



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DO FOGO EM PILARES
MISTOS CURTOS DE AÇO E CONCRETO**

Ciro José Ribeiro Villela Araujo

Campinas, SP
2008

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DO FOGO EM PILARES
MISTOS CURTOS DE AÇO E CONCRETO**

Ciro José Ribeiro Villela Araujo

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós - Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Concentração em Estruturas.

Orientador: Profa. Dra. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho

Co-orientador: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

Campinas, SP
2008

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

Ar15e Araujo, Ciro José Ribeiro Villela
Estudo experimental do efeito do fogo em pilares mistos curtos de aço e concreto / Ciro José Ribeiro Villela Araujo.--Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientadores: Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho, João Alberto Venegas Requena
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Altas temperaturas. 2. Estruturas metálicas. 3. Construção mista. 4. Concreto. 5. Fogo – Testes de resistência. 6. Colunas. I. Jacintho, Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila. II. Requena, João Alberto Venegas. III. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.

Titulo em Inglês: Experimental study about the fire effect in short composite column of steel and concrete

Palavras-chave em Inglês: Composite column, Circular hollow steel-concrete columns, Fire protection, High temperature

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Armando Lopes Moreno Júnior, Valdir Pignatta e Silva

Data da defesa: 28/02/2008

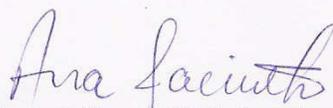
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

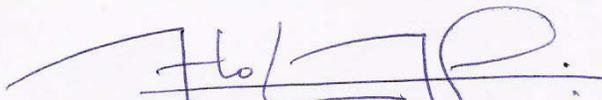
**ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DO FOGO EM
PILARES MISTOS CURTOS DE AÇO E CONCRETO**

Ciro José Ribeiro Villela Araujo

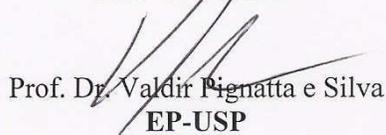
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Profa. Dra. Ana Elisabeth Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho
Presidente e Orientadora / FEC-UNICAMP



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
FEC-UNICAMP



Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva
EP-USP

Campinas, 28 de fevereiro de 2008.

Dedicatória

À minha mãe, Marilza Frota Ribeiro Araujo e
ao meu pai, José Maria Villela Araujo

AGRADECIMENTOS

À Deus, agradeço por colocar tantas pessoas queridas e iluminadas em meu caminho;

Aos meus pais pelo grande estímulo e apoio durante todas etapas desse trabalho;

À Professora Ana Elisabete P. G. A. Jacintho pela orientação e apoio;

Ao Professor João Alberto Venegas Requena pelo trabalho de co-orientação;

Ao Professor Newton, pelo auxílio e informações na preparação dos ensaios pilotos;

Ao Professor Armando, pelas informações técnicas durante o processo experimental;

Ao Professor Valdir Pignatta e Silva pelas informações essenciais que foram esclarecidas para realização desse trabalho;

Ao Renato pela amizade, parceria e presença durante todo o desenvolvimento do trabalho;

À Natália Lo Tierzo pela ajuda e apoio nos ensaios;

À empresa Vallourec & Mannesmann, pelo fornecimento dos tubos para realização dos ensaios;

À empresa Concrepav, pela doação do material e informações técnicas;

À FAPESP, pela concessão de verba para aquisição de materiais, instrumentos, equipamentos necessários para o desenvolvimento da pesquisa;

À Capes, pelo fornecimento de bolsa de estudo;

À equipe do Laboratório de Estruturas da Unicamp, pela ajuda no desenvolvimento da parte experimental;

A todos meus amigos e pessoas que de alguma forma ajudaram a realizar esse trabalho.

RESUMO

ARAUJO, CIRO.J.R.V. *Estudo experimental do efeito do fogo em pilares mistos curtos de aço e concreto*. Campinas, 2008. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP.

A utilização de pilares mistos de aço e concreto é de grande importância na área estrutural, pois permite o trabalho destes elementos, proporcionando maior capacidade resistente e maior tempo de exposição ao fogo, em relação aos mesmos materiais analisados separadamente. Este trabalho proporcionará informações técnicas para o entendimento do comportamento dos pilares mistos curtos, compostos por tubos de aço preenchidos com concreto, submetidos ao efeito de altas temperaturas, da qual é avaliada a perda da capacidade resistente, levando em consideração o efeito do fogo, e a não consideração desse efeito. Apresenta-se um estudo experimental que consistiu na exposição dos pilares mistos à altas temperaturas, com e sem aplicação de carregamento durante a fase de aquecimento, no intuito de analisar a capacidade resistente residual após exposição à curvas de elevação de temperatura semelhantes a curva de incêndio padrão da norma ISO 834:1994. Também foi analisado o comportamento da temperatura na superfície externa do tubo de aço, na interface entre o aço e o concreto e a temperatura no núcleo do concreto. Desta maneira pôde-se verificar que não houve perda da capacidade resistente dos pilares mistos após serem expostos aos tempos requeridos de resistência ao fogo de 30 minutos e 60 minutos.

