Hotel Íbis Canoas – Canoas/RS. Fonte: Disponível em: <www.metalica.com.br/hotel-ibis-canoas-construido-em-67-dias>. Acesso em: 29 nov. 2016.

Na Figura 1-2 é apresentado outro exemplo de utilização de estruturas mistas, o Edifício New Century, localizado em São Paulo, que possui estrutura formada por pilares mistos revestidos com concreto armado, distribuídos na periferia do edifício, lajes mistas com forma de aço incorporada e vigas de aço.



Figura 1-2 – Edifício New Century – São Paulo/SP. a) obra e b) edifício pronto Fonte: Revista Construção Metálica, edição 88, p. 28 à 31, 2008.

Segundo Vasconcellos (2013), um bom exemplo da utilização de estruturas mistas foi a reforma das novas arquibancadas do Maracanã, conforme Figura 1-3, onde era necessária rapidez de execução e também menores cargas impostas às estruturas antigas de concreto.



Figura 1-3 – Arquibancadas do estádio Maracanã – Rio de Janeiro/RJ. Fonte: Disponível em: <www.cimentoitambe.com.br/wp-content/uploads/2013/11/Maracana.jpg>. Acesso em: 29 nov. 2016.

1.2 PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

Um pilar misto de aço e concreto pode ser definido como um elemento estrutural formado pela união de um perfil de aço de seção transversal aberta (perfil I ou H) ou fechada (tubos circulares, quadrados ou retangulares) com concreto, sendo que o concreto pode estar revestindo totalmente ou parcialmente perfis I ou H soldado ou laminado, ou ainda preenchendo o vazio de perfis de aço tubulares. A Figura 1-4 apresenta exemplos de pilares mistos de aço e concreto.



Figura 1-4 – Exemplos de pilares mistos de aço e concreto. a) preenchido; b) revestido e c) parcialmente revestido Fonte: Nardin et al. (2012).

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 traz prescrições e formulações para o dimensionamento de quatro tipos de pilares mistos de aço concreto, submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão, a saber: (a) pilar misto revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto, (c) pilar misto tubular retangular preenchido com concreto e (d) pilar misto tubular circular preenchido com concreto, conforme Figura 1-5.

A norma europeia EN 1994-1-1:2004 trata do dimensionamento dos pilares mistos de aço concreto e considera duas seções transversais a mais do que a norma brasileira, conforme Figura 1-6.



Figura 1-5 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo ABNT NBR 8800: 2008. Fonte: ABNT NBR 8800: 2008.



Figura 1-6 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo EN 1994-1-1:2004. Fonte: EN 1994-1-1:2004.

A norma americana ANSI/AISC 360-05:2010 não contempla o dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos, abordando somente os pilares mistos totalmente revestidos e preenchidos, com seções circulares, quadradas e retangulares. No entanto, os critérios referentes ao pilar misto desta norma não serão apresentados.

Queiroz (2001, *apud* GAIGA, 2008) estudou os pilares mistos do ponto de vista das três normas e observou que a facilidade de execução dos pilares mistos parcialmente revestidos torna-os uma das soluções mais interessantes do ponto de vista construtivo, além de ser uma excelente opção onde existe grande necessidade de área útil em projeto.

A norma canadense CAN/CSA S16-09 (CSA 2009) trata do dimensionamento de três tipos de pilares mistos de aço e concreto, conforme Figura 1-7. São eles:

Pilar misto preenchido, sendo o perfil oco e o concreto com resistência entre 20 e 80
 MPa, para pilares submetidos a compressão axial, e entre 20 e 40 MPa, para pilares submetidas à flexo-compressão (Figura 1-7a).



Figura 1-7 – Tipos de seções transversais de pilares mistos, segundo CAN/CSA S16-09. Fonte: CAN/CSA S16-09

- Pilar misto revestido, sendo o perfil duplamente simétrico e o concreto com densidade normal e resistência à compressão entre 20 e 55 MPa (Figura 1-7b).

Pilar misto parcialmente revestido, sendo o perfil H duplamente simétrico e o concreto com densidade normal e resistência à compressão entre 20 e 40 MPa. O Grupo Canam Manac Inc. detém a patente deste pilar (Figura 1-7c).

1.3 JUSTIFICATIVA

Os pilares mistos de aço e concreto têm sido bastante empregados na construção civil, principalmente nos países da América do Norte, Europa e Ásia. Pilares mistos, com concreto de resistência normal, ou seja, concreto com resistência característica à compressão entre 20 MPa e 50 MPa de acordo com a ABNT NBR 8953:2015, são abordados pela norma de dimensionamento nacional ABNT NBR 8800:2008, e por normas de dimensionamento internacionais como o EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05:2010 e CAN/CSA S16-09.

A ABNT NBR 8800:2008 rege o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, sendo que todos os aspectos e detalhes relacionados ao concreto dos elementos estruturais mistos devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal. No caso de concreto de baixa densidade, na ausência de norma brasileira aplicável, deve ser seguido o EN 1992-1-1:2004.

Para dimensionar pilares mistos com concreto de alta resistência é necessário verificar se a atual formulação da ABNT NBR 8800:2008 com base na ABNT NBR 6118 permanece válida, uma vez que as propriedades mecânicas do concreto são sensivelmente influenciadas pelo acréscimo na sua resistência característica à compressão, conforme pode ser notado na ABNT NBR 6118:2014 (versão vigente).

Por isso, a presente pesquisa justifica-se dada a importância do tema em relação às mudanças na realidade da engenharia estrutural brasileira e também mundial, uma vez que as normas brasileiras e as internacionais que tratam de estruturas mistas

ainda não abordam em seu escopo pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência.

Poucos estudos experimentais são encontrados na literatura a respeito de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência. A falta de conhecimento do comportamento à compressão desses pilares bem como a escassez de procedimentos normativos de projeto contribuem para que o seu uso seja limitado. Sendo assim, essa pesquisa tem a importância de fomentar o uso da tecnologia de pilares mistos com perfis de aço parcialmente revestidos com materiais mais resistentes, como os concretos de alta resistência, fornecendo também, embasamento teórico para que as normas vigentes, no futuro, possam incluir o dimensionamento desses pilares.

1.4 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral a determinação experimental da resistência à compressão simples de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) Projetar protótipos de pilares de aço e pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos com concreto de alta resistência para ensaios de compressão simples;
- b) Avaliar a influência das principais variáveis que afetam a resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência;
- c) Avaliar os modos de colapso e as respectivas cargas últimas nos protótipos ensaiados;
- d) Avaliar as formulações prescritas pelas ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1 1:2004 para a determinação da resistência à compressão desses pilares.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 apresenta uma introdução sobre pilares mistos de aço e concreto e um breve histórico da utilização desses pilares na construção civil, além de detalhar as justificativas e os objetivos da dissertação.

O capítulo 2 expõe uma ampla revisão bibliográfica para a assimilação de conceitos fundamentais ao entendimento do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto. É apresentado um estado da arte das pesquisas relacionadas a este assunto. Por último, são apresentados os métodos para determinação da resistência à compressão simples de pilares mistos segundo as normas ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004.

O capítulo 3 explica a definição dos protótipos, detalha as etapas de sua construção, expõe quais sensores foram utilizados na instrumentação, e onde foram posicionados. Além disso, descreve os ensaios preliminares, realizados para verificar as condições de contorno, o funcionamento da instrumentação e a coerência dos dados obtidos pelo sistema de aquisição, o ensaio dos protótipos (metálico e misto), bem como os ensaios de caracterização realizados.

O capítulo 4 apresenta os resultados e conclusões acerca do ensaio dos protótipos realizados, compara os resultados das normas ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004 com os resultados obtidos experimental, e compara o comportamento estrutural entre os protótipos mistos e metálico.

Por fim, no capítulo 5 é apresentada a conclusão dessa pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

O pilar misto de aço e concreto vem sendo bastante estudado nas últimas décadas devido às suas inúmeras vantagens e devido à adequação da engenharia estrutural ao avanço tecnológico proveniente de novos materiais e técnicas construtivas.

No início da utilização de pilares mistos, não se levava em consideração a resistência adicional proporcionada pelo concreto estrutural, o qual era usado para preencher ou revestir o pilar. O concreto tinha apenas funções de proteção do perfil de aço contra a corrosão e contra incêndio.

Como o pilar misto é um elemento estrutural formado por aço e concreto, é de extrema importância o conhecimento das propriedades destes dois materiais.

O item 2.2 trata das propriedades mecânicas do aço, do concreto de resistência normal e do concreto de alta resistência, respectivamente, variáveis importantes para o entendimento do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto. No item 2.3 são apresentadas as metodologias normativas de dimensionamento para pilares mistos quando submetidos à compressão simples. Por último, no item 2.4 foi apresentado o estado da arte das pesquisas sobre pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, em âmbito nacional e internacional.

O estado da arte foi subdividido em dois assuntos de pesquisa, a saber: pilares mistos parcialmente revestidos fabricados com perfis de aço com seções padronizadas, subitem 2.4.1, e pilares mistos parcialmente revestidos fabricados com perfis de aço com seções soldadas de chapas finas, subitem 2.4.2.

2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.2.1 Aço

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, para efeito de cálculo devem ser adotados, para os aços estruturais, os seguintes valores de propriedades mecânicas:

- a) módulo de elasticidade, $E = E_a = 200.000 MPa$;
- b) coeficiente de Poisson, $v_a = 0,3$;
- c) módulo de elasticidade transversal, G = 77.000 MPa;
- d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1.2 \times 10^{-5}$ °C⁻¹;
- e) massa específica, $\rho_a = 7.850 \ kg/m^3$.

2.2.2 Concreto de resistência normal

A qualidade do concreto é avaliada pelas suas propriedades mecânicas e pela sua capacidade de resistir à deterioração.

As propriedades mecânicas do concreto podem ser obtidas em ensaios de curta ou de longa duração. Nos ensaios de curta duração obtêm-se: a resistência à compressão, a resistência à tração, o módulo de elasticidade e as características da argamassa. Já nos ensaios de longa duração são avaliados: a retração, a fluência, o comportamento sob fadiga e características de durabilidade, tais como, porosidade, permeabilidade, resistência à abrasão, entre outros.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as propriedades do concreto de densidade normal, cuja resistência característica à compressão, f_{ck} , deve situar-se entre 20 MPa e 50

MPa, devem obedecer aos parâmetros da ABNT NBR 6118. A última revisão da norma de concreto, ABNT NBR 6118:2014, prescreve novas fórmulas para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e do módulo de elasticidade secante (E_{cs}), e os seguintes valores devem ser adotados para as propriedades:

 a) Módulo de elasticidade, considerado como o módulo de elasticidade tangente inicial, conforme Equação (2.1):

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \tag{2.1}$$

sendo α_E 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito, onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascal (*MPa*), para a situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias;

 b) Módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados-limites de serviço, conforme Equação (2.2):

$$E_{cs}{}^1 = \alpha_i E_{ci} \tag{2.2}$$

onde:

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2 \frac{f_{ck}}{80} \le 1.0 \tag{2.3}$$

c) Módulo de elasticidade transversal, conforme Equação (2.4):

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2,4} \tag{2.4}$$

- d) Coeficiente de Poisson, $v_c = 0,2$;
- e) Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_c = 10^{-5}$ °C⁻¹;

¹A ABNT NBR 8800:2008, por simplicidade, se refere ao E_{cs} apenas como E_c , ou seja, como módulo de elasticidade do concreto, o mesmo tratamento será dado na presente pesquisa

f) Massa específica, ρ_c , igual a 2400 kg/m^3 no concreto simples e a 2500 kg/m^3 no concreto armado.

Todos os aspectos no que tange as propriedades do concreto devem estar em conformidade com a ABNT NBR 6118. Na ausência de norma brasileira, a ABNT NBR 8800:2008 indica a utilização do EN 1994-1-1:2004.

A norma EN 1994-1-1:2004, quando estabelece os critérios relativos as propriedades mecânicas do concreto, recorre as formulações prescritas pela EN 1992-1-1:2004, conforme equações (2.5) e (2.6):

$$E_c = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$$
(2.5)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8; \operatorname{com} f_{ck} \operatorname{em} MPa$$
(2.6)

A norma EN 1994-1-1:2004 limita o uso de concretos com resistência entre 20 MPa a 50 MPa, esta norma justifica a limitação devido ao limitado conhecimento e experiência sobre o comportamento de elementos mistos com concretos mais resistentes ou menos resistentes. Isso é aplicado, por exemplo, ao comportamento da curva carga *versus* deslocamento do concreto sob cisalhamento, à redistribuição dos momentos em vigas mistas e à resistência dos pilares.

A norma ANSI/AISC 360-05:2010 apresenta a Equação (2.7) para a determinação do módulo de elasticidade do concreto.

$$E_c = 0.043 \rho_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}}; \text{ com } f_{ck} \text{ em } MPa$$
 (2.7)

onde:

 ρ_c é igual a massa específica do concreto que pode variar no intervalo $1500 \le \rho_c \le 2500$.

A norma ANSI/AISC 360-05:2010 indica que concreto de massa específica normal deve possuir resistência característica à compressão não inferior a 21 MPa nem superior a 70 MPa, entretanto para concretos de agregados leves este limite é de 21 MPa a 42 MPa. Os limites de resistência à compressão apresentados pela ANSI/AISC 360-05:2010 são devidos a faixa de material disponível de ensaios experimentais, a

norma cita os estudos de Galambos (1998); Hajjar (2000); Shanmugam e Lakshmi (2001) e Leon e Aho (2002), onde o limite de 70 MPa é imposto para o cálculo da resistência, para refletir a escassez de dados disponíveis acima desta resistência e as alterações no comportamento observadas, particularmente para modos de fratura frágil sob cisalhamento. Limites mais altos para determinar o módulo de elasticidade são permitidos. O limite inferior é para encorajar o uso de concreto de melhor qualidade facilmente disponível.

2.2.3 Concreto de Alta Resistência (CAR)

A última revisão da norma de concreto, ABNT NBR 6118:2014, introduz concretos de alta resistência, ou seja, concretos com resistência característica à compressão, f_{ck} , de 55 MPa a 90 MPa. O módulo de elasticidade inicial para esse tipo de concreto é determinado pela Equação (2.8). Os valores de E_{ci} e f_{ck} são dados em MPa.

$$E_{ci} = 21,5.\ 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}$$
(2.8)

sendo α_E 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito,

2.2.3.1 Curvas tensão *versus* deformação para compressão

Curvas tensão *versus* deformação típicas do concreto são mostradas na Figura 2-1. Concretos de alta resistência têm um módulo de elasticidade efetivo inicial que aumenta significativamente em proporção à sua resistência a compressão e à sua densidade.


Figura 2-1 – Curva tensão x deformação típica para concreto. Fonte: O'Brien (1993).

O concreto de alta resistência tem mais agregados finos proporcionando menos vazios do que o concreto tradicional. Embora a resistência última atingida seja mais elevada, o concreto perde rigidez bruscamente, ao contrário dos corpos de prova com concreto tradicional. No gráfico da Figura 2-1 pode-se observar que, no caso do CAR, a deformação última encontra-se logo após o pico. Assim, mesmo que o carregamento seja mantido constante num certo nível, a rigidez decresce rapidamente (SUZUKI, 1981).

2.2.3.2 Retração e fluência

A ABNT NBR 8800:2008 também leva em consideração os efeitos da retração e fluência, porém de maneira simplificada, onde estes fenômenos são computados por meio da redução do módulo de elasticidade do concreto, de acordo com a Equação (2.9).

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}\right)}$$
(2.9)

onde:

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

 φ é o coeficiente de fluência do concreto, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118:2014. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação $N_{G,Sd}/N_{Sd}$ seja tomada igual a 0,6;

N_{Sd}é a força axial solicitante de cálculo;

*N*_{G,Sd}é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

De acordo com o EN 1994-1-1:2004 deve-se prever a possibilidade dos efeitos de fluência e retração do concreto, exceto para elementos com ambas as mesas mistas. Os efeitos de fluência do concreto podem ser levados em consideração usando a razão modular n_L . Esta razão depende do tipo de carregamento e é dada pela Equação (2.10).

$$\mathbf{n}_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \tag{2.10}$$

onde:

 n_0 é a razão modular E_a/E_c para carregamento de curta duração;

Ea é o módulo de elasticidade do aço;

 φ_t é o coeficiente de fluência, $\varphi(t,t_0)$, de acordo com o EN 1992-1-1:2004, sendo que este coeficiente depende da idade (*t*) do concreto no momento em que é aplicado o carregamento considerado como tempo t_0 ;

De acordo com o EN 1992-1-1:2004, a fluência e a retração do concreto dependem da umidade do ambiente, das dimensões do elemento e da composição do concreto. A fluência também é influenciada pela maturidade do concreto quando o primeiro carregamento é aplicado e depende da duração e da magnitude deste carregamento. O coeficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$ é relacionado com E_{ci} , que pode ser considerado como 1,05 E_c . Quando não é necessária uma grande precisão, o coeficiente de fluência pode ser tomado igual ao valor obtido na Figura 2-2, desde que o concreto não esteja submetido a uma tensão de compressão maior do que 0,45 f_{ck} na idade t_0 , ou seja, na idade do primeiro carregamento do concreto.

Os valores dados na Figura 2-2 são válidos para temperatura ambiente entre -40°C e +40°C e uma umidade relativa média entre 40% e 100%. Os símbolos usados são: $\varphi(\infty, t_0)$, coeficiente de fluência final, t_0 , idade do concreto no momento do primeiro carregamento em dias, h_0 , espessura fictícia igual a $2A_c/u$, A_c , área da seção transversal do elemento de concreto, u, parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar, S, $N \in R$, códigos que se referem à classe do cimento utilizado. No Brasil, as classes de cimento equivalentes ao código S são CPIII e CPIV, ao código N são as classes CPI e CPII, e ao código R é a classe CPV. Por último, ψ_L é o multiplicador da fluência que depende do tipo de carregamento, podendo ser considerado igual a 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para os efeitos primários e secundários da retração e 1,5 para deformações impostas por pré-tensão do concreto.

Estudos mostram que o efeito da retração é crítico para concretos de alto desempenho e desprezível para concretos de resistências normais, Giakomelis e Lam (2004).

A deformação lenta, ou fluência do concreto em pilares mistos deve ser considerada, principalmente se tratando de pilares esbeltos. Esta afirmação é confirmada por Vasconcellos (2004, *apud* CAMPOS, 2006) ao verificar que após o endurecimento do concreto, aço e concreto passam a trabalhar de maneira conjunta, e os efeitos da retração e da fluência produzem deformações adicionais ao concreto que são transferidas gradualmente ao aço.



Figura 2-2 – Método para determinação do coeficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$ para concreto sobre condições ambientais normais. Fonte: EN 1992-1-1 (2004).

2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

Para dimensionar pilares mistos é necessária a determinação da força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total ($N_{pl,Rd}$), calculada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de cada um de seus componentes: perfil de aço, concreto e armadura longitudinal.

2.3.1 Força axial de compressão resistente de cálculo conforme a ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece as seguintes hipóteses básicas, que norteiam todo o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto:

- g) Há interação completa entre o concreto e o aço;
- h) As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- A flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estadolimite último predominante.

A ABNT NBR 8800:2008 também define alguns limites de aplicabilidade para os pilares mistos por ela abordados. Os limites de aplicabilidade para os pilares parcialmente revestidos são:

- j) Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- k) O concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- O fator de contribuição do aço δ deve ser restringido pelo intervalo da Equação (2.11),

$$0.2 < \delta = \frac{A_a J_{yd}}{N_{pl,Rd}} < 0.9 \tag{2.11}$$

onde A_a é a área da seção transversal do perfil de aço, f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço e $N_{pl,Rd}$ é a força de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, calculada conforme Equação (2.13).

Caso o fator δ seja menor ou igual a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto utilizando a ABNT NBR 6118:2014, porém se o valor de δ for maior ou igual a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço utilizando a ABNT NBR 8800:2008.

- m) O índice de esbeltez reduzido do pilar λ_{0m} , obtido de acordo com a Equação (2.20), não pode ser maior que 2,0;
- n) Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto, por razões de segurança contra incêndio, é de 4 % desta;
- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- p) Quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;
- q) Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;
- r) O projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118:2014;

A norma brasileira ainda apresenta limitações quanto à flambagem local dos elementos de aço. Por isso, segundo a ABNT NBR 8800:2008, as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para isso, para as seções I ou H parcialmente revestidas com concreto, não pode ser ultrapassado o limite estabelecido pela Equação (2.12).

$$\frac{b_f}{t_f} \le 1,49\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \tag{2.12}$$

sendo cumpridas todas as exigências apresentadas acima, a força axial resistente de cálculo à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é calculado pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de cada um de seus componentes: perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme a Equação (2.13):

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$
(2.13)

com:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a \tag{2.14}$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1}A_c \tag{2.15}$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s \tag{2.16}$$

onde A_a é a área da seção transversal do perfil de aço, A_s é a área da seção transversal da armadura do concreto, A_c é a área da seção transversal do concreto, f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd} , α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções, f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço, f_{sd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura e f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão.

A força axial de compressão resistente de cálculo em pilares mistos sujeitos à instabilidade por flexão é determinada pela Equação (2.17).

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \tag{2.17}$$

onde χ é o fator de redução associado à resistência à compressão. Este fator é calculado pelas equações (2.18) e (2.19).

$$\lambda_{0,m} \le 1,5; \chi = 0,658^{\lambda}_{0,m}$$
(2.18)

$$\lambda_{0,m} > 1.5: \chi = \frac{0.877}{\lambda^2_{0,m}}$$
 (2.19)

O índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$, para o plano de flexão considerado, é obtido pela Equação (2.20).

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$
(2.20)

onde $N_{pl,R}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y , f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} nas equações (2.14), (2.15) e (2.16), sendo calculado pela Equação (2.21).

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \tag{2.21}$$

*N*_eé a força axial de flambagem elástica, dada pela Equação (2.22).

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2}$$
(2.22)

onde *KL* é o comprimento de flambagem do pilar e $(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista. A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas respectivamente pelas equações (2.23) e (2.24).

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.6 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$
(2.23)

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s$$
(2.24)

2.3.2 Força axial de compressão resistente de cálculo conforme a EN 1994-1-1:2004

A norma européia EN 1994-1-1:2004 considera dois métodos. Um método geral, para elementos de seções transversais não simétricas ou não uniformes e um método simplificado, para elementos de seção transversal duplamente simétrica e uniforme.

No método simplificado, a força axial resistente de cálculo à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, também é calculada pela Equação (2.13). Esta norma difere em relação à brasileira quanto à máxima porcentagem de armadura, que não deve exceder 6% do concreto.

Os efeitos de flambagem local podem ser negligenciados desde que os valores máximos da Figura 2-3 não sejam excedidos.



Figura 2-3 – Valores máximos (d/t), (h/t) e (b/t_f) comf_y em N/mm² Fonte: Adaptado de EN 1994-1-1:2004.

O EN 1994-1-1:2004 também determina que seja verificado problemas relativos à instabilidade do elemento comprimido, portanto, aplica-se um fator de redução (χ) à resistência à compressão axial da seção transversal à plastificação total, conforme Equação (2.25).

$$N_{Rd} \le \chi N_{pl,Rd} \tag{2.25}$$

onde, o fator de redução χ é dado por:

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 + \lambda_{0,m}^2}} \le 1$$
(2.26)

е

$$\beta = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{0,m} - 0.2) + \lambda_{0,m}^{2}]$$
(2.27)

A esbeltez reduzida, λ_{0m} , é calculada de forma similar ao procedimento da ABNT NBR 8800:2008. O parâmetro α é o fator de imperfeição igual a 0,21 para pilares mistos tubulares preenchidos; 0,34 para perfis tipo I mistos revestidos com flambagem em torno do eixo de maior inércia e 0,49 para perfis tipo I revestidos com flambagem em torno do eixo de menor inércia.

2.4 ESTADO DA ARTE

Neste item serão apresentadas algumas pesquisas técnicas sobre pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, em âmbito nacional e internacional.

As pesquisas técnicas foram organizadas em dois grupos: os pilares mistos parcialmente revestidos fabricados com seções padronizadas e os pilares mistos parcialmente revestidos fabricados com seções soldadas de chapas finas.

2.4.1 Pilar misto parcialmente revestido com seções padronizadas

Neste subitem são apresentadas as principais pesquisas técnicas sobre pilar misto parcialmente revestido composto por perfis com seções padronizadas. Seção padronizada é aquela que não apresenta os efeitos de instabilidades locais, por respeitar a relação entre a largura e espessura das mesas.

Hunaiti e Fattah (1994) testaram 19 pilares parcialmente revestidos submetidos à flexão no eixo de menor inércia, buscando avaliar a existência do comportamento conjunto aço e concreto e a necessidade de conectores de cisalhamento. Os resultados experimentais mostraram que os pilares mesmo quando solicitados a carregamentos excêntricos e sem os conectores de cisalhamento apresentam comportamento conjunto. Além disso, os resultados revelaram o mesmo modo de ruptura para todos os pilares ensaiados, caracterizado pelo escoamento do aço combinado com o esmagamento do concreto, acompanhado por grandes deflexões laterais próximas à carga última. As capacidades resistentes dos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto simples foram muito próximas das obtidas para os pilares com conectores de cisalhamento.

Apesar destes resultados experimentais que atestam o comportamento conjunto na ausência de conectores de cisalhamento, Hunaiti e Fattah (1994) destacaram a importância de utilizar tais conectores em situações de projeto, pois em situações reais a interface entre os dois materiais pode ser alterada por fatores como a idade do concreto e esgotamento dos vínculos entre concreto e aço.

Prestes (2003) propôs a realização de um estudo teórico experimental de pilares mistos parcialmente revestidos de concreto. Nesta pesquisa, foi realizada uma revisão bibliográfica abordando o dimensionamento pelo processo simplificado do EN 1994-1-1:1992, do ANSI/AISC 360-05:1999 e da ABNT NBR 14323:1999. Além desta abordagem, realizou a comparação entre as três normas apresentando as principais diferenças entre elas e realizando uma comparação das resistências à compressão axial e à flexo-compressão. Concluiu que o processo apresentado pelo EN 1994-1-1:1992 apresenta vantagens de ser facilmente compreendido e possuir uma grande faixa de aplicação; o procedimento da ABNT NBR 14323:1999 possui as mesmas

vantagens que o EN 1994-1-1:1992, porém no caso particular de flexo-compressão em relação ao eixo de menor inércia, leva a resultados contra a segurança, podendo exceder os momentos resistentes em até 30%; quanto ao ANSI/AISC 360-05:1999 ganha-se com facilidade de aplicação. Prestes (2003) coloca como um ponto importante a carência de maiores pesquisas sobre a transferência das tensões de cisalhamento longitudinal por aderência e atrito na interface aço e concreto.

Mantovani (2006) investigou experimentalmente pilares mistos parcialmente revestidos em escala real. Foram ensaiados seis pilares mistos com perfil tipo I de 200 x 200, com 3000 mm de altura e aprox. 600kg, submetidos a ensaio de compressão e flexo-compressão com ênfase na zona de introdução de carga (ZIC's). As zonas de introdução de cargas são as regiões que recebem esforços localizados devido a reações de vigas, reações da base dos pilares ou ainda transição de pilares.

As características dos pilares ensaiados são apresentadas na Tabela 2-1 e Figura 2-4. Todos os modelos ensaiados possuem armadura longitudinal composta por quatro barras de diâmetro igual a 8 mm e estribos de 6,3mm de diâmetro dispostos a cada 120 mm. Além disso, na região da ligação foram utilizados oito conectores de cisalhamentos de 75 mm de comprimento com diâmetro igual a 19 mm, dispostos guatro em cada face da alma do perfil.

Tabela 2-1 – Modelos ensaiados por Mantovani.								
Modelo	Modelo Características							
MSM	Perfil tipo I de 200 x 200 mm simulando ligações de duas vigas, descarregando reações de							
	apoio nos dois lados das mesas do pilar.							
MAA	Perfil tipo I de 200 x 200 mm simulando ligações de vigas, descarregando reações de							
	apoio em um dos lados da alma do pilar misto.							
MAS	Perfil tipo I de 200 x 200 mm simulando ligações de duas vigas, descarregando reações de							
	apoio nos dois lados da alma.							
MAM	Perfil tipo I de 200 x 200 mm simulando ligações de vigas, descarregando reações de							
	apoio em apenas um dos lados da mesa do pilar.							

Fonte: Mantovani (2006).



Figura 2-4 – Modelos ensaiados por Mantovani. Fonte: Mantovani (2006).

Os extensômetros colocados no perfil metálico são apresentados na Figura 2-5, onde "i" = interno, embutido no concreto e "e"= externo.



A Figura 2-6 mostra o esquema da localização da instrumentação no modelo MAA. Foram colocados 2(dois) LVDT's para se captar os deslocamentos verticais da extremidade. O terceiro LVDT foi colocado para se captar o escorregamento relativo



acima da ZIC. Extensômetros foram colocados no perfil metálico e no concreto conforme Figura 2-6.

Figura 2-6 – MAA – Localização da instrumentação. Fonte: Mantovani (2006).

Pecce e Ceroni (2010) também analisaram o comportamento do mecanismo de aderência na interface aço e concreto de pilares mistos parcialmente revestidos. Avaliaram modelos físicos compostos por perfis de aço com altura e largura da mesa igual a 180 mm parcialmente revestidos por concreto com resistência à compressão de 22 MPa ou 35 MPa submetidos a carregamentos monotônicos de compressão e tração. Consideraram pilares com e sem armadura em forma de barras longitudinais

e estribos, além disso, avaliaram a influência da rugosidade da superfície com a aplicação de óleo na superfície antes da concretagem.

Pecce e Ceroni (2010) concluíram por meios dos ensaios de compressão que a parte inicial da curva força *versus* deslizamento é fortemente influenciada pelas parcelas de aderência por adesão e por atrito o que resulta em um trecho inicial bastante rígido. Após isto a curva apresenta um pico de máxima força de aderência seguido por um ramo descendente íngreme, finalmente há um trecho final horizontal com força de aderência constante, conforme Figura 2-7. Já os ensaios de tração demostraram que a adesão e a aderência por atrito são menores quando comparados com os ensaios de compressão de modo que são observados deslizamentos consideráveis para níveis de carga mais baixos. Este resultado deve estar relacionado com a tendência de expansão lateral do concreto nos ensaios de compressão o que contribui positivamente para o aumento da parcela de aderência por atrito.



Fonte: Pecce e Ceroni (2010).

O valor da tensão de aderência é pouco influenciado pela resistência do concreto (quando a resistência à compressão do concreto foi aumentada em 50% a aderência aumentou 24%), mas depende fortemente da rugosidade já que reduziu cerca de 50% com a aplicação do óleo na superfície (Figura 2-7).

Além disso, para investigar o comportamento dos pilares mistos parcialmente revestidos sob ações sísmicas, foram realizados ensaios com carregamentos cíclicos na compressão e na tração. Estes demostraram degradação da rigidez e da resistência na curva tensão *versus* deslizamento devido à redução do atrito.

Korzen *et al.* (2010) avaliaram a capacidade resistente do pilar misto parcialmente revestido submetido a situação de incêndio com deformações impedidas. Para isto foram realizados ensaios de resistência ao fogo com restrições axiais na Universidade de Coimbra e Ensaios de Materiais, em Berlim, Alemanha.

Na Universidade de Coimbra o sistema de ensaio é composto por um pórtico de reação de rigidez variável que tinha a função de simular restrição e rigidez semelhantes às condições reais de um edifício. Já no Instituto Federal de Pesquisa e Ensaios de Materiais, em Berlim, o sistema de ensaio era composto apenas pelo pilar misto isolado e o forno. As ações mecânicas e térmicas eram aplicadas ao pilar por meio de dispositivos (controle eletro-hidráulico) no forno, de modo a simular os esforços oriundos da estrutura que envolve o pilar, como uma estrutura virtual.

Os autores observaram respostas semelhantes ao comparar os dois métodos de ensaios. A principal diferença observada está no fato que a amostra no forno do Instituto Federal de Pesquisa e Ensaios de Materiais, em Berlim, é aquecida ao longo de todo o seu comprimento enquanto no forno na Universidade de Coimbra cerca de 8% em cada extremidade não é aquecida. Desta forma, a resistência ao fogo mostrouse menor para o forno em Berlim.

Pôde-se concluir que a estrutura que envolve o pilar tem influência no desenvolvimento de forças axiais nos pilares ensaiados, de modo que quanto maior a rigidez da estrutura envolvente maior são as forças axiais geradas durante a ação do fogo.

Pereira (2014) analisou o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos e avaliou a possibilidade de substituição das armaduras tradicionais, compostas por vergalhões, por alternativas como telas de aço soldadas ou adição de fibras de aço ao concreto (taxa de 1,5% de fibras de 25 mm de comprimento). Para isto, foram feitos ensaios experimentais de cinco protótipos de pilares mistos parcialmente revestidos solicitados por compressão centrada e de um protótipo

solicitado por compressão excêntrica. As características gerais dos elementos ensaiados e suas quantidades são apresentadas na Tabela 2-2.

Modele			Descrição		
Modelo	15	Armadura	Concreto	Observações	
	M1	Convencional de acordo com a	Convencional	Exemplar	
	M1-R	NDR 8800.2008		Réplica	
Modelo 1					
F	M2	Tela de aço soldada	Convencional	Exemplar	
	M2-R			Réplica	
Modelo 2					
Carl Carl	M3		Concreto	Exemplar com	
and and			com adição de 1,5% de	carga axial	
	M3-E		fibras de aço de 25 mm	Exemplar com	
Lines is the first state of				carga excêntrica	
Modelo 3				e=10mm	

Fonte: Pereira (2014).

Os perfis metálicos foram obtidos a partir de chapas de aço estrutural com características semelhantes ao aço ASTM A36 de 3,18 mm de espessura soldadas com solda tipo MIG (*Metal Inert Gas*). Na base e no topo de cada perfil foi colocada uma chapa de aço de 12,7 mm (1/2") de espessura e dimensões de 171,4 x 165mm. O posicionamento desta chapa objetivou distribuir uniformemente os esforços na seção mista além de servir de fôrma.

A Figura 2-8 apresenta as características geométricas do Modelo 1.



(c)

Figura 2-8 – Características geométricas do Modelo 1: (a) Seção transversal; (b) Vista lateral; (c) Ilustração. Fonte: Pereira (2014).

A Figura 2-9 apresenta o esquema de ensaio dos modelos de pilares mistos submetidos à força axial.



Figura 2-9 – Esquema de ensaio dos modelos de pilares mistos submetidos à força axial. Fonte: Pereira (2014).

Para vinculação da extremidade superior dos modelos físicos foi utilizada uma rótula, fixada na máquina de ensaios que permite a rotação em qualquer direção, conforme Figura 2-10 (a). Já na aplicação do carregamento excêntrico foi utilizada uma chapa na forma de meia lua, com seu centro deslocado 10 mm com relação ao centro do pilar, como mostra a Figura 2-10 (b).



Figura 2-10 – (a) Rótula da máquina de ensaios; (b) Mecanismo de aplicação. Fonte: Pereira (2014).

A Tabela 2-3 lista os principais dispositivos de medição utilizados durante o ensaio dos pilares mistos parcialmente revestidos.

Tabela 2-3 – Dispositivos de medição.								
Equipamento	Тіро	Finalidade	Marca					
Máquina de ensaios servo-	Modelo 8506	Aplicação de força de compressão	INSTRON					
hidráulica	com controle de deslocamento do							
		atuador						
Sistema de aquisição de	System 5000	Coleta e gravação automática dos	MEASUREMENTS					
dados		dados	GROUP					
Extensômetros elétricos de	Biaxiais	Medir deformações	KYOWA					
resistência								
Transdutores de	-	Medir deslocamentos	KYOWA					
deslocamento								

Fonte: Pereira (2014).

Foram fixados quatro extensômetros biaxiais para cada pilar misto ensaiado. A Figura 2-11 e a Figura 2-12 apresentam a distribuição dos extensômetros utilizados para medir as deformações no aço do perfil. Cada roseta foi identificada por um par de números, por exemplo, E1-2, que indica a presença de um extensômetro na horizontal (E1) e um extensômetro na vertical (E2).



(a) (b) Figura 2-11 – Detalhes da instrumentação: (a) Seção transversal; (b) Face 1. Fonte: Pereira (2014).



Fonte: Pereira (2014).

O encurtamento do pilar foi medido por meio de um transdutor de deslocamento localizado verticalmente na face 1 (Figura 2-13), que captou o deslocamento relativo entre dois pontos distantes de 720 mm. Já os deslocamentos laterais foram medidos por meio de transdutores de deslocamentos (precisão de 25 mm) posicionados horizontalmente em três pontos distribuídos ao longo do comprimento do pilar em duas faces perpendiculares entre si, conforme a Figura 2-13. Estes transdutores tiveram por função verificar o aparecimento de deslocamentos transversais, os quais caracterizariam a flexão do pilar e, portanto, que estaria ocorrendo uma excentricidade acidental na aplicação da força de compressão.



Figura 2-13 – Detalhe da instrumentação dos pilares: (a) Seção transversal;(b) Face 2; (c) Face 3. Fonte: Pereira (2014).

Os resultados de Pereira (2014) demonstraram-se promissores no que tange à substituição da armadura, mesmo para a situação com excentricidade na força aplicada.

Em complemento, foi desenvolvida uma simulação numérica dos protótipos ensaiados utilizando o programa computacional DIANA®, fundamentado no método dos elementos finitos, com o pré e pós-processador FX+. Apesar da hipótese simplificadora de aderência perfeita entre o aço e o concreto, o modelo numérico representou adequadamente o comportamento dos pilares mistos.

Pereira (2017) estudou o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a compressão simples e flexo-compressão e avaliou a possibilidade de substituição da armadura convencional por alternativas que possibilitassem uma execução mais simples. Para a realização deste estudo, foi desenvolvido um programa experimental envolvendo 23 protótipos de pilares mistos fabricados com perfil W 150x22,5 e três configurações de armadura: armadura convencional, telas de aço soldadas entre as mesas do perfil e concreto com adição de fibras (Tabela 2-4 e Figura 2-14). Observou-se que o comportamento estrutural de pilares submetidos a forças excêntricas depende do eixo de flexão, de modo que a ruptura ocorre de modo mais gradual quando o pilar é submetido a flexão em torno do eixo de maior inércia. Respostas similares foram obtidas para as três configurações de armaduras avaliadas, sendo o valor de força máxima obtido para os protótipos com concreto com fibras ligeiramente inferior aos demais. A substituição da armadura convencional por telas de aço ou concreto com fibras de aço não altera significativamente os valores de força máxima nem o comportamento pós-pico, mostrando a viabilidade da solução proposta.

			Eixo de e		Comprimento	Tipo de	Tipo de
Série	Exemplar	Perfil de aço	flexão	(mm)	(mm)	Armadura	Concreto
	P1	W 152x22,5	x	25	2000	-	com fibras
Dilata	P2	W 152x22,5	у	25	2000	-	com fibras
Fliolo	P3	W 152x22,5	у	25	2000	Convencional	Convencional
	P4	W 152x22,5	у	25	2000	-	Convencional
	C-01	W 152x22,5	-	0	600	Convencional	Convencional
	C-02	W 152x22,5	-	25	600	Tela	Convencional
	C-03	W 152x22,5	-	25	600	-	com fibras
	C-04	W 152x22,5	x	25	600	Convencional	Convencional
S1	C-05	W 152x22,5	x	25	600	Tela	Convencional
	C-06	W 152x22,5	x	25	600	-	com fibras
	C-07	W 152x22,5	у	25	600	Convencional	Convencional
	C-08	W 152x22,5	у	25	600	Tela	Convencional
	C-09	W 152x22,5	у	25	600	-	com fibras
	E-01	W 152x22,5	-	0	2000	Convencional	Convencional
	E-02	W 152x22,5	-	0	2000	Tela	Convencional
62	E-03	W 152x22,5	-	0	2000	-	com fibras
32	E-04	W 152x22,5	у	25	2000	Convencional	Convencional
	E-05	W 152x22,5	у	25	2000	Tela	Convencional
	E-06	W 152x22,5	у	25	2000	-	com fibras
	PO-1	W 152x22,5	-	0	600	Convencional	Convencional
	PO-2	W 152x22,5	-	0	600	-	Convencional
FU	PO-3	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras
	PO-4 (R)	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras

Tabela 2-4 – Protótipos ensaiados no programa experimental

Fonte: Pereira (2017).



2.4.2 Pilar misto parcialmente revestido com seções soldadas de chapa fina

Na década de 1990, o Grupo Canam Manac Inc. desenvolveu um novo tipo de pilar misto parcialmente revestido, visando obter um pilar mais econômico. O custo seria reduzido pela diminuição do consumo de aço obtida por meio do aumento da contribuição do concreto para compor a capacidade resistente do elemento, de modo que o perfil de aço seria projetado apenas para resistir às solicitações de construção e uma pequena parcela da solicitação total.

Este novo tipo de pilar parcialmente revestido é composto por três chapas finas de aço soldadas formando uma seção H. Entre as mesas do perfil de aço são soldadas barras transversais, igualmente espaçadas ao longo do comprimento do pilar, conforme apresentado na Figura 2-15. Esta configuração, além de aumentar a resistência à instabilidade dos perfis, proporciona confinamento do concreto (VINCENT; TREMBLAY, 2001).



Figura 2-15 – Pilar misto parcialmente revestido composto por chapas finas. Fonte: Vincent e Tremblay (2001).

Elnashai *et al.* (1991) realizou uma análise experimental em seis pilares mistos parcialmente revestidos, submetidos a carregamentos cíclicos e pseudo dinâmicos. Dois tipos foram ensaiados: o primeiro tipicamente utilizado na Europa consistia na utilização de duas barras longitudinais em cada lado do perfil de aço e estribos soldados à alma, visando confinar o concreto; o segundo com as mesmas características, porém com a adição de barras redondas ligando as mesas do perfil, visando inibir ou retardar a flambagem local. O principal objetivo desta série de testes foi analisar o comportamento destes pilares, variando o espaçamento dos estribos e verificando as melhorias obtidas com as modificações propostas. A principal característica observada nos resultados foi uma melhora significativa no comportamento dos pilares dotados de inibidores de flambagem local, que além do objetivo proposto, promoveram um aumento na interação entre o aço e o concreto e aumentaram o efeito do confinamento do concreto.

Elnashai e Broderick (1994a; 1994b) investigaram o comportamento estrutural de sete pilares mistos parcialmente revestidos sob o efeito combinado de sismos e cargas axiais variadas por meio de ensaios experimentais cíclicos e pseudo dinâmicos.

Nos testes cíclicos, os modelos físicos foram submetidos a uma força axial de 15% e 30% da capacidade resistente. Já nos ensaios dinâmicos, os modelos foram submetidos ao efeito combinado de uma carga axial e de uma ação sísmica (sismo de El Centro de 1940, sismo de San Salvador de 1986 e sismo de Montenegro de 1979).

Buscava-se avaliar o comportamento estrutural nestas situações e também as características geométricas da seção transversal relevantes, como por exemplo, a presença de armadura transversal.

Foram avaliados modelos onde havia apenas as barras transversais, como as da Figura 2-15, e modelos onde além destas barras havia armadura transversal na forma de estribos. Comparando-se as alternativas observou-se que não havia mudança significativa na capacidade resistente da seção transversal, já que o confinamento não era drasticamente afetado.

A redução na capacidade resistente foi extremamente pequena, mesmo com o pilar submetido a elevados carregamentos axiais, e também na ausência destes carregamentos. Além disso, o confinamento do concreto não foi drasticamente afetado, reafirmando a viabilidade da utilização de pilares mistos submetidos à flexocompressão para aplicações em estruturas de edifícios de múltiplos andares submetidas à ação sísmica.

A substituição do sistema tradicional composto de barras longitudinais e estribos pela utilização de uma barra redonda transversal (inibidor de flambagem local) ligando as mesas do perfil demonstrou um excelente desempenho e reafirmam a possibilidade de utilização desse elemento para edifícios de múltiplos pavimentos em locais com ocorrência de sismos.

Tremblay *et al.* (1998) apresenta os resultados de seis ensaios realizados em pilares mistos parcialmente revestidos feitos com perfil soldado H de chapas finas. A falha dos protótipos ocorreu por flambagem local das mesas de aço e esmagamento do

núcleo de concreto. A resistência axial final dos pilares, tal como previsto com modelos analíticos baseados no conceito de largura efetiva, é comparada com os resultados experimentais.

Chicoine *et al.* (2002) investigaram pilares mistos parcialmente revestidos compostos de chapas finas com as propriedades dos materiais e procedimentos de ensaio similares aos desenvolvidos por Tremblay *et al.* (1998), entretanto utilizando seções transversais maiores. O objetivo principal da pesquisa era comparar seus resultados com aqueles obtidos no estudo de Tremblay *et al.* (1998), com a finalidade de quantificar a influência das dimensões da seção transversal na capacidade resistente à compressão.

Neste estudo, avaliou-se o comportamento de cinco pilares mistos parcialmente revestidos com seção transversal de dimensões 600 x 600 mm e altura de 3 m, conforme Figura 2-16.



Figura 2-16 – Geometria e instrumentação. a) Elevação; b) Seção transversal típica; c) Seção transversal com armadura adicional para o modelo C-12. Fonte: Chicoine et al. (2002).

A Tabela 2-5 apresenta as propriedades dos modelos investigados por Chicoine *et al.* (2002). Foram utilizadas barras transversais de 16 mm soldadas entre as mesas do perfil de aço. Nos modelos C-8 a C-12 foram utilizadas barras transversais adicionais, além de concreto com maior resistência em uma região de altura *d* dos extremos do pilar, para prevenir que a ruptura ocorresse neste local devido à possibilidade de haver um carregamento desigual.

Modelo	$b_f x d$	Т	b _f ∕t	\$	\mathcal{S}_0 (i	mm)	f_y	f_c	P _{u,exp} .
	(mm)	(mm)		(mm)	μ	σ	(MPa)	(MPa)	(kN)
C-8	600 x 600	12,88	23,3	600	1,43	1,38	360	34,2	16470
C-9	600 x 600	12,91	23,2	600	2,02	0,36	360	34,2	16610
C-10	600 x 600	12,81	23,4	300	0,38	0,15	360	34,2	16240
C-11	600 x 600	9,71	30,9	600	0,71	0,46	345	34,2	14930
C-12	600 x 600	12,86	23,3	300	0,37	0,15	360	34,2	17450

Tabela 2-5 – Propriedade dos modelos avaliados.

s – Espaçamento entre as barras transversais;

δ₀– Imperfeicões iniciais nas chapas;

P_{u,exp.} – Carga última esperada.

Observou-se que os modelos de 450 mm e 600 mm apresentaram comportamento semelhante. Quando comparados com modelos maiores com as mesmas características, os modelos de 300 mm não apresentaram flambagem local antes da força de pico e tiveram falha mais gradual, porém exibiram a mesma resposta póspico. A partir dos resultados obtidos, Chicoine *et al.* (2002) afirmam que as dimensões das seções transversais dos pilares não afetam diretamente o comportamento e a capacidade resistente dos mesmos, já que os resultados obtidos eram similares aos apresentados por Tremblay *et al.* (1998) em termos de modos de falha e comportamento pós pico. Foi observado em todos os casos que a ruptura se dá pelo esmagamento do concreto combinado com a instabilidade local das abas do perfil de aço.

O gráfico da Figura 2-17 apresenta o gráfico força aplicada *versus* deformação axial média no pilar. Esta última corresponde ao encurtamento médio do pilar medido pelos transdutores longitudinais localizados nos quatro cantos de cada modelo dividido pela distância entre pontos de fixação.

Fonte: Chicoine et al. (2002).



Figura 2-17 – Curva força x deformação média dos modelos. Fonte: Chicoine et al. (2002).

Nos modelos onde as barras transversais tinham um espaçamento igual a *d* (*d* é a altura do perfil de aço), a flambagem local aparece aproximadamente com 75% da força de pico. Nestes modelos a falha ocorreu pelo esmagamento do concreto e a flambagem local de forma frágil e repentina. Já nos modelos onde as ligações transversais tinham um espaçamento igual a *d*/2, os sinais de flambagem local só puderam ser vistos no instante anterior ao de atingir a força de pico. Novamente observou-se que a falha destes modelos ocorreu pelo esmagamento do concreto e a flambagem local, entretanto de maneira mais dúctil e progressiva do que nos modelos com maior espaçamento. Além disto, para alguns modelos houve falha na solda das barras transversais. Verificou-se, portanto que as barras transversais adicionais melhoram a ductilidade e a resposta pós-pico do pilar, mas não há ganho na capacidade resistente. Desta forma, os autores sugerem que as distâncias entre as barras transversais não devem superar a metade da altura da seção transversal.

Chicoine *et al.* (2003) avaliaram o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos com chapas finas sob a ação de cargas aplicadas na sequência típica de construção e ação de cargas de longa duração. Além disso, avaliaram o efeito da retração e fluência nas deformações e tensões no aço e concreto.

Foram estudados cinco pilares com seção transversal de 300 x 300 mm e dois com seção transversal de 450 x 450 mm. Para cada modelo, a fim de determinar a evolução da deformação axial com o tempo, mediram-se as deformações durante o período de aproximadamente 150 dias. Cinco dos modelos foram carregados até a ruína e quatro foram carregados de acordo com a sequência de construção prevista seguindo três estágios. No estágio 1 foi aplicada uma carga P1 no perfil metálico para introduzir uma tensão nominal de 100 MPa. No estágio 2, após 14 dias da concretagem, a carga aplicada é aumentada produzindo uma tensão de aproximadamente 170 MPa no aço e 10MPa no concreto. Esta carga é mantida por 150 dias. Finalmente no estágio 3 a carga é aumentada até a ruptura.

Para os modelos ensaiados até a carga última observou-se que o início da flambagem local deu-se logo antes ou logo após a carga de pico. A ruína ocorreu de forma dúctil e progressiva ao contrário do modo de falha observado por Chicoine *et al.* (2002) em modelos com seção transversal de altura igual a 600 mm ensaiados com o mesmo carregamento.

Além disso, observou-se que os modos de falha foram os mesmos entre os modelos analisados com cargas de longa e curta duração, isto é, esmagamento do concreto entre duas barras transversais junto com a flambagem local das mesas do perfil de aço. A falha ocorreu em ambas as mesas quase que simultaneamente, mas em alturas diferentes do modelo. Verificou-se também que a carga última foi aproximadamente a mesma, independente da forma de aplicação da carga sugerindo que a retração e a fluência do concreto não tiveram efeito significativo.

Begum *et al.* (2005) apresentou uma simulação numérica referente ao comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos fabricados com seções soldadas de chapa fina, submetidos à compressão uniaxial. Foi utilizado o módulo de análise estrutural do programa computacional comercial Abaqus. Elementos finitos com características de plasticidade e dano, capazes de simular a resistência à compressão e tração, bem como a expansão volumétrica do concreto, mesmo submetido a baixas pressões de confinamento, foram escolhidos para a modelagem do concreto. O atrito entre o aço e concreto na interface foi simulado. Begum *et al.* (2005) constatou que a modelagem numérica de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos à compressão uniaxial e a interação entre o aço e o concreto na interface, bem como seu descolamento no

momento da ruptura foram realizados com sucesso. Para isso, utilizou um par de elementos de contato considerando um baixo deslizamento relativo entre o aço e o concreto na região das mesas do perfil. Os resultados obtidos na simulação numérica em comparação às análises experimentais provenientes de outros estudos mostraram-se satisfatórios, sendo que a relação entre a carga de ruptura experimental e a carga de ruptura numérica teve uma média de 1,01. Quanto às deformações obtidas nas análises experimentais em relação às obtidas pelas análises numéricas, a relação média encontrada foi de 0,80. Begum *et al.* (2005) concluiu que o modelo numérico foi capaz de determinar o modo de falha, capacidade última de carga, deformação axial e carga de pico com uma precisão significante.

Prickett e Driver (2006) estudaram o comportamento de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestido, construídos com concreto de alto desempenho. Os principais objetivos eram: avaliar o modo de falha e carga de ruptura dos pilares feito com concreto de alta resistência submetidos à carregamentos concêntricos e excêntricos; verificar a aplicabilidade das equações dos esforços resistentes da CAN/CSA S16-01 (CSA 2001), que são atualmente limitadas a uma resistência de concreto de 40 MPa, propor um meio para projetar pilares misto parcialmente revestido (PMPR) feitos com concreto de alta resistência que estejam submetidas tanto à carga axial quanto à carga de flexão; avaliar se os requisitos da CAN/CSA S16-01 relativos ao diâmetro e o espaçamento da armadura transversal são adequados para PMPR feitos com concreto de alta resistência e examinar se a presença de fibras de aço no concreto melhora o desempenho quanto ao modo de falha de PMPR.

Para isso, um total de onze PMPR, em escala real, medindo 400 mm × 400 mm × 2000 mm foram construídos e testados. Sete deles foram testadas sob carga concêntrica, sendo dois pilares com concreto normal (30 MPa), três pilares com concreto de alta resistência (60 MPa), e dois pilares com concreto de alta resistência (60 MPa), e dois pilares com concreto de alta resistência (60 MPa) contendo fibras de aço. Dentro destes subgrupos, os pilares variaram com relação ao espaçamento das barras transversais. Foram realizados três espaçamentos diferentes: 120 mm, 200 mm, e 400 mm.

Os outros quatro pilares foram idênticos, com concreto de alta resistência (60 MPa), espaçamento entre as barras transversais de 240mm, e foram testadas sob cargas excêntricas. A quantidade de excentricidade e a orientação dos pilares foram variadas.



Figura 2-18 – Geometria do PMPR. a) Elevação no lado do aço; b) Elevação no lado do concreto; c) Seção transversal; d) Elevação antes da concretagem. Fonte: Prickett e Driver (2006).

Foram utilizados perfis H fabricados em aço CSA-G40.21-350W, conforme apresentado na Tabela 2-6.

	Section	Length	Thickness	Flange Width-		Link		Steel Fibre	Nominal
Column	$\mathbf{b}_{\mathbf{f}} \times \mathbf{d}$	L	of Plate, t	to- Thickness, b/t	s	pacing	Diameter	Density	Concrete Strength
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	Ratio of d	(mm)	(kg/m ³)	(MPa)
H1	400 imes 400	2000	7.98	25.1	200	0.5d	12.79		30
H2	400 imes 400	2000	8.00	25.0	400	1.0d	15.87		30
H3	400 imes 400	2000	7.99	25.0	120	0.3d	12.75		60
H4	400 imes 400	2000	8.01	25.0	200	0.5d	12.75		60
H5	400 imes 400	2000	8.02	24.9	400	1.0d	15.91		60
H6	400 imes 400	2000	8.02	24.9	200	0.5d	12.84	80	60
H7	400 imes 400	2000	8.02	24.9	400	1.0d	15.84	80	60
H8	400 imes 400	2000	7.95	25.1	240	0.6d	12.75		60
H9	400×400	2000	7.98	25.1	240	0.6d	12.77		60
H10	400×400	2000	8.01	25.0	240	0.6d	12.73		60
H11	400 imes 400	2000	7.95	25.2	240	0.6d	12.71		60

Tabela 2-6 – Características dos pilares testadas.

Fonte: Prickett e Driver (2006).

Um total de 18 extensômetros foram utilizados em cada um dos pilares, como mostrado na Figura 2-19.

Figura 2-19 – Posição dos extensômetros nos pilares carregados concentricamente: (a) no nível da barra transversal; (b) fora do nível da barra transversal. Fonte: Prickett e Driver (2006).

Para os PMPR submetidas às cargas concêntricas foram analisados: curvas tensão versus deformação em vários pontos da seção transversal, tensões transversais nos elementos de aço (mesas, almas e barras), e o comportamento misto. Para os PMPR submetidas às cargas excêntricas, foram realizadas as mesmas análises, acrescidas de curvas momento versus curvatura e diagramas de interação força axial versus momento.

As cargas de ruptura foram comparadas com as previstas pela norma CAN/CSA S16-01, desenvolvida com base em ensaios de PMPR com concreto de resistência normal.

Para todos os sete testes com compressão centrada, o modo de falha foi semelhante: esmagamento do concreto combinado com a flambagem local da mesa. O início da instabilidade local ocorreu antes do pico de carga em apenas um pilar que tinha imperfeições locais atípicas na mesa entre a armadura transversal. A falha dos pilares com concreto de alta resistência foi súbita, em comparação com o pilar equivalente feito com concreto normal. A adição de fibras de aço ao concreto de alta resistência resultou em um pilar um pouco mais dúctil. Portanto, o modo de falha dos PMPR foi influenciado pelo tipo de concreto no interior do pilar. Para todos os tipos de concreto, uma diminuição no espaçamento da armadura transversal resultou em um modo de falha um pouco mais dúctil em comparação com espaçamento maior.

Nos testes com cargas excêntricas, o modo de falha foi semelhante: esmagamento do concreto combinado com a flambagem local da mesa durante a formação de rótula plástica. A deformação longitudinal foi linear, confirmado pela utilização de potenciômetros lineares externos e extensômetros internos. A rigidez inicial dos quatro pilares, obtida a partir das curvas momento *versus* curvatura, estavam dentro de 2 a 6% do valor teórico, enquanto que a rigidez à tração do concreto foi desprezada. A tensão máxima encontrada na armadura transversal foi de 44% da tensão de escoamento. Assim, os requisitos atuais de projeto de área de secção transversal e solda da armadura transversal em CAN/CSA S16-01 também são satisfatórios para carregamento excêntrico.

Oh *et. al.* (2006) realizaram ensaios em quatro pilares mistos parcialmente revestidos com barras transversais submetidos a esforços de compressão e flexão simultâneos. Foi utilizado um atuador para aplicar uma força axial e outros dois atuadores para gerar uma dupla curvatura. Todos os modelos usados tinham 350 x 350 mm e 4440 mm de comprimento, mesa e alma com 7 mm de espessura e a relação largura/espessura era de 25.

Durante o carregamento axial, não foi observado fissuração em nenhum modelo. Quando os pilares foram solicitados por esforços de flexão foi observado o surgimento de fissuras que aumentaram em número e tamanho com o aumento da solicitação no concreto especialmente na região tracionada. Com o aumento do deslocamento houve a separação gradual da superfície de contato do concreto e do aço resultando esmagamento do concreto e logo após isto a flambagem local da mesa do perfil metálico entre as barras transversais. A Figura 2-20 mostra a falha padrão de um dos modelos analisados por Oh *et al.* (2006).



Figura 2-20 – Falha padrão de um dos modelos analisados (B4-WP40). Fonte: Oh et al. (2006).

Para a flexão no eixo de maior inércia o momento se torna maior com o aumento da carga axial, enquanto o correspondente momento se torna menor no caso da flexão no eixo de menor inércia.

Chen *et al.* (2010) desenvolveram um modelo numérico simplificado para simular a complexa interação entre o aço e o concreto em um elemento misto. A seguir são apresentados os aspectos relevantes adotados no modelo numérico:

- Foram realizadas análises considerando a não linearidade física e geométrica;
- O perfil metálico foi simulado por meio de elementos de casca e para a relação constitutiva do material considerou-se uma relação bilinear com encruamento cinemático;
- Para simular a função do concreto de resistir a cargas de compressão e de tração foram empregadas molas verticais de tração e compressão;
- Para simular a função do concreto de inibir a flambagem local das chapas do perfil foram empregadas molas transversais de compressão, apenas;
- Foram criados conectores imaginários fixando a mola transversal que representa o concreto ao perfil metálico, de modo a garantir que não haja deslocamento do ponto médio destas molas;
- As barras transversais entre as mesas do perfil foram simuladas utilizando molas de tração;

 Para simular o comportamento das barras da armadura longitudinal antes da fissuração do concreto foram empregadas molas de compressão e tração. Após a fissuração do concreto estas molas passam a ter capacidade de resistência apenas à tração.

As comparações com os resultados experimentais demostraram que a adoção de um modelo simplificado é factível. Mesmo o concreto sendo representado por uma combinação de funções uniaxiais foi possível obter uma simulação satisfatória para o comportamento do pilar misto parcialmente revestido, uma vez que a restrição da flambagem local só induz uma pequena força na direção horizontal a qual não afeta as propriedades do concreto na direção vertical.

Begum e Ghosh (2011) obtiveram a seção de aço equivalente para oito pilares mistos parcialmente revestidos ensaiados por Tremblay *et al.* (1998) e Chicoine *et al.* (2002). Com estas seções de aço equivalentes realizaram uma simulação numérica no software ABAQUS onde os pilares foram submetidos à compressão axial e os resultados comparados com os resultados experimentais e com os resultados obtidos de uma simulação numérica onde a seção mista fora discretizada em elementos de aço e concreto. As simulações com a seção de aço equivalente obtiveram boa correlação com os resultados experimentais e o modelo numérico com a seção mista até a carga limite. Entretanto após a carga limite o modelo proposto por Begum e Ghosh (2011) apresenta valores de deformação mais baixos que os obtidos experimentalmente. Isto se deve ao fato da formulação da seção equivalente considerar o material com comportamento elástico linear e, portanto, não considerar o comportamento real, não linear do material concreto.

Ellobody e Young (2011) desenvolveram um modelo tridimensional não linear em elementos finitos (elementos sólidos) para investigar o comportamento de pilares mistos de aço revestidos submetidos a carregamento axial. A seguir são apresentados os aspectos relevantes adotados no modelo numérico:

 As extremidades dos pilares foram consideradas como apoiadas. Isto foi simulado por meio de chapas rígidas posicionadas nas extremidades, as quais eram livres para girar em relação ao eixo paralelo à seção transversal;
- Foi adotado para o comportamento dos materiais relações não-lineares (aço, concreto e barras da armadura);
- O efeito do confinamento do concreto é promovido pelo perfil metálico e barras da armadura. Por isso, foram consideradas três zonas de confinamento: concreto fortemente confinado adjacente ao perfil, concreto parcialmente confinado e concreto não confiando;
- As superfícies entre o aço do perfil e o concreto e entre as barras da armadura e o concreto foram discretizadas com elementos de interface a fim de possibilitar a avaliação do comportamento da aderência nestas interfaces;
- Consideração das imperfeições geométricas iniciais.

O modelo numérico desenvolvido foi calibrado utilizando resultados experimentais disponíveis na literatura. Observou-se boa correlação entre os resultados obtidos para a capacidade resistente do pilar misto com o modelo numérico e com os ensaios experimentais, além disso, o modelo numérico representou adequadamente o modo de falha observado experimentalmente. Ao se comparar a capacidade resistente obtida pelo modelo numérico com a obtida pelos procedimentos propostos pelo EN 1994-1-1:2004 notou-se que os modelos simplificados dos códigos normativos representam satisfatoriamente os pilares quando respeitados os limites de aplicabilidade descritos na norma. Já os valores obtidos pelo AISC:2005 se mostram conservativos para os pilares mistos revestidos.

Begum *et al.* (2013) apresentaram um modelo em elementos finitos capaz de simular o comportamento de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos desenvolvido no *software* ABAQUS.

O modelo em elementos finitos foi validado pela simulação de pilares ensaiados com concreto de alto desempenho (CAD). A curva carga *versus* deformação, a resistência última e o modo de falha foram previstos para ambas as condições de carregamento: compressão axial e compressão excêntrica.

Um estudo paramétrico foi realizado o que identificou as principais diferenças na resistência e no comportamento no colapso de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, usando o concreto de alto desempenho no lugar do concreto de resistência normal.

A resistência desses pilares, com a variação das razões *L/d, e/d, b/t e s/d*, é altamente influenciada (um aumento de resistência médio de 55% para os casos considerados) pelo uso do concreto de alto desempenho (60 MPa) no lugar do de resistência normal (30 MPa), com um aumento relativamente pequeno dos custos associados. Entretanto, o perfil utilizado nesta seção começa a sofrer flambagem local, quando ainda não foi utilizada toda a resistência do concreto, estrangulando o concreto confinado, causando ruptura.

Além disso, a curva carga *versus* deformação dos pilares com CAD apresentou um colapso mais frágil quando comparada à dos pilares com concreto de resistência normal, e uma resistência residual similar após a falha.

3. ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a metodologia para o desenvolvimento dos protótipos de pilares mistos parcialmente revestidos (PMPR) com concreto de alta resistência (CAR), sua instrumentação e realização dos ensaios de compressão simples.

Esta pesquisa foi realizada no LEMAC - Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção Civil, da Universidade Federal do Espírito Santo, e contou com o apoio de sua equipe técnica.

3.2 DEFINIÇÃO DOS PROTÓTIPOS

Para definição dos protótipos experimentais, as limitações da prensa do LEMAC, apresentada na Figura 3-1, capacidade de 200 tf e alcance máximo de 2,00 m, foram levadas em consideração, uma vez que este foi o equipamento utilizado na realização dos ensaios de compressão simples.

Para as condições de contorno dos ensaios, a ideia era introduzir nas extremidades dos protótipos um apoio, que se aproximasse o máximo possível, a uma rótula mecânica, por isso foram utilizados aparelhos de apoio de elastômero fretado, de forma similar ao adotado na pesquisa de Mantovani (2006), com dimensões de 300 mm x 500 mm x 57 mm, especificado conforme APÊNDICE H, cuja função era evitar o surgimento de momentos fletores para não alterar as condições de contorno idealizadas. O aparelho de apoio de elastômero fretado utilizado forma um sanduíche entre duas chapas metálicas em aço ASTM A36 com dimensões de 400 mm x 600

mm x 50,8 mm, especificado conforme APÊNDICE I. O sistema sanduíche projetado para cada extremidade, apresentado na Figura 3-2, tem altura de 158,6 mm.



Figura 3-1 – Prensa do LEMAC. Fonte: Do autor.



Figura 3-2 – Sistema sanduíche utilizado para simular uma rótula mecânica. Fonte: Do autor.

Porém, conforme descrito no item 3.6, no decorrer dos ensaios preliminares, em função da posição da célula de carga, a aplicação da carga foi pontual, ficando as dimensões das chapas a favor da segurança.

Como pode ser verificado na Figura 3-1, a prensa do LEMAC faz a leitura da força aplicada analogicamente. Portanto, uma célula de carga de 700 tf com altura de 177mm, Figura 3-2, foi acoplada ao ensaio para realizar as leituras digitalmente pelo sistema de aquisição de dados.

Apesar da prensa do LEMAC ter capacidade de 200 tf e alcance máximo ser de 2,00 m, por questões de segurança, a equipe técnica do LEMAC recomendou não ultrapassar uma carga de ensaio de 180 tf. Sabendo que o conjunto protótipo, mais rótulas (sistema sanduiche), mais célula de carga não pode ultrapassar 2,00 m, a altura máxima do protótipo, $H_{máx}$, foi dada por:

$$H_{max} = 2,00 - 2 \times 0,1586 - 0,177 = 1,51 m$$

Com base nessas limitações, foi adotada uma altura de 1,50 m para os protótipos.

Neste estudo foi selecionado para o perfil de aço, um perfil laminado compacto, ou seja, com esbeltezes da mesa e da alma, inferior a esbetez limite de plastificação, portanto, a ocorrência de flambagem local não é prevista.

A Figura 3-3 apresenta a simbologia usada nas dimensões de perfis laminados W e HP, com dupla simetria, seção transversal constante e mesas de faces paralelas.



Figura 3-3 – Seção típica de perfis laminados W e HP. Fonte: Pfeil (2009).

Considerando o protótipo com altura de 1,50 m, foi calculada a resistência à compressão de um pilar misto com perfil de aço laminado parcialmente revestido por concreto de alta resistência, de modo que essa resistência não ultrapassasse a carga de ensaio de 180 tf. Dos perfis comerciais que atendiam, optou-se inicialmente pelo perfil laminado W 150 x 22,5 (Gerdau, 2017), com altura, *d*, de 152 mm e largura, *b_f*, de 152 mm, ou seja, um perfil do tipo H. No entanto, utilizou-se o perfil laminado W 200 x 22,5 (Gerdau, 2017), com altura, *d*, de 206 mm e largura, *b_f*, de 102 mm, ou seja, perfil do tipo I. A alteração do perfil ocorreu devido ao fato deste tipo estar disponível na empresa para doação para a Universidade. O aço do perfil é o ASTM A572 grau 50, com limite de escoamento, *f_y*, de 345 MPa e limite de ruptura, *f_u*, de 450MPa.

Foram utilizadas 4 barras de aço categoria CA 50, com superfície nervurada e limite de escoamento, f_y , de 500 MPa para compor a armadura longitudinal disposta na região entre as mesas. O diâmetro das barras foi de 10,0 mm, em atendimento aos requisitos de projeto demonstrados no APÊNDICE F.

A armadura transversal foi composta por estribos de diâmetro 5,0 mm a cada 10 cm, em atendimento aos requisitos de projeto demonstrados no APÊNDICE F. No total, cada protótipo possuía 14 estribos de aço categoria CA 60 com limite de escoamento, f_y , de 600 MPa. Conforme requisitos de projeto demonstrados no APÊNDICE F, o cobrimento das armaduras foi tomado igual a 1,0 cm.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, nas seções parcialmente revestidas, o concreto pode ser ligado ao perfil de aço com o auxílio de estribos que passam através de furos na alma, ou são soldados à alma do perfil, ou ainda, por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm. Neste caso, são necessárias pelo menos duas barras de armadura próximas à face externa do concreto e duas barras próximas à alma, de cada lado da alma, e os estribos devem passar entre a face da alma e a cabeça do conector. Para a interação entre o concreto e o perfil de aço optou-se por estribos passando através de furos na alma.

O projeto dos protótipos para o estudo experimental é apresentado na Figura 3-4.







Classes de resistência de 55 MPa, 65 MPa e 75 MPa foram previstas para o concreto de alta resistência dos protótipos. Os traços para a dosagem desses concretos foram desenvolvidos pela empresa Concrevit. No preparo do concreto de alta resistência foram utilizados os seguintes insumos: cimento CP III - 40 RS, por ser o mais disponível na região do Espírito Santo, agregado graúdo (brita 0, com dimensão máxima característica de 12,5mm e módulo de finura de 1,86), agregado miúdo (areia média, com dimensão máxima característica de 2,36mm e módulo de finura de 1,90), aditivo superplastificante LM 410, aditivo plastificante polifuncional ADI-POLI 523 e sílica ativa. O APÊNDICE A apresenta a caracterização dos agregados.

Para assegurar a confiabilidade dos resultados experimentais, foi previsto ensaiar três protótipos idênticos para cada classe de resistência do CAR (55MPa, 65MPa e 75MPa, respectivamente). No entanto, por motivos técnicos, explicados no item 3.7.8, os três protótipos mistos PMPR_75, apesar de terem sido construídos, serão ensaiados em outra pesquisa.

Adicionalmente aos perfis de aço dos protótipos mistos, foram separados outros três perfis idênticos (W 200 x 22,5 com 1,5 m de altura) para serem ensaiados isoladamente e servirem como parâmetro de referência para os ensaios dos protótipos mistos. No entanto, uma vez que os três protótipos mistos PMPR_75 serão ensaiados em outra pesquisa, optou-se por não ensaiar também o terceiro protótipo metálico PM_3, para que este sirva de referência para o estudo futuro.

Ensaios preliminares para verificar as condições de contorno, a calibração da instrumentação e a coerência dos dados obtidos pelo sistema de aquisição, foram realizados com quatro pilaretes de 0,5 m de altura do mesmo perfil, W 200 x 22,5.

No total, foram ensaiados seis protótipos de pilar misto parcialmente revestido (PMPR), dois protótipos metálicos e quatro pilaretes, conforme as características descritas na Tabela 3-1.

Protótipos	Quant.	Perfil	L	Armadura Longitudinal	f _{ck} previsto aos 28 dias	
Pilaretes	04	W 200 x 22,5	0,5 m	-	-	
PM	02	W 200 x 22,5	1,5 m	-	-	
PMPR_55	03	W 200 x 22,5	1,5 m	4 ø 10,0 mm	55 MPa	
PMPR_65	03	W 200 x 22,5	1,5 m	4 ø 10,0 mm	65 MPa	

Tabela 3-1 – Protótipos ensaiados no estudo experimental.

Fonte: Do autor.

3.3 CONSTRUÇÃO DOS PROTÓTIPOS MISTOS

O corte dos perfis de 12,00m para 2,00m de comprimento, conforme alcance máximo da prensa do LEMAC e o seu transporte para UFES foram feitos por empresa especializada. Após a definição do sistema sanduíche, que simularia a rótula mecânica, os perfis tiveram que passar por um novo processo de corte (de 2,00m para 1,50m), conforme Figura 3-5 (a). Na sequência, foram realizadas a marcação, a punção e a respectiva furação nas almas dos perfis, conforme Figura 3-5 (b). Todos esses procedimentos foram realizados no LABTECMEC - Laboratório de Tecnologia Mecânica, da Universidade Federal do Espírito Santo.



(a) Corte dos perfis.
(b) Execução dos furos na alma do perfil.
Figura 3-5 - Corte e furação dos perfis de aço.
Fonte: Do autor.

O preparo das armaduras foi realizado no LEMAC, com apoio da equipe técnica, consistindo em corte das armaduras longitudinais e transversais, utilizando uma máquina policorte, e dobra das armaduras transversais (estribos), utilizando bancada com pino de dobramento e cantoneira. As armaduras longitudinais cortadas e os kits das armaduras transversais são apresentados na Figura 3-6.



(a) Armaduras longitudinais cortadas.
(b) Kits das armaduras transversais.
Figura 3-6 – Armaduras longitudinais cortadas e kits das armaduras transversais.
Fonte: Do autor.

Na sequência, as armaduras longitudinais e transversais foram montadas nos perfis, conforme Figura 3-7.



 (a) Montagem das armaduras longitudinais e
(b) Parte metálica dos protótipos mistos prontos. transversais nos perfis.
Figura 3-7 – Montagem das armaduras longitudinais e transversais nos perfis e parte metálica dos protótipos mistos prontos. Fonte: Do autor.

Na sequência foi realizado o corte das rebarbas das armaduras longitudinais, a fôrma das extremidades, a dosagem do concreto CAR e a concretagem dos protótipos mistos. Os protótipos mistos foram concretados em duas etapas (lado A e lado B), conforme Figura 3-8.



(a) Concretagem de um dos lados dos protótipos.
(b) Protótipos com um dos lados concretados.
Figura 3-8 – Concretagem de um dos lados dos protótipos e protótipos com um dos lados concretados.
Fonte: Do autor.

Depois de vinte oito dias de cura úmida, com o auxílio de uma manta geotêxtil para retenção de umidade por mais tempo, as extemidades de cada protótipo foram capeadas com argamassa *grout*, conforme Figura 3-9.



 (a) Capeamento dos protótipos com argamassa grout.
(b)Protótipos prontos aguardando limpeza, pintura e colagem dos extensômetros.
Figura 3-9 – Capeamento dos protótipos com argamassa grout e protótipos prontos aguardando limpeza, pintura e colagem dos extensômetros.

Fonte: Do autor.

Posteriormente, as faces metálicas dos protótipos mistos passaram por um processo de limpeza que consistiu na remoção de argamassa com auxílio de uma espátula, remoção de carepa com auxílio de uma escova de aço e remoção de pó. A Figura 3-10 apresenta o antes e o depois desse processo.



 (a) Faces metálicas dos protótipos mistos antes da limpeza.
(b) Faces metálicas dos protótipos mistos após a limpeza.
Figura 3-10 – Faces metálicas dos protótipos mistos antes e após a limpeza.
Fonte: Do autor.

Após limpeza das faces metálicas dos protótipos mistos, foi realizada a pintura destas faces. A pintura de cada face metálica foi realizada em duas etapas: pintura das faixas longitudinais e pintura das faixas transversais, formando uma malha. O gabarito dessas faixas foi realizado com fita crepe. O objetivo dessa malha é melhorar a visualização das deformações após os ensaios dos protótipos. A Figura 3-11 (a) e (b) apresentam as superfícies metálicas dos protótipos pintadas.



 (a) Uma das faces metálicas pintadas de três dos protótipos mistos.
(b) Uma das faces metálicas pintadas de todos os protótipos.
Figura 3-11 – Faces metálicas dos protótipos pintadas. Fonte: Do autor.

3.4 INSTRUMENTAÇÃO DOS PROTÓTIPOS

Os pilares mistos parcialmente revestidos foram ensaiados em compressão simples, sendo os resultados adquiridos através de instrumentação constituída dos seguintes itens: extensômetros elétricos (ou *strain-gages*), usados para medir deformação, sendo ao todo quarenta e oito para superfície de aço (quatro por protótipo) e dezoito para superfície de concreto (dois por protótipo misto), LVDT's (ou Transformador Diferencial Variável Linear, também conhecido como transdutor de deslocamento), usados para medir deslocamentos, sendo um com curso igual a 100 mm, posicionado verticalmente no centro de uma das cantoneiras da extremidade inferior, e dois com curso de 25 mm, posicionados horizontalmente a um terço e a meia altura de uma das superfícies de concreto respectivamente, uma célula de carga (ou transdutor de pressão) de 700tf, usada para medir força, além de observações visuais.

A Tabela 3-2 apresenta as características principais dos extensômetros utilizados nessa pesquisa.

Extensômetro (externo)						
Material em que foram colados	AÇO	CONCRETO				
Marca	KYOWA	KYOWA				
Тіро	KFGS-5-120-C1-11 KFG-2-120-C1-11	KC-80-120-A1-11				
Comprimento:	5 mm 2 mm	84 mm				
Resistência:	119,8 Ω +/- 0,2%	120,2 Ω +/- 0,2%				
Fator de gage	2,10 +/- 1,0% 2,11 +/- 1,0%	2,13 +/- 1,0%				

Tabela 3-2 – Características principais dos extensômetros utilizados nessa pesquisa.

Fonte: Do autor.

Para a aquisição dos dados dos ensaios, os sinais analógicos de deformações, deslocamentos e forças foram convertidos em digitais por meio do sistema de aquisição de dados ADS-2000 da LYNX, que possui três módulos AI-2164, cada um com 16 canais independentes para condicionamento dos sinais analógicos, associado à um microcomputador com os *softwares* AqDados 7 e AqDAnalysis (opção A.0) instalados. A configuração do sistema de aquisição de dados (SAD) é apresentada no APÊNDICE J.

A Figura 3-12 apresenta a posição de cada item da instrumentação no protótipo.



Figura 3-12 – Posição de cada item da instrumentação no protótipo. (a) Posição dos LVDT's nos cortes. (b) Posição do LVDT vertical na seção transversal. (c) Posição dos extensômetros na seção transversal. Fonte: Do autor.



A Figura 3-13 mostra a instalação de extensômetros na face metálica do protótipo.

Figura 3-13 – Colagem dos extensômetros na mesa do perfil metálico e no concreto do protótipo. Fonte: Do autor.

3.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

O comportamento estrutural da seção mista depende das propriedades mecânicas de aço e concreto, as quais podem ser avaliadas por ensaios de caracterização. Em conformidade com as normas técnicas vigentes, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização:

• Agregado

- ABNT NBR NM 248:2003 - Agregados - Determinação da composição granulométrica (APÊNDICE A).

Concreto

- ABNT NBR 15823-2:2010 - Concreto auto-adensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams;

- ABNT NBR 5738:2016 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova;

- ABNT NBR 5739:2007 - Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos (APÊNDICE B).

 ABNT NBR 8522:2017 - Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão (APÊNDICE C).

A Figura 3-14 (a) a (e) apresenta a realização do controle tecnológico do concreto CAR.







(b) Moldagem dos corpos de prova do concreto.



(c) Rompimento dos corpos de prova do concreto aos 28 dias, na UFES.



(d) Rompimento dos corpos de prova do concreto na idade do ensaio, na Faculdade UCL.



(e) Ensaio de módulo de elasticidade. Figura 3-14 – Controle tecnológico do concreto CAR. Fonte: Do autor.

Os corpos de prova de concreto foram ensaiados à compressão, conforme a norma brasileira ABNT NBR 5739:2007. Três corpos de prova para cada lado do protótipo misto relativos às idades de 28 dias e outros três, também para cada lado, relativos à idade do dia do ensaio, totalizando doze corpos de prova, foram rompidos para avaliação da evolução da resistência à compressão. A Tabela 3-3 apresenta esses resultados, bem como os valores médios do dia do ensaio.

Protótipo	Lado	Idade	СР	Tensão (MPa)	Tensão Média dos CP's (MPa)	Tensão Média dos Protótipos* (MPa)	Tensão Média dos Protótipos* Segundo ABNT NBR 12.655 (MPa)
			1	52,06			61,73
		28 dias	2	50,94	50,86		
	۸		3	49,56			
	А	205 dias*	1	60,42		59,48	
PMPR_55			2	61,50	59,37		
			3	56,18			
		28 dias	1	51,88	52,34		
			2	51,80			
	Б		3	53,34			
	В		1	59,77			
		189 dias*	2	61,95	59,59		
			3	57,06			
		28 dias	1	61,34	62,12		70,47
			2	62,14			
	A		3	62,89			
		208 dias*	1	66,98	69,93		
			2	71,44			
DMDD 65			3	71,37		69.77	
		28 dias	1	56,59	58,21	00,77	
	В		2	60,54			
			3	57,49			
		192 dias*	1	69,49	67,61		
			2	66,62			
			3	66,73			
		28 dias	1	73,60	75,37	76,61	83,12
	А		2	76,89			
			3	75,60			
		199 dias*	1	79,65	77,79		
			2	83,66			
DMDD 75			3	70,05			
1 WI IX_75	в	28 dias	1	73,95	75,75		
			2	76,67			
			3	76,61			
		192 dias*	1	63,89	75,42		
			2	79,81			
			3	82,57			
* Idade do concreto no dia do ensaio dos protótipos.							

Tabela 3-3 – Resistência à compressão dos corpos de prova de concreto.

Fonte: Do autor.

No dia posterior ao término do ensaio dos protótipos, foi determinado o módulo de elasticidade tangente e secante do lado B dos protótipos mistos de classe de resistência 55MPa e 65MPa (referente apenas aos protótipos ensaiados), respectivamente, conforme a norma brasileira ABNT NBR 8522:2017. A Tabela 3-4 apresenta os resultados de módulo tangente por corpo de prova, bem como os valores médios dos protótipos.

Protótipo	Lado	Idade	СР	Módulo Tangente (GPa)	Média Módulo Tangente Protótipo (GPa)
PMPR_55	В	194 dias*	1	37,60	36,70
			2	31,60	
			3	40,90	
			1	39,00	
PMPR_65	В	194 dias*	2	34,20	34,07
			3	29,00	
* Idade do concreto um dia após o término dos ensaios dos protótipos.					

Tabela 3-4 – Módulo de elasticidade secante dos corpos de prova de concreto.

Fonte: Do autor.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo secante E_{cs} e este é determinado pelas equações 2.2 e 2.3 a partir do módulo de elasticidade tangente.

3.6 ENSAIOS PRELIMINARES

Foram realizados ensaios preliminares para verificar as condições de contorno, a instrumentação (instalação e calibração dos sensores) e a coerência dos dados obtidos pelo sistema de aquisição. Esses ensaios foram realizados com sobras obtidas após o corte dos perfis laminados W 200 x 22,5, de 2,00m para 1,50m, ou seja, com pilaretes de 0,5m. Ao todo foram ensaiados 4 pilaretes. A carga prevista pela ABNT NBR 8800:2008 para o colapso desses pilaretes por compressão simples é de 963,82kN.

No primeiro pilarete as condições de contorno foram constituídas de chapas de extremidade de 19mm não soldadas ao protótipo. A chapa estava apoiada diretamente na célula de carga, que por sua vez, estava posicionada na parte inferior da prensa. Além da célula de carga, o ensaio contou ainda com quatro extensômetros (GA43, GA44, GA45 e GA46), colados a meia altura do pilarete, nas faces externas das mesas e nos dois lados da alma, um LVDT (LVDT-H40) posicionado no centro da alma, para medir deslocamento horizontal, e dois LVDT's (LVDT-V41 e LVDT-V42) posicionados sob a chapa da extremidade inferior para medir encurtamento, conforme se vê na Figura 3-15.



Figura 3-15 – Ensaio preliminar do primeiro pilarete. Fonte: Do autor.

Neste primeiro ensaio foi mantida a configuração da frequência de amostragem *default* do SAD. A coleta deste ensaio, por sua vez, gerou um arquivo muito pesado, que excede a quantidade máxima de linhas de uma planilha de Excel, impossibilitando a plotagem dos gráficos na mesma. Para a análise deste ensaio foi utilizado o *software* MAtLab. Nos demais ensaios, foi adotado uma frequência de amostragem de 100Hz e a análise e tratamento dos dados foram feitas no *software* Excel.

O modo de falha desse pilarete se deu por deformação local na região próxima ao apoio inferior, conforme Figura 3-16. A chapa de 19 mm inferior também sofreu deformação. A carga última de ensaio foi 768,1 kN. A deformação de escoamento do aço sem considerar tensões residuais, $\varepsilon_y = 1725 \ \mu\varepsilon$, não foi alcançada por nenhum extensômetro. Houve encurtamento de 3,94mm no LVDT-V41 e 4,96mm no LVDT-V42.



Figura 3-16 – Modo de falha no ensaio preliminar do primeiro pilarete. Fonte: Do autor.

No segundo pilarete, as condições de contorno foram constituídas pelo sistema sanduíche chapa metálica-aparelho de apoio de elastômero fretado-chapa metálica, conforme apresentado na Figura 3-2. As chapas metálicas têm espessura de 2" (50,8 mm) e devido ao seu peso, foram soldadas alças em duas de suas extremidades, Figura 3-17, para viabilizar sua movimentação. As chapas de extremidade não foram soldadas ao protótipo. A célula de carga estava posicionada na parte superior da prensa. Além da célula de carga, o ensaio contou ainda com três extensômetros (GA44, GA45 e GA46), sendo um colado na parte superior da alma, com o intuito de verificar o Princípio de *Saint-Venant*, e os outros dois no centro de cada lado da alma do perfil, conforme Figura 3-18.

O modo de falha desse pilarete se deu por deformação excessiva na região próxima ao apoio superior conforme Figura 3-19 e a carga última de ensaio foi de 1.019 kN.



Figura 3-17 – Soldagem de alças nas chapas metálicas de 2". Fonte: Do autor.



Figura 3-18 – Ensaio preliminar do segundo pilarete. Fonte: Do autor.



Figura 3-19 – Modo de falha no ensaio preliminar do segundo pilarete. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico da Figura 3-20 que o extensômetro 44 apresentou maiores deformações, o que era de se esperar dada a sua proximidade à região do colapso. Também nota-se que a deformação de escoamento do aço sem considerar tensões residuais, $\varepsilon_y = 1725 \ \mu\varepsilon$, foi atingida apenas pelo extensômetro 44, o que indica o escoamento da região colapsada.



Figura 3-20 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do segundo pilarete. Fonte: Do autor.

No terceiro pilarete as condições de contorno foram idênticas às do segundo pilarete. A célula de carga estava com cunha e posicionada na parte superior da prensa. Além da célula de carga, o ensaio contou ainda com dois extensômetros (GA43 e GA44), sendo um colado no centro de um dos lados da alma e o outro em uma das mesas do perfil, conforme Figura 3-21 (a).

O modo de falha desse pilarete também se deu por deformação excessiva na região próxima ao apoio superior com a carga última igual a 926,2 kN, mantendo o mesmo comportamento estrutural do segundo pilarete, conforme Figura 3-21 (b).



(a) Ensaio preliminar do terceiro pilarete.

(b) Modo de falha no ensaio preliminar do terceiro pilarete. Figura 3-21 – Modo de falha no ensaio preliminar do terceiro pilarete. Fonte: Do autor.

A Figura 3-22 indica que as deformações medidas nos extensômetros foram inferiores à deformação de escoamento. Então, nas regiões cuja deformação foi monitorada, não houve escoamento do aço e pode-se observar um comportamento elástico linear até a carga de colapso.



Figura 3-22 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do terceiro pilarete. Fonte: Do autor.

Uma vez que o comportamento do colapso entre o segundo e o terceiro pilarete se manteve constante, para as mesmas condições de contorno, a próxima etapa foi verificar o comportamento estrutural do primeiro protótipo metálico com 1,5 m de comprimento (PM_1). A carga prevista pela ABNT NBR 8800:2008 para o colapso desse pilar de aço por compressão simples é de 714,88 kN.

Neste ensaio, as condições de contorno foram as mesmas dos dois últimos pilaretes, ou seja, constituídas pelo sistema sanduíche chapa metálica-aparelho de apoio de elastômero fretado-chapa metálica. As chapas de extremidade não foram soldadas ao protótipo. A célula de carga estava posicionada na parte superior da prensa. Além da célula de carga, o ensaio contou ainda com quatro extensômetros (GA43, GA44, GA45 e GA46), dois colados em cada mesa do perfil, um LVDT (LVDT-H40) posicionado no centro de um dos lados da alma, e dois LVDT's (LVDT-H41 e LVDT-H42) posicionados à um terço e à três quartos, respectivamente, no outro lado da alma do perfil, ambos para medir deslocamento horizontal, conforme Figura 3-23 (a) e (b).

O modo de falha do PM_1 se deu por deformação local próximo ao apoio superior, podendo ser constatada pela inclinação do perfil para trás e a inclinação do sistema sanduiche para frente, conforme Figura 3-23 (c) e (d), e a carga última de ensaio foi de 717,2 kN.



(a) e (b) Ensaio preliminar do primeiro pilar metálico (PM_1).



(c) e (d) Modo de falha no ensaio preliminar do primeiro pilar metálico (PM_1). Figura 3-23 – Ensaio preliminar e modo de falha do primeiro pilar metálico (PM_1). Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico da Figura 3-24 (a) que a deformação de escoamento do aço sem considerar tensões residuais, não foi alcançada por nenhum extensômetro. A Figura 3-24 (b) indica que houve um deslocamento lateral muito pequeno e um encurtamento de 6,17mm.



Figura 3-24 – (a) Gráfico Força versus Deformação do aço do primeiro pilar metálico (PM_1). (b) Gráfico Força versus Deslocamento Lateral e Encurtamento do primeiro pilar metálico (PM_1). Fonte: Do autor.

Como o comportamento estrutural não foi o esperado, foi decidido rever as condições de contorno, mantendo o sistema sanduíche chapa metálica-aparelho de apoio de elastômero fretado-chapa metálica na extremidade superior, soldando chapas de 19mm nas extremidades de um pilarete, conforme Figura 3-25 (a), e posicionando a célula de carga no lugar do aparelho de apoio da extremidade inferior, uma vez que esta tem capacidade de rotação, formando um novo sistema sanduiche constituído de chapa metálica-célula de carga-chapa metálica, conforme se vê na Figura 3-25 (b). Além da célula de carga, o ensaio contou ainda com dois extensômetros (GA43 e GA44), sendo um colado no centro de um dos lados da alma e o outro em uma das mesas do perfil.



 (a) Quarto pilarete com chapas de 19mm soldada
(b) Ensaio preliminar do quarto pilarete. nas extremidades.
Figura 3-25 – Ensaio preliminar do quarto pilarete. Fonte: Do autor.

O modo de falha do quarto pilarete se deu por flambagem global, com deformação excessiva na região próxima ao apoio inferior, conforme Figura 3-26 (a) e (b). A carga última desse ensaio foi de 998 kN.



Figura 3-26 (a) e (b) – Modo de falha no ensaio preliminar do quarto pilarete. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico da Figura 3-27 que o extensômetro 44 (colado na alma) apresentou maiores deformações, atingindo a deformação de escoamento do aço, o que indica o escoamento da região monitorada.



Figura 3-27 – Gráfico Força versus Deformação no ensaio preliminar do quarto pilarete. Fonte: Do autor.

As condições de contorno adotadas no ensaio preliminar do quarto pilarete responderam satisfatoriamente ao comportamento estrutural teórico esperado. Para finalizar a etapa de ensaios preliminares, o PM_1 teve suas extremidades deformadas cortadas, conforme Figura 3-28 (a) e (b), e foi reensaiado apenas com o intuito de confirmar, visualmente, se o comportamento estrutural se manteria o mesmo. O modo de falha do PM_1 cortado também se deu por flambagem global, Figura 3-29 (a) e (b),

confirmando o resultado esperado, e a carga última do ensaio foi de 865,5 kN. Este ensaio, portanto, definiu as condições de contorno dos ensaios dos protótipos.





(a) Execução do corte das extremidades do PM_1.
(b) PM_1 com as extremidades cortadas.
Figura 3-28 - Corte das extremidades do PM_1.
Fonte: Do autor.



Figura 3-29 (a) e (b) – Modo de falha no ensaio preliminar do PM_1 cortado. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico da Figura 3-30 (a) que a deformação de escoamento do aço sem considerar tensões residuais, não foi alcançada pelo extensômetro. A Figura 3-30 *(b)* indica que houve um deslocamento lateral de 8,77mm, confirmando a ocorrência de flambagem global.



Figura 3-30 – (a) Gráfico Força versus Deformação do aço do primeiro pilar metálico cortado (PM_1_cortado). (b) Gráfico Força versus Deslocamento Lateral e Encurtamento do primeiro pilar metálico cortado (PM_1_cortado). Fonte: Do autor.

3.7 ENSAIO DOS PROTÓTIPOS

3.7.1 Procedimento de ensaio

A montagem dos ensaios foi uma tarefa árdua, necessitando de pelo menos cinco homens, Figura 3-31, para manuseá-los e posicioná-los o mais centrado possível em relação à célula de carga. Esta dificuldade foi devido ao peso dos protótipos mistos e a ausência de equipamentos adequados que pudessem auxiliar neste processo.



Figura 3-31 – Montagem do ensaio. Fonte: Do autor.

Antes da realização do ensaio, o sistema de aquisição de dados foi devidamente configurado conforme APÊNDICE J.

Durante o ensaio, os sinais analógicos dos sensores instalados no protótipo (extensômetros, LVDT's e célula de carga) foram convertidos em sinais digitais por meio do sistema de aquisição de dados ADS-2000 da LYNX associado ao *software*

AqDados 7, Figura 3-32, gerando um arquivo com extensão .LTD. Em seguida, esse arquivo foi aberto no *software* AqDAnalysis para seleção do intervalo dos sinais digitais e exportação em um arquivo de extensão .txt, visando sua análise posterior e tratamento no *software* Excel.

Após a realização do ensaio, a instrumentação foi desconectada e o protótipo cuidadosamente desmontado, deixando a área livre para a montagem do próximo ensaio.



Figura 3-32 – Montagem da instrumentação do ensaio. Fonte: Do autor.

Os ensaios serão apresentados na ordem cronológica em que ocorreram.

3.7.2 Protótipo metálico PM_2

Como o comportamento estrutural esperado no colapso dos protótipos metálicos era flambagem global em torno do eixo de menor inércia, eixo *y* paralelo à alma, pensando na segurança dos barramentos laterais da prensa, todos os ensaios preliminares foram realizados com o eixo da alma coincidente com a linha horizontal que une os centros geométricos dos barramentos (linha de referência). Entretanto, no ensaio do protótipo metálico PM_1 cortado (último ensaio preliminar realizado), percebeu-se um pequeno deslocamento horizontal do prato superior da prensa na direção *x*. Baseado nisso, optou-se então em posicionar o protótipo com o eixo da alma perpendicular à linha de referência.

As condições de contorno para todos os protótipos foram as mesmas adotadas no ensaio preliminar do protótipo PM_1 cortado, com a única diferença do posicionamento do mesmo, com alma perpendicular à linha de referência.

A instrumentação do protótipo PM_2 foi constituída de célula de carga, quatro extensômetros (GA43, GA44, GA45 e GA46), dois colados em cada mesa do perfil, um LVDT (LVDT-H40) posicionado no centro de uma das mesas, e dois LVDT's (LVDT-H41 e LVDT-H42) posicionados à um terço e à três quartos, respectivamente, de um dos lados da alma do perfil, conforme Figura 3-33 (a), (b) e (c).

Conforme o esperado, o modo de falha do protótipo PM_2 se deu por flambagem global, conforme se vê na Figura 3-33 (d) e a carga última do ensaio foi de 597,3 kN. Com esse resultado satisfatório, foi dado início aos ensaios com os protótipos mistos.



Figura 3-33 – Instrumentação e modo de falha do protótipo PM_2. Fonte: Do autor.

3.7.3 Protótipo misto PMPR_55_1

Os protótipos mistos possuem duas superfícies de aço e duas superfícies de concreto. Assim, além da célula de carga, a instrumentação de todos os protótipos mistos foi constituída de dois extensômetros, colados no centro de cada superfície de aço
(GA43, GA44, GA45 e GA46), um extensômetro colado no centro de cada superfície de concreto (GC34 GC35), um LVDT (LVDT-V40) na direção vertical posicionado em uma das cantoneiras que liga o protótipo misto à chapa de extremidade, e dois LVDT's na direção horizontal (LVDT-H41 e LVDT-H42) posicionados a um terço e a meia altura, respectivamente, de uma das superfícies de concreto, conforme Figura 3-34 (a) à (f).

A carga última estimada foi de 1.767 kN. O modo de falha do protótipo misto PMPR_55_1 se deu por colapso do concreto próximo à extremidade superior, conforme se vê na Figura 3-35 (a) e (b). Com base nesse resultado, ficou decidido confinar o concreto na extremidade superior dos protótipos. O confinamento do concreto tem como objetivo aumentar sua resistência na região próxima à introdução de carga para minimizar os efeitos da concentração de tensões.



(a) Montagem do ensaio do protótipo PMPR_55_1.



(b) Instrumentação do protótipo PMPR_55_1.



(c) Instrumentação do protótipo PMPR_55_1.



(d) Instrumentação do protótipo PMPR_55_1.



(e) Instrumentação do protótipo PMPR_55_1. Figura 3-34 – Montagem e instrumentação do protótipo PMPR_55_1. Fonte: Do autor.



(a) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_1 – Lado B. Figura 3-35 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_1 – Lado A. Fonte: Do autor.

3.7.4 Protótipo misto PMPR_55_3

Considerando as mesmas condições de contorno e de instrumentação do ensaio anterior, acrescentando o confinamento do concreto na extremidade superior, Figura 3-36 (a), o modo de falha do protótipo misto PMPR_55_3 também se deu por colapso do concreto, só que agora na extremidade inferior, conforme se vê na Figura 3-36 (b). Com base nesse resultado, ficou decidido confinar as duas extremidades do concreto do protótipo misto. A carga última foi de 1.293 kN.





(a) Montagem do ensaio do protótipo PMPR_55_3. (b) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_3. Figura 3-36 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_55_3. Fonte: Do autor.

3.7.5 Protótipo misto PMPR_55_2

Considerando as mesmas condições de contorno e de instrumentação do ensaio anterior, acrescentando o confinamento do concreto também na extremidade inferior, Figura 3-37 (a), o protótipo misto PMPR_55_2 teve o melhor resultado dentre os protótipos mistos ensaiados, tendo como modo de falha flambagem global e fissuração do concreto próximo às extremidades, conforme se vê na Figura 3-37 (b) à (e). Por isso, optou-se por confinar o concreto nas duas extremidades dos protótipos da classe de resistência 65 MPa.



(a) Montagem do ensaio do protótipo PMPR_55_2.



(b) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_2.







(e) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_2.

(d) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_55_2. Figura 3-37 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_55_2. Fonte: Do autor.

A carga última do ensaio foi de 1.598 kN. O concreto sofreu maior fissuração na região onde foi utilizada uma chapa de menor espessura para confinar o concreto, conforme se vê na Figura 3-37 (d). Apesar de ter sido o melhor resultado obtido nos ensaios dos protótipos da classe 55 MPa, o confinamento foi reforçado nos ensaios dos protótipos da classe 65 MPa, descritos a seguir.

3.7.6 Protótipo misto PMPR_65_1

Considerando as mesmas condições de contorno e de instrumentação dos ensaios anteriores, apenas reforçando o confinamento do concreto na extremidade inferior, o protótipo misto PMPR_65_1 teve um desempenho ainda melhor que o ensaio anterior porque o concreto não fissurou na região de introdução de carga.

A carga última do ensaio foi de 1.684 kN. O modo de falha do protótipo misto PMPR_65_1 se deu por flambagem global e fissuração do concreto, Figura 3-38 (a), porém a fissuração não foi mais localizada nas extremidades, conforme se vê na Figura 3-38 (b).



(a) Montagem do ensaio do protótipo PMPR_65_1. (b) Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_65_1. Figura 3-38 – Montagem e modo de falha do ensaio do protótipo PMPR_65_1. Fonte: Do autor.

3.7.7 Protótipo misto PMPR_65_2

A configuração da montagem do ensaio do protótipo misto PMPR_65_2 foi a mesma do ensaio anterior. A carga última do ensaio foi de 1.698 kN. O modo de falha do protótipo misto PMPR_65_2 se deu por flambagem global e fissuração do concreto, conforme se vê na Figura 3-39 (a) à (e). As primeiras fissuras foram observadas na parte superior e em seguida na parte inferior do protótipo, ocorrendo posteriormente a flambagem global.



(a)



(b)

(c)



(d) (e) Figura 3-39 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_65_2. Fonte: Do autor.

3.7.8 Protótipo misto PMPR_65_3

O ensaio do protótipo misto PMPR_65_3 foi realizado no mesmo dia do ensaio do protótipo misto PMPR_65_2, mantendo as mesmas condições de contorno, de confinamento do concreto e de instrumentação do ensaio anterior. Esse ensaio foi o único que não conseguiu alcançar a carga última, pois a prensa descarregou sozinha, ao atingir 1.780 kN, conforme pode ser verificado no gráfico da Figura 3-40, não sendo visível nenhuma falha no protótipo.



Figura 3-40 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_65_3 antes de atingir o colapso. Fonte: Do autor.

Segundo a equipe técnica do LEMAC, isso pode ter ocorrido devido ao óleo da prensa estar muito quente, não suportando dois ensaios no mesmo dia. Vale ressaltar que a velocidade dos ensaios foi de 0,003mm/s, durando em torno de 15 minutos cada ensaio. A equipe recomendou repetir o ensaio no dia seguinte com uma velocidade superior e não ensaiar os outros três protótipos mistos previstos nesse estudo, uma vez que sua classe de resistência era ainda maior, e assim foi feito. Na repetição do ensaio ocorreu o colapso, tendo como modo de falha flambagem global, com carga última do ensaio de 1.563 kN, cuja deformada foi mais pronunciada na extremidade superior, seguida de fissuração do concreto, conforme se vê na Figura 3-41 (a), (b) e (c). A redução no valor da carga última (de 1.780 kN para 1.563 kN) pode ser explicada pela possível ocorrência de fissuração interna do concreto, não visível a olho nu.



Figura 3-41 – Modo de falha no ensaio do protótipo PMPR_65_3. Fonte: Do autor.

Por limitação da prensa do LEMAC, ficou definido que o comportamento estrutural dos três protótipos mistos PMPR_75 será estudado em outra pesquisa, em um laboratório com a infraestrutura adequada. Por esse motivo, optou-se por não ensaiar também o terceiro protótipo metálico PM_3, para que este sirva de referência para estudo e definição das condições de contorno futuras.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados apresentados na seção 4.2 foram analisados por meio de gráficos força *versus* deformação no aço e no concreto e por gráficos força *versus* encurtamento e força *versus* deslocamento lateral dos protótipos mistos.

Os gráficos força *versus* deformação foram obtidos com o eixo das ordenadas reproduzindo a medida direta da célula de carga e o eixo das abscissas contemplando as deformações medidas pelos extensômetros.

Os gráficos força *versus* deslocamento foram obtidos com o eixo das ordenadas reproduzindo a medida direta da célula de carga e o eixo das abscissas contemplando os deslocamentos, medidos pelos LVDT's, tanto na direção transversal ao protótipo quanto na sua direção normal (encurtamento).

A apresentação dos resultados e discussões dos ensaios também serão apresentados na ordem cronológica em que ocorreram.

4.2 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.2.1 Protótipo metálico PM_2

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de aço (mesas do perfil), Figura 4-1, que as deformações sofridas na fase de carregamento pelos pares colados em mesas opostas no mesmo alinhamento, GA43-GA44 e GA45-GA46, foram similares, indicando que a hipótese de tensões uniforme somente devido as forças de compressão simples foi alcançada.

Nota-se também pelo gráfico que as medidas de deformação dos extensômetros seguiram a lei de deformação linear na fase de carregamento e todos os extensômetros chegaram a deformação de escoamento de 1725 µɛ, indicando a ocorrência de escoamento na região monitorada.



Figura 4-1 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo metálico PM_2. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-2 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral da alma à um terço e à três quartos do protótipo. Observa-se que o deslocamento lateral obtido teve um comportamento simétrico, como era de se

esperar. O deslocamento lateral máximo registrado nos LVDT-H42 e LVDT-H41 foi de 14,15 mm e 16,13 mm, respectivamente.



Figura 4-2 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral à um terço e à três quartos do protótipo metálico PM_2. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-3 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral da mesa no centro do protótipo. Observa-se que o deslocamento lateral máximo obtido foi de 0,41 mm, confirmando a não ocorrência de flambagem global em torno do eixo de maior inércia.



Figura 4-3 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral no centro do protótipo metálico PM_2. Fonte: Do autor.

4.2.2 Protótipo misto PMPR_55_1

Apesar de todo o cuidado de se posicionar o protótipo misto centralizado com a célula de carga, observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de aço (mesas do perfil), que as deformações medidas não foram iguais, indicando que a hipótese de tensões uniforme somente devido as forças de compressão simples não foi plenamente alcançada. Cada mesa apresentou uma deformação diferente da outra, indicando possível ocorrência de excentricidade na direção y e, cada extensômetro da mesma mesa apresentou deformações diferentes, indicando possível excentricidade na direção *x*. Vale ressaltar que, por mais centralizado que o protótipo esteja em relação à célula de carga, em função da imperfeição inicial, que também é uma excentricidade, dificilmente a compressão simples seria alcançada.

Nota-se também pelo gráfico da Figura 4-4, que as medidas de deformação dos extensômetros seguiram a lei de deformação linear na fase de carregamento e apenas o extensômetro 46 chegou a deformação de escoamento de 1725 με.



Figura 4-4 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_55_1. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-5, que as deformações medidas não foram iguais, indicando que a hipótese de tensões uniforme somente devido as forças de compressão simples não foi plenamente alcançada. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade em relação ao eixo *x*. A deformação máxima obtida no concreto foi de 2.396 μ ε para o extensômetro GC-34 e de 823,4 μ ε para o extensômetro GC-35.



Figura 4-5 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_55_1. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-6 apresenta a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido foi de 8,22 mm. Vale ressaltar que, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última sem ocorrência de fissuração, o encurtamento seria de 0,65 mm.



Figura 4-6 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_55_1. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-7 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Observa-se que o deslocamento lateral máximo a meia altura do protótipo foi de 6,51 mm, e que este foi um pouco maior que o registrado a um terço do comprimento do protótipo, 4,26 mm, indicando uma leve curvatura. O fato do deslocamento lateral ter sido relativamente pequeno, confirma a visualização do modo de colapso descrito no item 3.7.3 por deformação local na extremidade superior.



Figura 4-7 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_55_1. Fonte: Do autor.

4.2.3 Protótipo misto PMPR_55_3

Apesar de todo o cuidado de se posicionar o protótipo misto centralizado com a célula de carga, observa-se pelo gráfico da Figura 4-8, novamente, que as deformações medidas não foram iguais, indicando que a hipótese de tensões uniforme somente devido as forças de compressão simples não foi plenamente alcançada.

Nota-se também pelo gráfico que as medidas de deformação dos pares de extensômetros colados em mesas opostas no mesmo alinhamento, GA43-GA46 e GA44-GA45, tiveram um comportamento simétrico e seguiram a lei de deformação linear na fase de carregamento, no entanto, nenhum extensômetro chegou a deformação de escoamento de 1725 $\mu\epsilon$, indicando que a região monitorada não escoou.



Figura 4-8 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_55_3. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-9, que as deformações medidas também não foram iguais. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade em relação ao eixo *x*. A deformação máxima obtida no concreto foi de 149,2 μ ϵ para o extensômetro GC-34 e de 1.956 μ ϵ para o extensômetro GC-35.



Figura 4-9 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_55_3. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-10 apresenta a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido foi aproximadamente 7,82 mm. O encurtamento seria de 0,47 mm, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última.



O gráfico da Figura 4-11 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Observa-se que o deslocamento lateral a meia altura do protótipo foi de 11,58 mm, quase o dobro obtido no ensaio anterior, e que este foi maior que o registrado a um terço do comprimento do protótipo, 5,71 mm, indicando que, além da deformação local ocorrida na extremidade inferior do protótipo, também ocorreu flambagem global.



Figura 4-11 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_55_3. Fonte: Do autor.

4.2.4 Protótipo misto PMPR_55_2

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de aço (mesas do perfil), Figura 4-12, que as deformações sofridas na fase de carregamento pelos pares de extensômetros colados em mesas opostas no mesmo alinhamento, GA43-GA46 e GA44-GA45, tiveram um comportamento simétrico, seguiram a lei de deformação linear e foram similares, indicando uma melhora na centralização do protótipo misto com relação à célula de carga na direção *y*. Nota-se ainda, que apenas os pares de extensômetros GA44-GA45 chegaram na deformação de escoamento de 1725 $\mu\epsilon$, indicando que uma parte da região monitorada sofreu escoamento.



Figura 4-12 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_55_2. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-13, que as deformações medidas também não foram iguais, indicando que a compressão simples não foi plenamente alcançada. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade na direção do eixo *x*. A deformação máxima obtida no concreto foi de 2.301 $\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-34 e de 430,8 $\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-35.



Figura 4-13 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_55_2. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-14 apresenta a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido foi de 15,13 mm. Vale ressaltar que, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última sem ocorrência de fissuração, o encurtamento seria de 0,58 mm.

As descontinuidades no gráfico na Figura 4-14 ocorreram devido ao rompimento de pontos de solda da ligação das cantoneiras com o protótipo. A primeira descontinuidade corresponde ao rompimento da solda da ligação na extremidade superior no valor de carga de 203,5 kN, e a segunda e a terceira referem-se ao rompimento da solda da ligação na extremidade superior para valores de carga de 265,4 e 945,4 kN.



O gráfico da Figura 4-15 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Nota-se que o rompimento das soldas interferiu nas leituras dos LVDTs laterais, principalmente a partir de 944 kN. Para esse valor de carga, o deslocamento lateral a meia altura do protótipo foi de aproximadamente 8,53 mm e a um terço do comprimento do protótipo foi de aproximadamente 6,08 mm. A diferença desses deslocamentos indica uma tendência a ocorrência de flambagem global.



Figura 4-15 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_55_2. Fonte: Do autor.

4.2.5 Protótipo misto PMPR_65_1

Em relação ao gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de aço (mesas do perfil), pode-se notar que as deformações medidas não foram iguais. Cada mesa apresentou uma deformação diferente da outra, indicando possível ocorrência de excentricidade na direção y e, cada extensômetro da mesma mesa apresentou deformações diferentes, indicando possível excentricidade na direção *x*.

Nota-se também pelo gráfico da Figura 4-16, que as medidas de deformação dos extensômetros seguiram a lei de deformação linear na fase de carregamento e apenas o extensômetro 45 chegou a deformação de escoamento de 1725 $\mu\epsilon$ e seu descarregamento não se comportou como o esperado.



Figura 4-16 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_65_1. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-17, que as deformações medidas também não foram iguais. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade na direção x. A deformação máxima obtida no concreto foi de 409,5 μ e para o extensômetro GC-34 e de 1.665 μ e para o extensômetro GC-35.



Figura 4-17 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_65_1. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-18 apresenta a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido foi de 6,35 mm. O encurtamento seria de 0,62 mm, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última.



Figura 4-18 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_65_1. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-19 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Observa-se que o deslocamento lateral a meia altura do protótipo foi de 6,63 mm e que este foi maior que o registrado a um terço do comprimento do protótipo, 3,57mm, indicando ocorrência de flambagem global.



Figura 4-19 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_65_1. Fonte: Do autor.

4.2.6 Protótipo misto PMPR_65_2

Pelo gráfico da Figura 4-20, percebe-se que ocorreu excentricidade entre o protótipo misto e a célula de carga, pois as deformações medidas não foram iguais.

Nota-se também pelo gráfico que as medidas de deformação dos extensômetros tiveram um comportamento simétrico e seguiram a lei de deformação linear na fase de carregamento, no entanto, nenhum extensômetro chegou a deformação de escoamento de 1725 με, indicando que a região monitorada não escoou.



Figura 4-20 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_65_2. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-21, que as deformações medidas também não foram iguais. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade na direção x. A deformação máxima obtida no concreto foi de $1.342\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-34 e de $1.025,4\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-35.



Figura 4-21 – Gráfico Força versus Deformação do concreto do protótipo misto PMPR_65_2. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-22 apresenta a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido foi de 9,5 mm. O encurtamento também seria de 0,62 mm, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última.



Figura 4-22 – Gráfico Força versus Encurtamento do protótipo misto PMPR_65_2. Fonte: Do autor.

O gráfico da Figura 4-23 apresenta a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Observa-se que o deslocamento lateral a um terço do comprimento do protótipo foi de 1 mm e que, dessa vez, este foi ligeiramente maior que o registrado a meia

altura do protótipo, 0,81 mm, indicando ocorrência de uma leve flambagem global descentralizada.



Figura 4-23 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_65_2. Fonte: Do autor.

4.2.7 Protótipo misto PMPR_65_3

Conforme descrito no item 3.7.8, esse ensaio foi o único que não conseguiu alcançar a carga última na primeira tentativa, pois a prensa descarregou sozinha, ao atingir 1.780 kN. Na repetição do ensaio (segunda tentativa realizada no dia posterior) ocorreu o colapso, tendo como modo de falha flambagem global, com carga última do ensaio de 1.563 kN, cuja deformada foi mais pronunciada na extremidade superior, seguida de fissuração do concreto. Vale ressaltar que na primeira tentativa ocorreu fissuração interna do concreto (o que provavelmente explica a redução no valor da carga última para 1.563 kN). A segunda tentativa contou com um extensômetro (GA46) a menos, pois seus fios se romperam acidentalmente com a queda de um dos LVDT's.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de aço (mesas do perfil), Figura 4-24 (a) e (b), que as deformações sofridas na fase de carregamento pelos pares de extensômetros colados em mesas opostas no

mesmo alinhamento, GA43-GA46 e GA44-GA45, tiveram um comportamento simétrico e seguiram a lei de deformação linear. Nota-se ainda, que nenhum extensômetro GA44-GA45 alcançou a deformação de escoamento de 1725 $\mu\epsilon$, indicando que a região monitorada não escoou.



Figura 4-24 – Gráfico Força versus Deformação do aço do protótipo misto PMPR_65_3. Fonte: Do autor.

Observa-se pelo gráfico das deformações dos extensômetros colados nas superfícies de concreto, Figura 4-25 (a) e (b), que as deformações medidas também não foram iguais. Cada superfície de concreto apresentou uma deformação diferente da outra, confirmando a possível excentricidade na direção *x*. A deformação máxima obtida no concreto foi de $1.051\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-34 e de $1.527\mu\epsilon$ para o extensômetro GC-35.



us Dejormação ao concreto ao pr Fonte: Do autor.

Os gráficos da Figura 4-26 apresentam a relação da força aplicada com o encurtamento do protótipo. Observa-se que o encurtamento máximo obtido na primeira e segunda tentativa foi de aproximadamente 9,23 mm e 6,17 mm, respectivamente. O encurtamento seria de 0,57 mm, considerando o intervalo elástico de ambos os materiais, para força do concreto igual à 30% da força última.



Os gráficos da Figura 4-27 apresentam a relação da força aplicada com o deslocamento lateral do protótipo a um terço do comprimento (LVDT-H42) e a meia altura (LVDT-H41). Observa-se na Figura 4-27 que o deslocamento lateral máximo a meia altura do protótipo na primeira e segunda tentativa respectivamente foram de 3,59 mm e 4,29 mm, e que a um terço do comprimento do protótipo na primeira e segunda tentativa respectivamente foram de ocorrência de flambagem global.



Figura 4-27 – Gráfico Força versus Deslocamento Lateral do protótipo misto PMPR_65_3. Fonte: Do autor.

Previsões normativas para a carga última foram calculadas para o protótipo metálico e para os protótipos mistos segundo a ABNT NBR 8800:2008 conforme, respectivamente, APÊNDICES D e F, para o protótipo metálico segundo o EN 1993-1-1:2005, conforme APÊNDICE E, e para protótipos mistos segundo o EN 1994-1-1:2004, conforme APÊNDICE G.

A Tabela 4-1 apresenta os resultados para a carga última, experimental e de acordo com as normas ABNT NBR 8800:2008, EN 1993-1-1:2005 e EN 1994-1-1:2004. Os desvios das previsões normativas em relação à carga última experimental são apresentados nas duas últimas colunas da direita.

Protótipos	N _{c,u} Experimental (kN)	N ₂ (*) ABNT NBR 8800 (kN)	N _{∽ (*)} EN 1993-1-1 EN 1994-1-1 (kN)	N _{c,Rk} (ABNT)/Nu	N _{c,Rk} (EN)/Nu
PM_2	597,3	714,88	660,33	1,20	1,10
PMPR_55_1	1.767			0,78	0,48
PMPR_55_3	1.293	1.371	846	1,06	0,65
PMPR_55_2	1.598			0,86	0,53
PMPR_65_1	1.684			0,86	0,53
PMPR_65_2	1.698	1.453	896	0,86	0,53
PMPR_65_3	1.563			0,93	0,57

Tabela 4-1 – Resultados para a carga última, experimental e de acordo com as normas ABNT NBR 8800:2008, EN 1993-1-1:2005 e EN 1994-1-1:2004.

(*) Resultado normativo calculado sem a consideração dos efeitos de fluência. *Fonte: Do autor.*

A Tabela 4-1 mostra que a carga última do ensaio do protótipo metálico PM_2 foi 20% abaixo do valor calculado pela norma ABNT NBR 8800:2008. Uma das razões para essa diferença pode ser a adoção de uma curva única de resistência à compressão pela ABNT NBR 8800:2008. O pilar de aço sofre flambagem em torno do eixo de menor inércia e este seria dimensionado pela curva de menor resistência da ABNT NBR 8800:1996, com a qual o resultado do esforço axial resistente se aproximaria mais do experimental. Fazendo a comparação segundo o EN 1993-1-1:2005, que leva em consideração a curva de menor resistência, tal qual a ABNT NBR 8800:1996, observa-se que a diferença diminuiu em 10%, ou seja, a carga última do ensaio do

protótipo metálico PM_2 foi apenas 10% abaixo do valor calculado pela norma EN 1993-1-1:2005, se aproximando mais do resultado experimental.

Como descrito no subitem 3.7, o ensaio dos dois primeiros protótipos mistos da série PMPR_55 sofreram algumas adaptações até a determinação das condições de contorno ideais, e o último ensaio da série PMPR_65 não conseguiu alcançar a carga última na primeira tentativa, influenciando o resultado de carga última obtido na segunda tentativa. Portanto, de todos os ensaios realizados, apenas os protótipos mistos PMPR_55_3, PMPR_65_1 e PMPR_65_2 apresentaram resultados representativos.

Como pode ser observado na Tabela 4-1, com exceção do protótipo misto PMPR_55_3, todos os outros apresentaram resultados experimentais acima dos resultados normativos, demonstrando que ambas normas fornecem resultados a favor da segurança. Os protótipos mistos PMPR_65_1 e PMPR_65_2 apresentaram a mesma relação entre carga última normativa e carga última experimental, igual à 0,86 para a ABNT NBR 8800:2008 e igual à 0,53 para a EN 1994-1-1:2004. Esta relação demonstra que a norma ABNT NBR 8800:2008 se aproxima mais do resultado experimental, com um desvio de 14%, e que a norma EN 1994-1-1:2004 é bem mais conservadora que a norma ABNT NBR 8800:2008, apresentando um desvio de 47%, ou seja, uma diferença de 33%.

Uma das perguntas que essa pesquisa procura responder é se as normas atuais, nacional e europeia, podem ser utilizadas com segurança na estimativa da resistência à compressão de pilares mistos parcialmente revestidos que empregam o concreto de alta resistência. Os resultados expostos indicam que, para o intervalo de resistência a compressão do concreto avaliado experimentalmente, as previsões normativas poderiam ser utilizadas, excetuando a ABNT NBR 8800:2008 para o caso do pilar PMPR_55_3. Entretanto, vale ressaltar que as previsões normativas foram calculadas considerando o coeficiente Ruschi que minora a resistência do concreto devido a curta duração dos ensaios. Esse coeficiente poderia não ter sido usado, o que deixaria as previsões normativas um pouco mais conservadoras.

4.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS PROTÓTIPOS MISTOS E METÁLICO

Tomando como base a média dos resultados obtidos no ensaio dos protótipos mistos PMPR_65_1 e PMPR_65_2 (protótipos representativos da mesma série) e o resultado obtido no ensaio do protótipo metálico PM_2, que serviu de parâmetro de referência para esta pesquisa, é possível perceber que a flambagem global no protótipo metálico é bem mais acentuada que nos protótipos mistos, e que a carga última do ensaio dos protótipos mistos foi 183% maior que a do protótipo metálico.

5. CONCLUSÕES

5.1 SOBRE O TRABALHO REALIZADO

Esta pesquisa teve como objetivo estudar experimentalmente o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão simples. Para a realização desse estudo, foram ensaiados seis protótipos mistos idênticos, alterando somente a classe de resistência do concreto, sendo três com resistência média à compressão, isto é, média dos *f_{cj}* nos dias de ensaios, igual a 59,48MPa (PMPR_55_1, PMPR_55_2 e PMPR_55_3) e os outros três com 68,77MPa de resistência média à compressão do concreto (PMPR_65_1, PMPR_65_2 e PMPR_65_3).

Para servir como instrumento de calibração e referência aos ensaios dos protótipos mistos, foi ensaiado isoladamente um protótipo metálico PM_2 com o mesmo perfil, W 200 x 22,5, utilizado nos protótipos mistos. A seção transversal do protótipo misto foi constituída de quatro barras de aço com diâmetro de 10,0 mm para compor a armadura longitudinal disposta na região entre as mesas. A armadura transversal foi composta por estribos de diâmetro 5,0 mm a cada 10 cm. Todos os protótipos (metálicos e mistos) tiveram altura de 1,5m.

Apesar de todo o cuidado em se posicionar o protótipo misto o mais centralizado possível em relação à aplicação da carga, observou-se em alguns ensaios pelas medidas das deformações, que a hipótese de tensões uniformes devido às forças de compressão simples não foi alcançada. Devendo-se citar também a possível colaboração das imperfeições iniciais geométricas na ocorrência das excentricidades observadas. Outro ponto importante na execução dos ensaios foi a necessidade de se confinar o concreto nas regiões de extremidade dos protótipos para que o colapso não fosse precipitado por colapso dessas regiões.

O modo de falha ocorrido no ensaio do primeiro protótipo misto, PMPR_55_1, foi o colapso do concreto próximo à extremidade superior, e no ensaio do segundo,
PMPR_55_3, com confinamento do concreto na extremidade superior, foi o colapso do concreto próximo à extremidade inferior. Com base nesses resultados, os demais protótipos mistos foram ensaiados com confinamento do concreto nas duas extremidades, superior e inferior, com objetivo de aumentar sua resistência na região próxima à introdução de carga e assim, minimizar os efeitos da concentração de tensões.

No ensaio do último protótipo misto, PMPR_65_3, o colapso não foi alcançado na primeira tentativa, porque a prensa descarregou sozinha, ao atingir um valor de carregamento igual a 1.780 kN, influenciando o resultado de carga última obtido na segunda tentativa.

Portanto, dentre os ensaios realizados, os conduzidos nos protótipos mistos PMPR_55_3, PMPR_65_1 e PMPR_65_2 apresentaram resultados mais confiáveis. Os resultados dos dois últimos, por sua vez, apresentaram a mesma relação entre carga última normativa e a carga última experimental, igual à 0,86 para a ABNT NBR 8800:2008 e igual à 0,53 para a EN 1994-1-1:2004. Esta relação demonstra que a previsão da ABNT NBR 8800:2008 se aproxima mais do resultado experimental, com um desvio de 14%, e que o EN 1994-1-1:2004 é mais conservador que a ABNT NBR 8800:2008, apresentando um desvio de 47%.

Pode-se concluir que, para o intervalo de resistência à compressão do concreto avaliado nessa pesquisa, as previsões normativas poderiam ser utilizadas na estimativa da resistência à compressão de PMPR que empregam o concreto de alta resistência, uma vez que fornecem resultados a favor da segurança. Entretanto, recomenda-se a execução de mais ensaios e análises numéricas para uma melhor avalição dessa proposição.

Em relação ao uso de elementos mistos em peças comprimidas pode-se notar que os PMPR apresentam resistência à compressão bem superior a do pilar de aço correspondente. Tomando como base a média dos resultados obtidos no ensaio dos protótipos mistos PMPR_65_1 e PMPR_65_2 (protótipos representativos da mesma série) e o resultado obtido no ensaio do protótipo metálico PM_2, a carga última nos protótipos mistos foi quase três vezes maior que no protótipo metálico (2,83, precisamente).

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando dar continuidade à pesquisa sobre o comportamento estrutural dos pilares mistos parcialmente revestidos, são recomendados os seguintes estudos:

- Realizar mais ensaios de compressão simples em protótipos com diferentes características, utilizando por exemplo perfis de aço de seção H e concretos de alta resistência abrangendo uma maior faixa de valores de resistência à compressão;
- Realizar ensaios experimentais em pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência com carregamento excêntrico, pois há poucos estudos científicos que tratam da resistência à flexo-compressão;
- Realizar a caracterização (ensaios de tração) dos perfis de aço e das armaduras longitudinais;
- Realizar análises numéricas, aferidas com base nos resultados desta pesquisa, com o intuito de estender os resultados da pesquisa experimental, por meio de estudo paramétrico, a uma abordagem variada de seções transversais e materiais comumente utilizados na prática de projeto;
- Realizar experimentos e análises numéricas em pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de alta resistência em situação de incêndio.

Acredita-se que a continuidade das pesquisas relativas aos pilares mistos parcialmente revestidos poderá contribuir para a disseminação do uso das estruturas mistas em geral, de modo a proporcionar o desenvolvimento tecnológico do setor da construção civil como um todo no país.

REFERÊNCIAS

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE – **AISC 360-05**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 8800**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. ABNT. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. ABNT. **NBR 8953**. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. ABNT **NBR NM 248.** Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. ABNT **NBR 7211**. Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. ABNT **NBR 5738**. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.

_____. ABNT NBR 5739. Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. ABNT **NBR 8522**. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

_____. ABNT **15823-2**. Concreto auto-adensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.

BEGUM, M.; GHOSH, D.. Finite Element Analysis of Partially Encased Composite Columns with Equivalent Steel Section. Journal of Structural Engineering, v. 133, n. 3, p. 326-334, Mar. 2011.

BEGUM, M., DRIVER, R.G., and ELWI, A.E. Strength and Stability Simulations of Partially Encased Composite Columns Under Axial Load. Proc., Structural Stability Research Council Annual Technical Session, April, Montreal, Canada, 2005.

BEGUM, M., DRIVER, R.G., and ELWI, A.E. **Behaviour of partially encased composite columns with high strength concrete.** Journal of Structural Engineering. 2013.

CAMPOS, A. S. Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2006.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA S16**. Design of Steel Structures. 2009.

CHEN, Y.; WANG, T.; YANG, J.; ZHAO, X. Test and Numerical Simulation of Partially Encased Composite Columns Subject to Axial and Cyclic Horizontal Loads. International Journal of Steel Structures, v. 10, n. 4, p. 385-393, Dec. 2010.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; RICLES, J. M.; LU, L. **Behavior** and **Strength of partially encased composite columns with built-up shapes.** Journal of Structural Engineering, Canada, v.128, n. 3, p. 279-288, Mar. 2002.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B. Long-term Behavior and Strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes. Journal of Structural Engineering, Canada, v.129, n. 2, p. 141-150, Feb. 2003.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. **Numerical simulation of concrete encased steel composite columns.** Journal of Constructional Steel Research, v. 67, p. 211-222, 2011.

ELNASHAI, A.S.; TAKANASHI, K.; ELGHAZOULI, A.Y.; and DOWLING, P.J. **Experimental Behavior of Partially-Encased Composite Beam-Columns under Cyclic and Dynamic Loads.** Proceedings of the Institution of Civil Enginners, Part 2, pp. 259-272. 1991.

ELNASHAI, A.S.; BRODERICK, B.M. Seismic resistance of composite beamcolumns in multi-storey structures. Part 1: Experimental studies. Journal of Constructional Steel Research, v.30, n. 03, p. 201-229, Oxford, 1994a.

_____. Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 2: Analytical model and discussion of results. Journal of Constructional Steel Research, Oxford, v.30, n. 03, p. 231-258, 1994b.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION – **BS EN 1992-1-1**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

_____. **BS EN 1993-1-1**: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.

_____. **BS EN 1994-1-1**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

GIAKOMELIS, G.; LAM, D. **Axial capacity of circular concrete-filled tube columns**. Journal of Constructional Steel Research, V. 60, p. 1049-1068, 2004.

HUNAITI, Y.M.; FATTAH, B. A. **Design Considerations of Partially Composite Columns.** Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build., v.106, n.2, p.75-82, Feb. 1994.

KORZEN, M.; RODRIGUES, J. P. C; CORREIA, A. J. P. M. **Composite Columns Made of Partially Encased Steel Sections Subjected to Fire**, In: Proceedings of the International Conference SIF10 - Structures in Fire, Michigan, 2010. p. 341-348.

NARDIN, Silvana De; SOUZA, Alex Sander Clemente de; PEREIRA, Margot Fabiana; SERAFIM, Jorge Augusto. Análise comparativa de soluções de pilares para Galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e Concreto. Congresso Latino americano de Construção Metálica, 2012.

O'BRIEN, A. D.; RANGAN, B. V. **Test on slender tubular steel columns filled with high-strength concret**. Australian Civil Engineering Transactions, 1993.

OH, M. et. al. Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading. Journal of Asian Architecture and Building Engineering. South Korea, v.5, n.1, p.153-160, May, 2006.

PECCE, M.; CERONI, F. (2010). Bond tests of partially encased composite columns. Advanced Steel Construction, Hong Kong, v. 6, n. 4, p. 1001-1018, 2010.

PEREIRA, Margot Fabiana. Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Carlos. São Paulo, 2014.

PEREIRA, Margot Fabiana. **Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão.** Tese (Doutorado). Universidade de São Carlos. São Paulo, 2017.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço. Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR8800:2008.** 8^a Edição. Editora LTC. Rio de Janeiro, 2009.

PRESTES, J. A. S. Análise teórico-experimental de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto. Texto para o exame de qualificação para o doutorado – Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2003.

PRICKETT, B.S.; DRIVER, R.G. **Behavior of Partially Encased Columns Made with High Performance Concrete**. Structural Engineering Report no 262, Dept. of Civil and Enviroment Engineering, University of Alberta, AB, Canada, 2006.

QUEIROZ, F. D. **Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2003.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, Roberval José; MATA, Luciene Antinossi Cordeiro Da. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte, 2001.

SUZUKI, H.; KATO, B. **Shear strength of concrete filled box elements.** In: Proc. Conference on joints in structural steelwork. Middlesborough:1981.

TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; FILION, I.; MARANDA, R. **Experimental study on the behavior of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads**. Proceedings - Annual Technical Session, Structural Stability Research Council. Atlanta, 1998.

VASCONCELLOS, Alexandre Luiz. **Copa une concreto e aço por mercado promissor**. c2013. Disponível em: < www.cimentoitambe.com.br/copa-une-concretoe-aco-por-mercado-promissor/#>. Acesso em 29 nov. 2016.

VINCENT, R.; TREMBLAY, R. An Innovative Partially Composite Column System for High-Rise Buildings. Proceedings, North American Steel Construction Conf., Fort Lauderlade, FL., p. 30-3 a 30-17, 2001.

APÊNDICE

APÊNDICE A: Dimensão Máxima Característica (DMC) e Módulo de Finura

Segundo a ABNT NBR NM 248:2003, dimensão máxima característica (DMC) é a grandeza associada à distribuição granulométrica do agregado, correspondente à abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa; e módulo de finura é a soma das porcentagens retidas acumuladas em massa de um agregado, dividida por 100.

Agregado Graúdo

Segundo a ABNT NBR 9935:2011, agregado graúdo é aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm, atendidos os requisitos da ABNT NBR 7211:2009.

A Tabela 1 apresenta a distribuição granulométrica do agregado graúdo utilizado no concreto desta pesquisa, com sua respectiva DMC e módulo de finura.

Peneiras	Amo	stra 1	Amo	stra 2	Médias	
	Retida (g)	Retida (%)	Retida (g)	Retida (%)	Retida (%)	Retida Acumulada (%)
75mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
63mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
50mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
37,5mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
31,5mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
25mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
19mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
12,5mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
9,5mm	145,7	14,574	152,8	15,288	15	15
6,3mm	582,0	58,217	620,0	62,031	60	75
4,75mm	221,9	22,197	203,3	20,340	21	96
Fundo	50,1	5,012	23,4	2,341	4	100
Total	999,7	100,000	999,5	100,000	100	
Massa Inicial DMC	100	00,5	100 5mm	00,2		
Módulo de Finura	1,86					

Tabela 1 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo.

Fonte: Do autor.

Agregado Miúdo

Segundo a ABNT NBR 9935:2011, agregado miúdo é aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 150 µm, atendidos os requisitos da ABNT NBR 7211:2009.

A Tabela 2 apresenta a distribuição granulométrica do agregado miúdo utilizado no concreto desta pesquisa, com sua respectiva DMC e módulo de finura.

Peneiras	Amo	stra 1	Amo	stra 2	Médias	
	Retida (g)	Retida (%)	Retida (g)	Retida (%)	Retida (%)	Retida Acumulada (%)
4,75mm	0,0	0,000	0,0	0,000	0	0
2,36mm	3,7	1,236	2,3	0,764	1	1
1,18mm	28,1	9,390	23,4	7,796	9	10
600µm	77,3	25,832	70,9	23,667	25	34
300µm	79,5	26,567	78,9	26,313	26	61
150 µm	66,4	22,173	71,6	23,880	23	84
Fundo	44,3	14,801	52,7	17,580	16	100
Total	299,2	100,000	299,7	100,000	100	
Massa Inicial	300 300		00			
DMC	2,36mm					
Módulo de Finura		1,	90			

Tabela 2 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo.

Fonte: Do autor.

APÊNDICE B: Resistência à compressão dos corpos de prova de concreto na idade do ensaio dos protótipos

PRPR_55_A

UCL - Faculdade do Centro Leste

Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 09/11/2018	Hora: 16:48:00	Trabalho n°2019
Programa: Tesc versão 3.04	l i		Mé	todo de Ensaio: UCL	. Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>> Identificação d	to CP: PMPR_55_	A Idade do CP: 2	05 dias Data de N	loldagem: 18/04/2018
	Corpo de Prova	Área da Seção Transversal (mm2)	Carga de Ruptura (N)	Resistência à Compressão (MPa)	
	CP 1	7791.27	470761	60.42	
	CP 3	7885,43	480626	56,18	

UP 2	/014./0	400020	01.50
CP 3	7885,43	442980	56,18
Número CPs	3	3	3
Média	7830	464800	59.37
Mediana	7815	470800	60,42
Desv.Padrão	49.01	19520	2,815
Coef.Var.(%)	0.6259	4,200	4,742
Minimo	7791	443000	56,18
Máximo	7885	480600	61,50

Tensão (MPa)



Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 09/11/2018	Hora: 17:08:15	Trabalho n° 2020
Programa: Tesc versão 3,0	4		Mét	odo de Ensaio: UCI	L Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>> Identificaçã	io do CP: PMPR_55_	B Idade do CP: 18	39 dias Data de l	Moldagem: 04/05/2018
	Corpo de	Área da Seção	Carga de	Resistência	

Corpo de	Área da Seção	Carga de	Resistência
Prova	Transversal	Ruptura	à Compressão
	(mm2)	(N)	(MPa)
CP 1	7909.05	472720	59.77
CP 2	7861,84	487010	61.95
CP 3	7830,44	446824	57.06
Número CPs	3	3	3
Média	7867	468900	59.59
Mediana	7862	472700	59.77
Desv.Padrão	39,57	20370	2,447
Coef.Var.(%)	0,5030	4,345	4,105
Mínimo	7830	446800	57.06
Máximo	7909	487000	61.95



Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 12/11/2018	Hora: 19:31:37	Trabalho n° 2032
Programa: Tesc versão 3.04	4		M	étodo de Ensaio: UCI	L Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>> Identificação (do CP: PMPR_65_	A Idade do CP: 2	208 dias Data de M	Moldagem: 18/04/2018
	Corpo de	Área da Seção Transversal	Carga de	Resistência à Compressão	

Corpo de	Área da Seção	Carga de	Resistência
Prova	Transversal	Ruptura	à Compressão
	(mm2)	(N)	(MPa)
CP 1	7830,44	524511	66,98
CP 2	7838,28	559981	71.44
CP 3	7846,13	559981	71.37
Número CPs	3	3	3
Média	7838	548200	69.93
Mediana	7838	560000	71.37
Desv.Padrão	7,846	20480	2,554
Coef.Var.(%)	0,1001	3,736	3,652
Mínimo	7830	524500	66,98
Máximo	7846	560000	71.44



Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 12/11/2018	8 Hora: 19:50:27	Trabalho n°2034
Programa: Tesc versão 3.0)4			Método de Ensaio: UG	CL Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>>> Identificação	o do CP: PMPR_65	B Idade do CP	: 192 dias Data de	Moldagem: 04/05/2018
	Corpo de	Área da Seção	Carga de	Resistência	
	Prova	Transversal (mm2)	Ruptura (N)	à Compressão (MPa)	
	CP 1	7885,43	547940	69.49	
	CP 2	7830,44	521682	66,62	
	CP 3	7988.06	533070	66,73	
	Número CPs	3	3	3	
	Média	7901	534200	67.61	

533100

13170

66,73

1.623

7885

80.01

Mediana

Desv.Padrão



PRPR_75_A

UCL - Faculdade do Centro Leste

Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 12/11/2018	Hora: 20:06:07	Trabalho nº 2035
Programa: Tesc versão 3.	04		м	étodo de Ensaio: U	CL Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>>> Identificaçã	o do CP: PMPR_75	A Idade do CP:	199 dias Data d	de Moldagem: 27/04/2018
	Corpo de	Área da Seção	Carga de	Resistência	
	Prova	Transversal	Ruptura	à Compressão	

Corpo de	Area da Seçao	Carga de	Hesistencia
Prova	Transversal	Ruptura	à Compressão
	(mm2)	(N)	(MPa)
CP 1	7853.98	625554	79.65
CP 2	7869,70	658341	83,66
CP 3	7869.70	551277	70.05
Número CPa	3	3	3
Numero or s		(11700	
Media	/864	611700	77,78
Mediana	7870	625600	79.65
Desv.Padrão	9.074	54860	6,991
Coef.Var.(%)	0.1154	8,967	8,988
Mínimo	7854	551300	70.05
Máximo	7870	658300	83,66



Laboratório de Materiais de Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic SSH300	Célula: Trd 30	Extensômetro: -	Data: 12/11/2018	Hora: 20:34:34	Trabalho n°2036
Programa: Tesc versão 3.0	4		Mét	odo de Ensaio: UCI	. Compressão 10x20
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	>>>>> Identificação	do CP: PMPR_75_	B Idade do CP: 19	2 dias Data de M	/oldagem: 04/05/2018

Corpo de Prova	Área da Seção Transversal (mm2)	Carga de Ruptura (N)	Resistência à Compressão (MPa)
CP 1 CP 2	7861,84 7838,28	502315 625554	63.89 79.81
CP 3	7948,51	656310	82,57
Número CPs	3	3	3
Média	7883	594700	75.42
Mediana	7862	625600	79.81
Desv.Padrão	58.05	81490	10.08
Coef.Var.(%)	0,7364	13,70	13.37
Minimo	7838	502300	63.89
Máximo	7949	656300	82,57



APÊNDICE C: Módulo elástico tangente e secante do concreto na idade do ensaio dos protótipos

PRPR_55_B

- Tangente



NBR 8522 - Determinação do módulo estático de elasticidade

Dados Cadastrais da Amostra							
Amostra:	PMPR 55 B Módulo	PMPR 55 B Módulo					
Tipo de ensaio:	Módulo de Elasticidade						
Cliente:	Natalia Ramalho						
Responsável:	Ricardo						
Data de Moldagem:	04/05/2018						
Dados Complementare	S						
Tensão ruptura prevista:	55,9 (MPa)						
Distância fixação extens	ômetros: 100 (mm)						
Dados dos Corpos de l	Prova						
ld. CP	Idade	Tensão Ruptura	Carga Ruptura	Mód. Elast.			
01	194	17,9 (MPa)	14.310 (kgf)	37,6 (GPa)			
02	194	19,2 (MPa)	15.360 (kgf)	31,6 (GPa)			
03	194	18,1 (MPa)	14.510 (kgf)	40,9 (GPa)			

Gráfico dos Ensaios



Carga (kgf) x Tempo (e)

- Secante

Re	esultado Di	agrama Tens	ão x Deforma	ção			
_							_
		Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
	0,5 MPa	0,5	0,001	0,000	0,0000	0,00	
	20 %	10,7	0,036	0,030	0,0003	31,92	
	30 %	16,1	0,051	0,049	0,0005	31,54	
	40 %	21,4	0,066	0,067	0,0007	31,70	
	50 %	26,8	0,087	0,089	0,0009	30,13	
	60 %	32,1	0,105	0,112	0,0011	29,28	
	70 %	37,5	0,121	0,138	0,0013	28,74	
	80 %	42,8	0,146	0,170	0,0016	26,92	
	T C	ensão de ruptu Distância de fixa	ra à compressão ção do(s) extens	prevista (MPa): ômetro(s) (mm):	53,5 100,0		
						<u>k</u>	

ultado Dia	grama Tens	ão x Deforma	ção			
	Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
0,5 MPa 🗍	0,5	0,000	0,000	0,0000	0,00	
20 %	10,7	0,028	0,014	0,0002	48,74	
30 %	16,1	0,052	0,024	0,0004	41,07	
40 %	21,4	0,075	0,038	0,0006	37,20	
50 %	26,8	0,093	0,051	0,0007	36,45	
60 % 🛛	32,1	0,121	0,065	0,0009	34,08	
70 %	37,5	0,144	0,078	0,0011	33,21	
80 %	42,8	0,171	0,095	0,0013	31,88	
Tensão de ruptura à compressão prevista (MPa): 53,5 Distância de fixação do(s) extensômetro(s) (mm): 100,0						
					<u>k</u>	

ultado Dia	grama Tens	ão x Deforma	ção			
	Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
0,5 MPa	0,5	0,000	0,000	0,0000	0,00	
20 % 🛛	10,7	0,050	0,004	0,0003	38,24	
30 %	16,1	0,071	0,013	0,0004	37,05	
40 %	21,4	0,096	0,026	0,0006	34,35	
50 %	26,8	0,120	0,037	0,0008	33,41	
60 %	32,1	0,148	0,049	0,0010	31,95	
70 % 🛛	37,5	0,178	0,063	0,0012	30,72	
80 % 🛛	42,8	0,214	0,081	0,0015	28,70	
Tensão de ruptura à compressão prevista (MPa): 53,5 Distância de fixação do(s) extensômetro(s) (mm): 100,0						
					<u>k</u>	

PRPR_65_B

- Tangente



NBR 8522 - Determinação do módulo estático de elasticidade

Dados Cadastrais da	Dados Cadastrais da Amostra				
Amostra:	PMPR_65_B_Eci - Módulo				
Tipo de ensaio:	Módulo de Elasticidade				
Cliente:	Natalia Ramalho				
Responsável:	Ricardo				
Data de Moldagem:	04/05/2018				

Dados Complementares

Tensão ruptura prevista: 61,3 (MPa) Distância fixação extensômetros: 100 (mm)

Dado	os dos Corpos de Pr	ova			
	ld. CP	Idade	Tensão Ruptura	Carga Ruptura	Mód. Elast.
	01	194	19,1 (MPa)	15.330 (kgf)	39,0 (GPa)
	02	194	19,7 (MPa)	15.740 (kgf)	34,2 (GPa)
	03	194	20,6 (MPa)	16.470 (kgf)	29,0 (GPa)

Gráfico dos Ensaios



Carga (kgf) x Tempo (e)

- Secante

Resultado Diagrama Tensão x Deformação						
						1
	Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
0,5 MPa	0,5	0,000	0,000	0,0000	0,00	
20 %	12,0	0,041	0,025	0,0003	34,90	
30 %	18,0	0,064	0,042	0,0005	33,24	
40 %	24,0	0,087	0,058	0,0007	32,64	
50 %	30,0	0,112	0,073	0,0009	31,93	
60 %	36,0	0,136	0,093	0,0011	31,00	
70 %	42,0	0,168	0,113	0,0014	29,56	
80 %	48,0	0,206	0,132	0,0017	28,22	
Tensão de ruptura à compressão prevista (MPa): 60,0 Distância de fixação do(s) extensômetro(s) (mm): 100,0						
					<u>0</u> k	

Resultado Diagrama Tensão x Deformação						
_						
	Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
0,5 MPa	0,5	0,002	0,000	0,0000	0,00	
20 %	12,0	0,050	0,014	0,0003	37,10	
30 %	18,0	0,074	0,024	0,0005	36,61	
40 %	24,0	0,098	0,037	0,0007	35,40	
50 %	30,0	0,119	0,048	0,0008	35,82	
60 %	36,0	0,143	0,062	0,0010	35,04	
70 %	42,0	0,176	0,075	0,0013	33,37	
80 %	48,0	0,206	0,092	0,0015	32,11	
Tensão de ruptura à compressão prevista (MPa): 60,0 Distância de fixação do(s) extensômetro(s) (mm): 100,0						
					<u>k</u>	

	Tensão (MPa)	Deformação 01 (mm)	Deformação 02 (mm)	Especifica	Módulo (GPa)	
0,5 MPa 🛛	0,5	0,000	0,001	0,0000	0,00	
20 % 🛛	12,0	0,039	0,033	0,0004	32,51	
30 % 🛛	18,0	0,061	0,046	0,0005	33,19	
40 % 🛛	24,0	0,085	0,063	0,0007	32,00	
50 % 🛛	30,0	0,106	0,086	0,0010	31,02	
60 % 🛛	36,0	0,129	0,104	0,0012	30,52	
70%	42,0	0,160	0,125	0,0014	29,32	
80 %	48,0	0,201	0,151	0,0018	27,06	
Tensão de ruptura à compressão prevista (MPa): 60,0 Distância de fixação do(s) extensômetro(s) (mm): 100,0						

APÊNDICE D: Determinação da resistência à compressão do pilar metálico, conforme NBR 8800:2008

a) Comprimento do pilar metálico:

$$L = 150,00 mm$$

b) Dimensões da seção do perfil

$$b_f = 102 mm$$

 $t_f = 8,0 mm$
 $d' = 170 mm$
 $t_w = 6,2 mm$

c) Propriedades geométricas relevantes e mecânicas do perfil de aço W 200 x 22,5

- Propriedades geométricas conforme catálogo da Gerdau

$$A_a = 29,0 \ cm^2$$

 $I_x = 2029,0 \ cm^4$
 $I_y = 142,0 \ cm^4$
 $I_t = J = 6,18 \ cm^4$
 $r_x = 8,37 \ cm$
 $r_y = 2,22 \ cm$
 $C_w = 13.868 \ cm^6$

- Propriedades mecânicas do aço ASTM A572 – Grau 50

$$f_y = 345 MPa = 34,5 kN/cm^2$$

 $E_a = 200.000 MPa = 20.000 kN/cm^2$

 $G = 77.000 MPa = 7.700 kN/cm^2$

- Verificação da Esbeltez (λ)

$$\lambda = \frac{L}{r_y} = \frac{150}{2,22} = 67,57 < 200 \ ok!$$

- Flambagem Local da Alma (Q_a)

Para o grupo 2 dos elementos AA tem-se a seguinte verificação para almas comprimidas:

$$\frac{b}{t} \le 1,49 \sqrt[4]{\frac{E}{f_y}} \to \frac{170,00}{6,2} \le 1,49 \sqrt{2\frac{00.000}{345}} \to 27,42 < 35,87 \to Q = 1$$

- Flambagem Local da Mesa (Q_s)

Para o grupo 4 dos elementos AL tem-se a seguinte verificação para mesas comprimidas:

$$\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{f_y}} \to \frac{51}{8} \le 0.56\sqrt{\frac{200.000}{345}} \to 6.38 < 13.48 \to Q_s = 1$$

- Fator de Redução (Q)

$$Q = Q_a x Q_s = 1$$

- Flambagem Elástica (N_e)

Segundo a norma NBR 8800, item E.1.1, a força axial de flambagem elástica N_e de uma barra com seção transversal duplamente simétrica é dado por:

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \to N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 2.029}{(1.0 \times 150)^2} = 17.800 \ kN$$

De acordo com a Tabela E.1 da NBR 8800, o valor teórico e recomendado para K_x é 1,0 devidos aos apoios com rotação livre e translação impedida.

- Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \to N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 142}{(1 \times 150)^2} = 1.246,00 \ kN$$

De acordo com a Tabela E.1 da NBR 8800, o valor teórico e recomendado para K_y é 1,0 devidos aos apoios com rotação livre e translação impedida.

- Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \begin{bmatrix} \frac{\pi E C_w}{(K - \frac{L}{z z})^2} + GJ \end{bmatrix}$$
$$N_{ez} = \frac{1}{r_x^2 + r_y^2 + r_z^2 + y^2} \begin{bmatrix} \frac{\pi E C_w}{(K - \frac{L}{z z})^2} + GJ \end{bmatrix}$$
$$N_{ez} = \frac{1}{8,37^2 + 2,22^2} \begin{bmatrix} \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 13.868}{(1,0 \times 150)^2} + 7.700 \times 6,18 \end{bmatrix} = 2.257,11 \ kN_{ez}$$

De acordo com a Tabela E.1 da NBR 8800, o valor teórico e recomendado para K_z é 1,0 devidos aos apoios com rotação livre e translação impedida.

- Carga de flambagem resistente do perfil

Com os cálculos de flambagem realizados acima, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , $N_{ey} e N_{ez}$.

$$N_e = N_{ey} = 1.246,00 \ kN$$

- Fator de redução associado a resistência à compressão

- Índice de esbeltez reduzido (λ_0)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1.0 \times 29.0 \times 34.5}{1.246.00}} = 0.896$$

Logo, para $\lambda_0 \leq 1,5$, tem-se:

$$\chi = 0.658^{\lambda_0^2} = 0.658^{0.896^2} = 0.715$$

- Cálculo da força axial resistente de cálculo

Para γ_{a1} =1,1 (NBR 8800, Tabela 3, combinação normal para escoamento, flambagem e instabilidade), pode-se calcular a força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rk} = \chi Q A_g f_y = 0,715 \times 1,0 \times 29,0 \times 34,5 = 714,88 \ kN$$

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma_{al}} = \frac{714,88}{1,1} = 649,89 \text{ kN}$$

APÊNDICE E: Determinação da resistência à compressão do pilar metálico, conforme a EN 1993-1-1:2005

a) Dimensões da seção do perfil

b = 102 mm $t_f = t = 8,0 mm$ h = 206 mmd = 170 mm

b) Propriedades geométricas relevantes e mecânicas do perfil de aço W 200 x 22,5

- Propriedades geométricas conforme catálogo da Gerdau

$$A = 29,0 \ cm^2$$

- Propriedades mecânicas do aço ASTM A572 – Grau 50

$$f_y = 345 MPa = 345 kN/cm^2$$

- Classificação da seção transversal

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0.83$$
$$t = 8 \le 10\varepsilon = 8.3$$

Portanto, classifica-se em classe 2, que são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela flambagem local.

Cálculo da força axial resistente de cálculo para as seções transversais das classes
1, 2 ou 3

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Onde γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais para qualquer classe igual à 1,0.

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{29 \times 34,5}{1,0} = 10005kN$$

- Cálculo da resistência à flambagem de um elemento comprimido para as seções transversais das classes 1, 2 ou 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Onde γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação à flambagem igual à 1,0.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$
$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

Onde α é o fator de imperfeição, que depende da curva de flambagem, conforme Tabela 3

Tabeta 5 – Fator de imperjeição para as curvas de flambagem.							
Curva de encurvadura	a ₀	а	b	с	d		
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76		

Tabela 3 – Fator de imperfeição para as curvas de flambagem.

Fonte: EN 1993-1-1:2005.

A escolha da curva de flambagem global para perfis laminados é feita conforme Tabela 4 e Figura 1.



Tabela 4 – Escolha da curva de flambagem global em função da seção transversal.

Fonte: EN 1993-1-1:2005.



Figura 1 – Curvas de flambagem. Fonte: EN 1993-1-1:2005.

Para:

$$\frac{h}{b} = \frac{206}{102} = 2,02 > 1,2$$
$$t_f = 8,0mm \le 40,0mm$$

Tem-se:

- em relação ao eixo x: curva de flambagem a, cujo fator de imperfeição α é igual à 0,21.

- em relação ao eixo y: curva de flambagem b, cujo fator de imperfeição α é igual à 0,34

A favor da segurança, adotar $\alpha = 0,34$.

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = 1.246,00 \ kN$$
$$\lambda = \sqrt{\frac{A \ f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{29,0 \times 34,5}{1.246,00}} = 0,896$$

Como $\lambda = 0,896 > 0,2$ confirma-se que deve-se considerar o efeito da flambagem.

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5[1 + 0.34(0.896 - 0.2) + 0.896^2] = 1.02$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1.02 + \sqrt{1.02^2 - 0.896^2}} = 0.66$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.66 \times 29 \times 34.5}{1.0} = 660.33 kN$$

APÊNDICE F: Determinação da resistência à compressão do pilar misto, conforme NBR 8800:2008

Com concreto de f_{ci}igual a 59,48 MPa e E_{ci} = 36,7 GPa

a) Propriedades geométricas relevantes e mecânicas dos componentes

a1) Perfil de aço W 200 x 22,5

- Propriedades geométricas conforme catálogo da Gerdau

$$A_a = 29,0 \ cm^2$$

 $I_{a,x} = 2029,0 \ cm^4$
 $I_{a,y} = 142,0 \ cm^4$

- Propriedades mecânicas do aço ASTM A572 – Grau 50

$$f_y = 345 MPa = 34,5 kN/cm^2$$

$$E_a = 200.000 MPa = 20.000 kN/cm^2$$

a2) Armadura Longitudinal (4 barras com diâmetro de 10,0mm)

- Propriedades geométricas

$$A_s = 4 \times (\frac{\pi \times 1,00^2}{4}) = 3,142 \ cm^2$$

$$I_{s,x} = 4 \times 3,142 \times \left(\frac{20,6}{2} - 0,8 - 1,0 - \frac{1,00^2}{2}\right) = 804,35 \ cm^4$$

$$I_{s,y} = 4 \times 3,142 \times (\frac{10,2}{2} - 1,0 - \frac{1,00^2}{2}) = 162,88 \ cm^4$$

- Propriedades mecânicas do aço CA-50

$$f_y = 500 MPa = 50,0 kN/cm^2$$

$$E_a = 210.000 MPa = 21.000 kN/cm^2$$

a3) Concreto

- Propriedades geométricas

$$A_{c} = b_{c}h_{c} - A_{g} - A_{s} = (20,6 \times 10,2) - 29,0 - 3,142 = 177,98 \ cm^{2}$$

$$I_{c,x} = \frac{b_{c}h^{3}}{12}I_{a,x} - I_{s,x} = \frac{10,2 \times 20,6^{3}}{12} - 2029,0 - 804,35 = 4.597,19 \ cm^{4}$$

$$I_{c,y} = \frac{h_{c}b^{3}}{12} - I_{a,y} - I_{s,y} = \frac{20,6 \times 10,2^{3}}{12} - 142,0 - 162,88 = 1.516,86 \ cm^{4}$$

- Propriedades mecânicas

$$f_{ck} = 59,48 MPa = 5,95 kN/cm^2$$

 $E_{cs} = \alpha_i E_{ci}$

 $\alpha_i = 0.8 + 0.2 \frac{f_{ck}}{80} \le 1.0 = 0.8 + 0.2 \frac{59.48}{80} = 0.9487 \le 1.0 \to ok!$ $E_c = 0.9487 \times = 36.7 \ GPa = 3.481.73 \ kN/cm^2$

b) Verificação para não ocorrência de flambagem local

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{102}{8,0} = 12,75 \le 1,49\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 1,49\sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 35,87 \to atende!$$

c) Requisitos de projeto

c1) Seção transversal

- Duplamente simétrica e constante ao longo do comprimento \rightarrow atende!

- Relação entre altura e largura

$$0.2 \le \frac{h_c}{b_c} = \frac{20.6}{10.2} = 2.02 \le 5.0 \to atende!$$

c2) Armaduras longitudinal e transversal

- Área da seção transversal da armadura longitudinal

$$0,30\% \le 100 \frac{A_s}{A_c} = 100 \frac{3,142}{178,0} = 1,765\% \le 4,0\% \to atende!$$

- Diâmetro das armaduras longitudinais (ϕ_{al})

Menor dimensão do pilar: $b_c = 102 mm$

$$\phi_{min} = 10 \ mm \le \phi_{al} = 10 \ mm \le \phi_{max} = -\frac{b_c}{8} = \frac{102}{8} = 12,75 \ mm \to atende!$$

- Cobrimento da armadura

 $c = 10 \text{ mm} \ge (\phi_{al} = 10 \text{ mm}; 25 \text{ mm} \text{ para pilar em CA com classe de agressividade I})$ $\rightarrow n$ ão atende!

Obs.: Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, que é o caso, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm, passando de 25 mm para 20 mm.

Por se tratar de uma pesquisa científica, desenvolvida integralmente dentro de um laboratório, onde não há a preocupação com a agressividade do ambiente, e, em função dos protótipos terem dimensões em escala real, porém adaptadas para as condições da infraestrutura do laboratório, foi adotado cobrimento de 10 mm.

- Dimensão máxima característica do agregado graúdo:

DMC do agregado graúdo $\leq 1,2 \times c$

DMC da brita $0 = 12,5 mm \le 0,2 \times c = 1,2 \times 10 = 12 mm \rightarrow n$ ão atende!

- Espaçamento livre entre as faces (*e*_{*l*}):

$$e_l \ge e_{lp}$$

- Espaçamento livre mínimo permitido (*e*_{*lp*}):

$$e_{lp} \ge (20 \text{ mm}; 10,0 \text{ mm}; 1,2 \times 12,5 = 15,0 \text{ mm}) \rightarrow e_{lp} = 20 \text{ mm}$$

- Espaçamento livre entre as faces das barras da armadura longitudinal (*e*_l):

Não se aplica.

Espaçamento livre entre as barras da armadura longitudinal e a face do perfil de aço
 (*e*_l):

$$e_l = \frac{102}{2} - 10,0 - 10,0 - \frac{6,2}{2} = 27,9 mm$$

$$e_l = 27,9 mm \ge e_{lp} = 20 mm \rightarrow atende!$$

- Espaçamento máximo entre os eixos das barras da armadura longitudinal (e_m) :

 $e_m \leq e_{mp}$

$$e_m = 206 - 2(8,0 + 10) - 10 = 160 mm$$

- Espaçamento máximo permitido (*emp*):

 $e_{mp} \le (2 \times 102 = 204; 400 \text{ mm}) \rightarrow e_{mp} = 204 \text{ mm}$

$$e_m = 160 \ mm \le e_{mp} = 204 \ mm \rightarrow atende!$$

- Diâmetro das armaduras transversais/estribos (ϕ_{at})

$$\phi_{at} = 5 \ mm \ge (5 \ mm; \ \frac{\phi_{al}}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \ mm) \to atende!$$

- Espaçamento entre os estribos

$$e_e = 100 \ mm \le (200 \ mm; \ b_c = 102 \ mm; \ 12\phi_{al} = 12 \times 10 = 120 \ mm) \rightarrow atende!$$

Observação sobre a ancoragem dos estribos: O concreto foi ligado ao perfil de aço por meio de estribos que passam através de furos na alma.

c3) Fator de contribuição do perfil de aço

$$0,2 \le \delta = \frac{f_{yd}A_a}{N_{pl,Rd}} \le 0,9$$

A força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, dada por:

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

- Força axial resistente de cálculo do perfil de aço (N_{pl,a,Rd})

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a; \ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{34,5}{1,1} = 31,36 \ kN/cm^2$$

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a = 31,36 \times 29,0 = 909,55 \ kN$$

- Força axial resistente de cálculo do concreto (N_{pl,c,Rd})

$$N_{pl,c,Rd} = 0.85 f_{cd1} A_c; f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{5.95}{1.4} = 4.25 \ kN/cm^2$$

 $N_{pl,c,Rd} = 0,85f_{cd}A_c = 0,85 \times 4,25 \times 177,98 = 642,74 \ kN$

- Força axial resistente de cálculo da armadura longitudinal (N_{pl,s,Rd})

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s; f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{50,0}{1,15} = 43,48 \ kN/cm^2$$
$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s = 43,48 \times 3,142 = 136,61 \ kN$$

 Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total do pilar misto (N_{pl,Rd})

$$\begin{split} N_{pl,Rd} &= N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \\ N_{pl,Rd} &= 909,55 + 642,74 + 136,61 = 1.688,90 \ kN \\ 0,2 &\leq \delta = \frac{f_{yd}A_a}{N_{pl,Rd}} = \frac{909,50}{1.688,90} = 0,54 \leq 0,9 \\ &\rightarrow atende \ ao \ requisito \ de \ comportamento \ misto! \end{split}$$

d) Força axial de compressão resistente de cálculo

- Força axial de compressão resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão (N_{Rd})

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

- O índice de esbeltez reduzido, $\lambda_{0,m}$, para o plano de flexão considerado

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \le 2,0$$

 $N_{pl,R}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y , f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} , ou seja:

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

 $N_{pl,R} = 34,5 \times 29,0 + 0,85 \times 5,95 \times 177,98 + 50 \times 3,142 = 2.057,43 \ kN$

 N_e é a força axial de flambagem elástica, dada por:

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

 $(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada por:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,60 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

Onde:

 E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural.

*I_a*é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço em relação ao eixo de flexão na flambagem.

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto em relação ao eixo de flexão na flambagem.

 E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura.

*I*_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura em relação ao eixo de flexão na flambagem.

O fator 0,6 deve-se à fissuração do concreto

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

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}}$$

 φ é o coeficiente de fluência do concreto, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação $N_{G,Sd}/N_{Sd}$ seja tomada igual a 0,6. Portanto, tem-se:

$$E_{c,red} = 0,4E_c$$

A seguir são apresentados os cálculos considerando e não considerando a fluência:

• Considerando a fluência:

$$E_{c,red} = 0,4E_c = 0,4 \times 3.481,73 = 1.392,69 \ kN/cm^2$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,60E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

$$(EI)_e = 20.000 \times 142,0 + 0,6 \times 1.392,69 \times 1.516,86 + 21.000 \times 162,88$$

$$= 7.527.991 \ kN/cm^2$$

$$K_x L_x = K_y L_y = 150 \ cm$$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 7.527.991}{(150)^2} = 3.302,15 \ kN$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} = \sqrt{\frac{2.057,43}{3.302,15}} = 0,789 \le 2,0 \rightarrow atende!$$

$$para \partial_{m} \le 1,5: \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} = 0,658^{0,789^2} = 0,771$$

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,771 \times 1.688,90 = 1.302,14 \ kN$$

Não considerando a fluência: •

> $(EI)_e = 20.000 \times 142,0 + 0,6 \times 3.481,73 \times 1.516,86 + 21.000 \times 162,88$ $= 9.429.257 \ kN/cm^2$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad \frac{\pi^2 9.429.258}{(150)^2} = 4.136,14 \ kN$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} = \sqrt{\frac{2.057,43}{4.136,14}} = 0,705 \le 2,0 \to atende!$$

_

para $\partial_{m} \leq 1.5$: $\chi = 0.658^{\lambda_{0,m}^2} = 0.658^{0.705^2} = 0.812$

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,812 \times 1.688,90 = 1.371,38 \ kN$$
APÊNDICE G: Determinação da resistência à compressão do pilar misto, conforme a EN 1994-1-1:2004

Com concreto de f_{ci}igual a 59,48 MPa e E_{ci} = 36,7 GPa

Como os protótipos dessa pesquisa utilizam perfis com elementos de seção transversal duplamente simétrica e uniforme, para a determinação da resistência à compressão do protótipo misto será adotado o método simplificado da norma européia EN 1994-1-1:2004.

No método simplificado, a força axial resistente de cálculo à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, também é calculada pela Equação (2.13).

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$
(2.13)

- Força axial resistente de cálculo do perfil de aço (N_{pl,a,Rd})

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a; \ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{34,5}{1,1} = 31,36 \ kN/cm^2$$

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}A_a = 31,36 \times 29,0 = 909,55 \ kN$$

- Força axial resistente de cálculo do concreto $(N_{pl,c,Rd})$

$$N_{pl,c,Rd} = 0.85 f_{cd1} A_c; f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{5.95}{1.4} = 4.25 \ kN/cm^2$$

$$N_{pl,c,Rd} = 0.85 f_{cd} A_c = 0.85 \times 4.25 \times 177.98 = 642.74 \ kN$$

- Força axial resistente de cálculo da armadura longitudinal (N_{pl,s,Rd})

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s; f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$
$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{50,0}{1,15} = 43,48 \ kN/cm^2$$
$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}A_s = 43,48 \times 3,142 = 136,61 \ kN$$

 Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total do pilar misto (N_{pl,Rd})

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$
$$N_{pl,Rd} = 909,55 + 642,74 + 136,61 = 1.688,90 \ kN$$

Os efeitos de flambagem local podem ser negligenciados desde que os valores máximos da equação abaixo não sejam excedidos.

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{102}{8,0} = 12,75 \le 44\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 44\sqrt{\frac{235}{345}} = 36,31 \to atende!$$

O EN 1994-1-1:2004 também determina que seja verificado problemas relativos à instabilidade do elemento comprimido, portanto, aplica-se um fator de redução (χ) à resistência à compressão axial da seção transversal à plastificação total, conforme Equação (2.25).

$$N_{Rd} \le \chi N_{pl,Rd} \tag{2.25}$$

onde, o fator de redução χ é dado por:

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 + \lambda_{0,m}^2}} \le 1$$

е

$$\beta = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{0,m} - 0.2) + \lambda_{0,m}^2]$$

A esbeltez reduzida, λ_{0m} , é calculada de forma similar ao procedimento da ABNT NBR 8800:2008. O parâmetro α é o fator de imperfeição igual a 0,21 para pilares mistos tubulares preenchidos; 0,34 para perfis tipo I mistos revestidos com flambagem em torno do eixo de maior inércia e 0,49 para perfis tipo I revestidos com flambagem em torno do eixo de menor inércia.

- O índice de esbeltez reduzido, λ_{0,m}, para o plano de flexão considerado

$$\lambda^{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

 $N_{pl,R}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y , f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} , ou seja:

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

 $N_{pl,R} = 34,5 \times 29,0 + 0,85 \times 5,95 \times 177,98 + 50 \times 3,142 = 2.057,43 \ kN$

 N_e é a força axial de flambagem elástica, dada por:

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

 $(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada por:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,60 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

Onde:

 E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural.

 I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço em relação ao eixo de flexão na flambagem.

 I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto em relação ao eixo de flexão na flambagem.

 E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura.

*I*_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura em relação ao eixo de flexão na flambagem.

O fator 0,6 deve-se à fissuração do concreto

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

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}}$$

 φ é o coeficiente de fluência do concreto, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação $N_{G,Sd}/N_{Sd}$ seja tomada igual a 0,6. Portanto, tem-se:

$$E_{c,red} = 0,4E_c$$

A seguir são apresentados os cálculos considerando e não considerando a fluência:

• Considerando a fluência:

 $E_{c,red} = 0.4E_c = 0.4 \times 3.481,73 = 1.392,69 \ kN/cm^2$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,60 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

$$(EI)_e = 20.000 \times 142,0 + 0,6 \times 1.392,69 \times 1.516,86 + 21.000 \times 162,88$$
$$= 7.527.991 \ kN/cm^2$$

$$K_x L_x = K_y L_y = 150 \ cm$$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} - \frac{\pi^2 7.527.991}{(150)^2} = 3.302,15 \ kN$$
$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} - \sqrt{\frac{2.057,43}{3.302,15}} = 0,789$$

$$\beta = 0.5[1 + 0.49 \times (0.789 - 0.2) + 0.789^{2}] = 0.956$$

$$\chi = \frac{1}{0,956 + \sqrt{0,956^2 + 0,789^2}} = 0,455 \le 1 \text{ atende!}$$

$$N_{Rd} \le \chi N_{pl,Rd} = 0,455 \times 1.688,90 = 768,45kN = 78,36tf$$

• Não considerando a fluência:

 $(EI)_e = 20.000 \times 142,0 + 0.6 \times 3.481,73 \times 1.516,86 + 21.000 \times 162,88$ $= 9.429.257 \ kN/cm^2$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 9.429.257}{(150)^2} = 4.136,14 \ kN$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} = \sqrt{\frac{2.057,43}{4.136,14}} = 0,705 \le 2,0 \to atende!$$

$$\beta = 0.5[1 + 0.49 \times (0.705 - 0.2) + 0.705^{2}] = 0.872$$

$$\chi = \frac{1}{0.872 + \sqrt{0.705^2 + 0.872^2}} = 0.501 \le 1 \text{ atende!}$$

$$N_{Rd} \le \chi N_{pl,Rd} = 0,501 \times 1.688,90 = 846,14 \ kN = 86,28tf$$

APÊNDICE H: Especificação do aparelho de apoio de elastômero fretado

Os aparelhos de apoio de elastômero fretado foram especificados conforme catálogo da empresa Neoprex, para suportar uma carga imediatamente abaixo da capacidade da prensa do LEMAC de 200 tf, considerando, a favor da segurança, apesar da previsão de compressão simples, um ângulo de cisalhamento máximo, $\gamma_{máx}$, do catálogo de 0,7.

				TAE	BEL	AP	AR	AP	RÉ-	DIN	1EN:	SIO	NAI	ME	NTC	DE	AF	PAR	ELH	105	5 DE	EAF	POIO	DD	EEL	AS	ΤÔΙ	MEF	ROI	FRE	TA	DO			
	G = 9	kgf/cr	m2																		tg γ														
	Dim	ensõe	5		()			0	4			0	2			0.	3			0	.4			().5			0	.6			10	0.Z.	
a' (cm)	b' (cm)	ti Lami	n	Findox (11)	Fmin (1)	ua (cm)	u max 10°rad	Finax (ff)	Fmin (ff)	ua (cm)	o: max 10 ⁴⁵ rad	Finás (ff)	∓min (17)	ua (cmi	ne mile 10° mil	Fmbs (tt)	Pmin itti	ia.a. dipiniy	n max 10 ⁻¹ cad	Fittdos (T)	Emin (17)	ua (cm)	u máx 10 ⁻⁰ rad	Finds (ff)	Fmin (tf)	uæ (cm)	n max 10-firad	Frator (11)	Finin (f)	ua iomi	o max 10 ^m od	Emáx (#)	Fmin (tt)	u.a (cm)	n max 10 ^{-tr} rad
25	30	0.8	4	88.3	21.2	0,0	12.9	86.9	21.1	0.37	12.2	85.6	20.9	0.74	11.5	84.2	20.8	1.11	10.8	82.9	20.6	1.48	10.1	81.5	20.4	1.85	9.4	80.2	20.3	2.22	8.7	78.8	20.1	2.59	8.0
25	30	0.8	-5	88.3	21.2	0.0	16.1	86.6	21.1	0.45	15.3	85.0	20.9	0.90	14,4	83.4	20.7	1.35	13:5	81,7	20.5	1.80	12.6	80.1	20.3	2.25	11.8	78.4	20.1	2.70	10.9	76.8	19.9	3.15	10.0
25	30	0.8	6	88.3	21.2	0.0	19.4	86.3	21.0	0.53	18.3	84.4	20.8	1.00	17.3	82.5	20.6	1.59	16.2	80.5	20.3	2.12	15.2	78.6	20,1	2.65	14.1	76.7	19.9	3.18	13.1	74.7	19.6	3.71	12.0
25	30	0.8	7	88.3	21.2	0.0	22,6	86.1	21.0	0.61	21.4	83.8	20.7	1.22	20.2	81.6	20,4	1.83	18.9	79.4	20.2	2.44	17.7	77.1	19.9	3.05	16.5	74.9	19.5	3.66	15.3	72.7	19.4	4.27	14.0
25	40	0.8	3	118.5	28.5	0.0	9.6	117.1	28.3	0.29	9.6	115.7	28.2	0.68	9.6	114.3	28.0	0.87	9.5	112.8	27,3	1.16	9.5	111.4	27.7	1.45	8.9	110.0	27.5	1.74	8.4	108.6	27.3	2.03	7.9
25	40	0.8	- 4	118.5	28.5	0.0	12.8	116.7	28.3	0.37	12.8	114.9	28.1	0.7/	12.7	113,1	27.9	1.11	12.7	111.3	27.6	1.48	12.6	109.5	27.A	1.85	11.9	107.7	27.2	2.22	11.2	105.8	27.0	2.59	10.5
25	40	0.8	- 5	118.5	28.5	0.0	16.0	116.3	28.2	0.45	16.0	114.1	28.0	0.90	15.9	111.9	27,7	1.35	15.9	109.7	27.5	1.80	15.8	107.5	27.2	2.25	14.9	105.3	26.9	2.70	14.1	103.1	26.7	3.15	13.2
25	40	0.8	6	118.5	28.5	0.0	19.2	115.9	28.2	0.53	19.2	113.3	27.9	1.06	19.1	110.7	27.6	1.59	19.1	108.1	27.3	2.12	19.0	105.5	27.0	2.65	17.9	102.9	26.6	3.18	16.9	100.4	26.3	3.71	15.8
25	40	0.8	7	118.5	28.5	0.0	22.4	115.5	28.2	0.61	22.3	112.6	27.8	1.29	22.3	109.6	27.4	183	22.3	106.6	27 1	2.44	22.2	103.6	26.7	3.05	20.9	100.6	26.4	3.66	19.7	97.6	26.0	4.27	18.5
30	46	1.2	3	171.6	34.4	0.0	4.2	169.2	34.1	0.41	3.3	166.8	33.9	0.82	2.5	184.4	33.7	123	17	162.0	23.4	1.64	0.9	159.6	33.2	2.05	0.1	154.3	32.9	2.48	0.0	148.5	32.7	2.87	0.0
30	-40	1,2	4	171.6	34.4	0.0	5.6	168.5	34,1	0.53	4.5	165.4	33.8	1.06	3,4	162.3	33:5	1.59	Z.3	159.2	33 1	2.12	1.2	155,1	32.8	2.65	0.1	150.1	32.5	3.18	0.0	143.7	32.2	3.71	0.0
30	40	1.2	-5	171.6	34.4	0.0	7.0	167.8	34.0	0.65	56	164.0	33.6	1.30	4.2	160.2	-33.2	105	2.9	156.4	32.9	2.60	1.5	152.5	32.5	3.25	0.2	146.0	32.1	3.90	0.0	139.0	31.7	4.55	0.0
30	40	1.2	6	171.6	34.4	0.0	8,4	167.1	33.9	0.77	8.7	162.6	33.5	1.51	5.1	158.1	33.0	231	3.5	153.5	32.6	3.08	1.9	149.0	32.1	3.85	0.2	141.8	31.7	4.62	0.0	134.3	31.2	5.39	0.0
30	50	1.2	3	215.4	43.1	0.0	7.3	212.4	42.8	0.41	6.5	209.4	42.5	9.82	57	206-4	42.2	123	4.9	203.3	41.9	1,64	4.1	200.3	41.6	2.05	3.3	197.3	41.3	2.46	24	194.3	41.0	2.87	1.6
30	50	1.2	4	215.4	43.1	0.0	9.8	211.5	42.8	0.53	8.7	207.6	42.4	1.08	7.5	203.7	42.0	1.59	fl.5	199.8	41,6	2.12	5.4	195,9	41.2	2.65	4,4	192.0	40.8	3.18	3.3	188.1	40.4	3.71	2.2
30	50	1.2	5	215.4	43,1	0.0	12.2	210.6	42.7	0.65	10.9	205.9	42.2	1.30	9.5	201.1	41,7	1.95	8.2	196.3	41,2	2.00	6.8	191.5	40.8	3.25	5.5	186.7	49.3	3.90	: 4.1	181.9	39.8	4.55	2.7
30	50	1.2	6	215.4	43.1	0.0	14.7	209.8	42.6	0.77	13.0	204.1	42.0	1.54	11.4	198.4	41.4	231	9.8	192.7	40.9	3.08	8.2	187.0	40.3	3.85	6.6	181.4	39.7	4.62	4.9	175.7	39.2	5.39	3.3
30	60	1.2	3	259.2	51.9	0.0	9,4	255.6	51.5	0.41	8.6	252.0	51.2	0.82	78	248.3	50.8	123	7.0	244.7	50.5	1.64	6.1	241.0	50.1	2.05	5.3	237.4	49.7	2.46	4,5	233.8	49.4	2.87	3.7
30	60	1.2	4	259.2	51.9	0.0	12.5	254.5	51.4	0.53	11.5	249.8	51.0	1.06	10,4	245.1	60.5	1.59	9,3	240,4	50,0	2.12	8.2	235.7	49.6	2.65	7.1	231.0	49,1	3.18	6,1	226.3	48.6	3/1	5.0
30	60	1.2	0	259.2	51.9	0.0	18.9	253.5	51.3	0.05	14.3	246.6	50.8	1.31	150	291.9	50.2	2.11	14.0	221.0	49,0	2.60	10.3	230,4	49.0	3.25	10.7	224.8	48/4	4 62	41	218.8	47.9	6.00	7.5

Como se vê na tabela da Neoprex acima, a carga imediatamente abaixo da capacidade da prensa do LEMAC de 200 tf, para um ângulo de cisalhamento máximo, $\gamma_{máx}$, do catálogo de 0,7, é de 194,3 tf. Para essa carga, as dimensões em planta do aparelho de apoio de elastômero fretado é de 30cm x 50cm. Para essa dimensão em planta, a tabela abaixo, também da Neoprex, determina uma altura mínima de 57 mm com no mínimo 3 camadas de elastômero de 12 mm cada, totalizando 36 mm de elastômero. A diferença dessa altura é constituída por chapas de aço.

Dimensões		Número de camadas						
a x b ou D (mm)	Altu Apa	ra do relho	Elasti ∑	ómera t,	Camadas de elastômero	Chapas de Aço	Min	Máx
100000	Min	Máx	Min	Mix	t,	t,		
100 x 150	30	41	16	24	8	3	2	3
100 × 200	30	.41	16	24	8	3	2	3
150 x 200	30	52	16	32	8	3	Z	-4
	30	52	16	12	В	3	1	4
150 x 250	30	52	16	32	8	3	2	(4)
150 × 300	30	52	16	P	8	3	2	4
÷ 250	30	52	-16	32	8	3	Z	:4
200 x 250	41	74	24	43	8	3	3	6
200 x 300	541	74	24	48	8	3	3	6
200 x 350	41	74	Z4	-48	8	3	3	6
¢ 300	41	7.4	24	-48	8	3	3:	6
200 x 400	041	74	.24	48	8	3	3	ó
250 x 307	41	85	24	55	8	3	3	7
4 350	41	83	24	3.1	8	3	3	X
250 × 400	41	85	24	55	B	3	з	7
303 × 402	57	1.05	36	72	12	4.	3	6
o 400	57	105	36	72	an 12 an	2 4:	3	14
300_x 500	57	1.05	36		12	4	- 3	6
6 450	57	1.05	- 36	12	12	4	3	6
300 x 600	57	105	36	72	12	4	Э	6
350 x 450	57	121	36	81	12	4	3	7
a 500	57	121	36	- 54	12	4	3	7
400 x 500	73	1.37	.48	50	12	4	4	8
# 550	75	137	40	70	12	4	4	0
400 × 600	73	1.37	48	55	12	4	4	8
450 x 600	73	153	48	1.03	12	4	4	-9
6 600	73	153	48	1(8	12	4	4	9
500 x 600	73	1.69	48	110	12	4	4	10
¢.650	73	169	48	120	12	4	4	10
600 x 600	94	199	64	144	16	5	4	9
¢ 700	94	199	64	744	16	5	4	9
600 x 700	94	199	64	144	16	5	4	2
6 750	94	1.92	64	144	16	5	4	9

Dimensões padronizadas para aparelhos fretados em conformidade com a Euronorma EN 1337

Portanto, foram adotados dois aparelhos de apoio de elastômero fretado com a dimensão de 300mm x 500mm x 57 mm, um para cada extremidade do protótipo, formando um sistema bi-rotulado.

APÊNDICE I: Determinação da resistência à compressão das chapas metálicas

Conforme visto no Capítulo 3, o protótipo será bi-rotulado, sendo cada rótula formada por um sistema sanduíche chapa metálica-aparelho de apoio de elastômero fretadochapa metálica. Os dois aparelhos de apoio de elastômero fretado possuem dimensão de 300mm x 500mm x 57mm, conforme especificado no APÊNDICE H.

Segundo Fisher e Kloiber (2006), no dimensionamento de placa de base solicitada por esforço axial de compressão, a área da placa de base nunca deve ser menor do que a área do perfil do pilar, portanto:

$$A_1 \ge db_f = 20.6 \times 10.2 = 210.12 \ cm^2$$

Neste caso, como a chapa metálica será utilizada no sistema bi-rotulado, a área da placa de base deve ser maior do que a área do aparelho de apoio de elastômero fretado. Em função do esmagamento do aparelho de apoio de elastômero fretado, foi adotando 10 cm a mais para cada lado. Portanto:

$$A_1 \ge l_x l_y = 60 \times 40 = 2.400,00 \ cm^2$$

A placa de base é dimensionada como um consolo, conforme Figura 2.



Figura 2 – Flexão e seção crítica em uma placa. Fonte: Do autor.

A placa de base deve ter espessura suficiente para resistir à flexão nas suas seções críticas, conforme Figura 3 para bases de perfis I ou H rotulada, na área entre as mesas do pilar.



Figura 3 – Seções críticas para os diferentes tipos de base. Fonte: Do autor.

A espessura mínima $t_{p,min}$ necessária para a placa metálica é dado por:

$$t_{p,min} = l_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

Onde,

A variável $l_{máx}$ é o maior valor entre as distancias m, $n \in \lambda'$ (conservadoramente adotada como l), dado por:

$$m = \frac{l_x - 0.95d}{2} = \frac{60 - 0.95 \times 20.6}{2} = 20.22 \ cm$$
$$n = \frac{l_y - 0.8b_f}{2} = \frac{40 - 0.8 \times 10.2}{2} = 15.92 \ cm$$

$$\lambda_{t}' = \lambda \frac{\sqrt{db_{f}}}{4} = \lambda \times \frac{\sqrt{20,6 \times 10,2}}{4} =$$

Portanto:

$$l_{m \acute{a} x} = m = 20,22 \ cm$$

As distâncias m e n verificam a flexão na placa fora da área entre as mesas do pilar e a distância λ'_n verifica flexão dentro dessa área.

A força axial de compressão solicitante de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão (N_{Sd}) é dado por:

$$N_{Sd} = \chi N_{pl,R} = 0,760 \times 2.292,35 = 1.742,19 \ kN = 177,59 \ tf$$

As tensões $\sigma_{c,Sd}$ de contato entre a chapa metálica e a superfície do aparelho de apoio de elastômero fretado são consideradas uniformemente distribuídas para casos de esforço axial e podem ser expressadas como:

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{A_1} = \frac{1.742,19}{2.400,00} = 0,73 \ kN/cm^2$$

Logo:

$$t_{p,min} = l_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} = 20,22 \times \sqrt{\frac{2 \times 0,73}{(34,5/1,1)}} = 4,36 \ cm = 1,72 \ in$$

A espessura adotada foi de 2 polegadas. Portanto, a chapa metálica terá dimensão de 400mm x 600mm x 50,8mm

APÊNDICE J: Tutorial para configuração do sistema de aquisição de dados

<u>1º Passo:</u> Inicialmente deve-se configurar o drive do SAD no seguinte endereço: Ensaio - Configuração do Drive de Aquisição, conforme Figura 4 (a). Na aba Módulo de Expansão deve-se selecionar o(s) módulo(s) que está(ão) sendo utilizado(s). Nesta pesquisa foi utilizado o módulo 2, modelo Al2164, endereço 48, conforme Figura 4 (b).

AqDados 7.02.23 - AQ1350	Configure	acão do Driver d	e Aguisição		×
Arquivo Ensaio Ferramentas Janela Ajuda	Driver	Módulos de Expa	nsão		
2 Contadores	Módulo	Habilita	Modelo	Enderaço	Nota
Parâmetros	0		Al-2164	16	Nota
🔁 Executa Ensaio	1	Módulo 1	Al-2164	32	
Lista de Drivers e Módulos de Expansão	>> 2	Módulo 2	Al-2164 💌	48	
	3	🔲 Módulo 3	í	64	
					I
		1	Aiuda do Módulo de Exp	ansão	
		′ок 🛛 🗶 с	ancelar		🝸 Ajuda
(a)			<i>(b)</i>		

Figura 4 – Configuração do drive de aquisição. Fonte: Do autor.

<u>2º Passo:</u> Em seguida deve-se calibrar e configurar os sensores.

A Figura 5 apresenta os parâmetros de configuração dos sensores.



Figura 5 – Parâmetros de configuração dos sensores Fonte: Do autor.

A configuração das entradas analógicas é feita no seguinte endereço: Ensaio – Entradas Analógicas, conforme Figura 6.



Figura 6 – Endereço para configurar as entradas analógicas. Fonte: Do autor.

A calibração dos extensômetros é feita por shunt calculator, conforme Figura 7.

Shunt Calculator File Help Language About	
Type of Bridge	Measurement Unit © Strain (m/m) © Pressure (Pa) © Temperature (K) © Other
C Half Bridge	Other Unit
• Quarter Bridge - 3 wires	Conversion Factor (µV / [m/m])
C Quarter Bridge - 2 wires	Start Calculator
Obs: The decimal separators [.]	and [,] are accepted

Figura 7 – Shunt Calculator. Fonte: Do autor.



A Figura 8 apresenta os dados para extensômetros de aço no shunt calculator.

Figura 8 – Dados para extensômetros de aço no shunt calculator. Fonte: Do autor.

A Figura 9 apresenta os dados para extensômetros de concreto no shunt calculator.



Figura 9 – Dados para extensômetros de concreto no shunt calculator Fonte: Do autor.

A calibração da célula de carga é feita por regressão linear, relacionando o valor de engenharia com a respectiva tensão da célula de carga, conforme Figura 10.

			Tabela de Calibracã	io		
Módulo:	2 AI-2164: -	Unidade A	r abeia de Calibraçã	10		
Cn Mod.:	2	🛉 Próximo	Valor no A/D:	0,0049		V
Canal:	47	🕈 Anterior	Valor Calculado:		239,917	75 kgf
Nome:	Channel 47		Valor Engenharia:	150000)	kgf
Unidade:	kgf			or A/D	0.004	9 V
Tipo:	Linear				0,001	
imites Espe	ecificados —				V	Val. Eng.
-10.0	Superior	V	t insen	1	0,0049	0
504122,2	-503901,3	v kaf	T Remover	2	-0,5862	30000
			B Casia	3	-1,1813	60000
imites Calc	ulados			4	-1,7810	90000
Inferior	Superior	_		5	-2,3804	120000
-10,0	-501547 *	V		6	-2,9816	150000
Ganho I	<: -1,991904E	-5 V/kgf	Correlação			
Ganho 1/ł	<: -50203,:	21 kgf/V		,		
Aceita Lim	ites Calculado	s Ganho) 🚽 Sair		🗙 Cancelar	? ∆juo
	Fie	ura 10 C	alibração da c	ólula.	de caraa	

Calibração dos LVDT's também é feita por regressão linear, relacionando o valor de engenharia com a respectiva tensão da célula de carga, conforme Figura 11.

ferição por R	egressão Lir	near				X
Módulo:	2 AI-2164: ·	Unidade A	Tabela de Calibraçã	ão		
Cn Mod.:	2	A Próximo	Valor no A/D:	8,5071		v
Canal:	41	Anterior	Valor Calculado:	, 	0,677929	mm
Nome:	Channel 41		Valor Engenharia:	9,5		mm
Unidade:	mm			er ۵/D		
Tipo:	Linear					
Limites Espe	ecificados —	_	→5 Inneria		V	Val. Eng.
-10.0	Superior	V		1	8,4442	0
39,07234	-13,4354	2 mm	Hemover	2	9,3256	9,5
- Limites Calc	ulados		📴 Copiar			
Inferior	Superior					
-10,0	10,0	V				
-198,7882	16,76836	mm	Correlação			
Ganho K	<: 0,092783	08 V/mm	100,00 %			
Ganho 1/k	C 10,777	83 mm / V				
Aceita Lim	ites Calculado	os Ganho	🚽 Sair		🗙 Cancelar	💡 Ajuda
		Figura 11 –	Calibração de	os LVI	DT's.	
		Fa	onte: Do autor	:		

🗮 Confi	guração da:	s Entradas Analógica	s do Mód	ulo AI-2164		-	-			1	and a second second		
	B, 🛱	■ * ◇ >	. 📑	🕌 📴 <u>D</u> is	play 💁 Scope								
Ganh	o x 100			× 100	D Offset: 4	J							
<u></u>	Balançe	D 2047] 🗌 🗖 Junta	Fria CAL: 0 V		▼ 500 Hz ▼						
Canal	CN Mod	Nome do Sinal	Unidade	Faixa do A/D	Tipo de Entrada	Ganho	Filtro Passa Baixas	Excitação	Balanço	Repouso	Repouso Eng RCal	Shunt Cal	Shunt E
32	□ 0	Channel 32	G	±10 V	Ponte completa	x 2000	100 Hz	E = 5 V	0,0000 V	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
33	□ 1	Channel 33	G	±10 V	Ponte completa	x 2000	100 Hz	E = 5 V	0,0000 V	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 V	
34	□ 2	Channel 34	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	x 1000	3 Hz	S=5V	-0,0867 V	-10,0000 V	0 RCAL1 no GND	-10,0000 V	-987,304
35	Π3	Channel 35	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	x 1000	3 Hz	S=5V	-0,0018 V	-10,0000 V	0 RCAL1 no GND	-10,0000 V	-987,304
36	□ 4	Channel 36	V	±10 V	Tensão	x 500	3000 Hz	S = 7.5 V	0,0000 ∨	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
37	5	Channel 37	V	±10 V	Tensão	x 1000	3000 Hz	E = 5 V	V 0000,0	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
38	□ 6	Channel 38	V	±10 V	Tensão	x 1000	3000 Hz	S = 7.5 V	V 0000,0	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
39	□ 7	Channel 39	V	±10 V	Tensão	x 500	3000 Hz	S = 7.5 V	V 0000,0	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 V	
>> 40	▼ 8	Channel 40	mm	±10 V	Ponte completa	x 100	3 Hz	E = 5 V	0,2441 V	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 V	
41	∀ 9	Channel 41	mm	±10 V	Tensão	x 200	3 Hz	S = 5 V	9,8999 V	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
42	✓ 10	Channel 42	mm	±10 V	Tensão	x 200	3 Hz	S = 5 V	0,0000 ∨	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	
43	↓ 11	Channel 43	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	x 1000	3 Hz	E = 5 V	0,0000 ∨	2,0703 V	0 RCAL1 no GND	-0,5258 \	-1001
44	✓ 12	Channel 44	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	x 1000	3 Hz	E = 5 V	0,0000 V	1,5622 V	0 RCAL1 no GND	-1,0437 \	-1001
45	✓ 13	Channel 45	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	×1000	3 Hz	E = 5 V	0,0000 V	0,2707 V	0 RCAL1 no GND	-2,3343 \	-1001
46	▼ 14	Channel 46	е	±10 V	1/4 ponte 120 s/ bal	× 1000	3 Hz	E = 5 V	0,0000 V	5,0101 V	0 RCAL1 no GND	2,4002 \	-1001
47	✓ 15	Channel 47	kaf	±10V	Ponte completa	x 200	3 Hz	E = 5 V	-0,0076 V	0,0000 V	0 RCAL3 no GND	1,0000 \	

A Figura 12 apresenta a configuração dos sensores nas entradas analógicas.

Figura 12 – Calibração dos sensores nas entradas analógicas. Fonte: Do autor.

<u>3º Passo:</u> Em seguida deve-se configurar os parâmetros de ensaio no seguinte endereço: Ensaio – Parâmetros, conforme Figura 13.



ura 13 – Configuração dos parâmetros de ensc Fonte: Do autor.

A Figura 14 (a), em controle, apresenta a frequência de amostragem usada na pesquisa, e a Figura 14 (b), em arquivo, define-se o nome do arquivo e o local onde o arquivo será salvo.

Parâmetros da Aquisição	Parâmetros da Aquisição
Arquivo Controle Trigger	Arquivo Controle Trigger
Modo de Aquisição: Simples Frequência de Amostragem: 100 Hz	Nome do Arquivo: C:\Users\Prof. Elcio Alves\Desktop\Natalia\teste2.LTD
Frequência Real: 100 Hz Duração: 1 호 dias 0 호 : 0 হ	Comentário:
N ^s do Primeiro Pacote: 3	↓
Nª do Último Pacote: 10	Notas:
Data de Início: 18/10/2011 💌 Hora de Início: 08:53:27 🚊	Ensaio em Pilarete
Intervalo entre Pacotes: 0 🛨 horas 1 🛨 minutos	
8,24 MAmostras/canal Requerido: 17,479 MB Disponível: 221,04 GB	8,24 MAmostras/canal Requerido: 17,479 MB Disponível: 221,04 GB
Cancelar Ajuda	OK X Cancelar? Ajuda
(a)	<i>(b)</i>

Figura 14 – Configuração dos parâmetros de ensaio: (a) Controle; (b) Arquivo. Fonte: Do autor.

<u>4º Passo:</u> Executa-se o ensaio no seguinte endereço: Ensaio – Executa Ensaio, conforme Figura 15.

Adrianos 1.02.23 - AG1220	
Arquivo Ensaio) Ferramentas Janela Ajuda	
Image: Second state of the second	
 Parâmetros Executa Ensaio 	
Configuração do Driver de Aquisição Lista de Drivers e Módulos de Expansão	

Figura 15 – Execução do ensaio. Fonte: Do autor.