Palavras Chave: Efeito do fogo, Pilares Mistos, Altas temperaturas, Aço-concreto

ABSTRACT

ARAUJO, CIRO.J.R.V. *Experimental study about the fire effect in short composite column of steel and concrete*. Campinas, 2008. Master Degree Dissertation – Faculty of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, State University of Campinas - UNICAMP

The use of circular hollow steel filled with concrete as columns are of great importance in the structural area, because it allows steel tube and concrete working together, providing a greater capacity resistant and a longer fire exposure, in relation to the same materials analyzed separately. This work will provide technical information for understanding the behaviour of short composite columns submitted to the high temperature effect, which it is analyzed the loss of the resistant capacity columns, composed of steel tubes filled with conventional concrete, taking into account the effect of fire, and no considering this effect. It presents an experimental study that the composite columns was exposure to high temperatures, with and without load application during the heating, in order to examine the residual capacity resistant after exposure to elevated temperature curves similar the fire standard curve of ISO 834:1994. It was also examined the behaviour of temperature on the outer surface of the steel tube, the interface between the steel and concrete and the temperature in the concrete core composite columns. This way could be found that there was no loss of the resistant capacity of the composite columns after being exposed to the time required 30 minutes and 60 minutes for resistance to fire.

Keywords: Composite Column, Circular hollow steel-concrete columns, Fire protection, High Temperature

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	17
LISTA DE TABELAS	25
1 INTRODUÇÃO	27
1.1 Justificativa	30
1.2 Objetivo	31
1.3 Organização do texto.....	32
2 ESTADO DA ARTE	33
2.1 Incêndio-Padrão	37
2.2 Curva temperatura-tempo.....	38
2.3 Estudos Realizados Sobre o Efeito do Fogo em Estruturas Mistas de Aço e Concreto.....	40
2.4 Propriedades Térmicas.....	51
2.4.1 Alongamento.....	51
2.4.2 Calor Específico.....	54
2.4.3 Condutividade Térmica	57
2.4.4 Elevação da temperatura no aço	60
2.4.5 Fator de massividade.....	61
3 NORMAS PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO.....	63
3.1 Dimensionamento de Pilares Mistos aço-concreto em situação de incêndio, segundo projeto de revisão da NBR 14323:2003.....	63

3.2	Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, segundo o projeto de revisão da NBR 8800:2008	70
3.3	Eurocode 4: Projeto de estruturas mistas de concreto e aço – Parte 1-2: Regras gerais. Projeto de estruturas submetidas ao fogo – UNE – ENV 1994 – 1 – 2	73
3.3.1	Método Tabular	74
3.3.2	Modelo de cálculo simplificado	77
3.3.3	Modelos de cálculo avançado	83
4	METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL	85
4.1	Ensaio piloto	85
4.2	Ensaio Principais	91
4.2.1	Características dos pilares principais	96
4.2.2	Ambiente e Equipamentos	99
4.2.3	Coleta de dados	101
4.2.4	Ensaio	102
5	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE DE DADOS	111
5.1	Análise dos gráficos referente ao grupo 1	113
5.2	Análise dos gráficos referente ao grupo 2	121
5.3	Análise dos gráficos referente ao grupo 3	128
5.4	Análise dos gráficos referente ao grupo 4	134
5.5	Análise dos gráficos referente ao grupo 5	140
5.6	Análise dos gráficos referente ao grupo 6	146
5.7	Resumo dos resultados dos ensaios	152
6	CONCLUSÃO	163
6.1	Continuidade da Pesquisa	165
7	REFERÊNCIAS	167
7.1	BIBLIOGRAFIAS CONSULTADAS	171
	ANEXO A – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO	173
	ANEXO B – COMPARATIVO ENTRE O COMPORTAMENTO TEMPERATURA X TEMPO E COMPORTAMENTO FORÇA x DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO PILAR MISTO	189

ANEXO C - COMPORTAMENTO FORÇA x DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO TUBO PREENCHIDO COM CONCRETO.....	197
--	-----

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Fases de desenvolvimento de um incêndio (COSTA, I.A. (2001))
- Figura 2 - Modelo de incêndio-padrão
- Figura 3 - Curva de incêndio padrão
- Figura 4 - Deformação axial como função do tempo de exposição
- Figura 5 - Sistema construtivo dos pilares mistos (HAN L.N. et al (2003))
- Figura 6 - Forma de ruptura dos pilares com seção transversal circular
- Figura 7 - Sistema de ensaio e resultado em forma de gráfico Força X Deformação
- Figura 8 - Alongamento do aço em função da temperatura
- Figura 9 - Alongamento do Concreto em função da Temperatura (NBR 14323:2003)
- Figura 10 - Calor específico do aço em função da temperatura
- Figura 11 - Calor específico do concreto em função da temperatura
- Figura 12 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura
- Figura 13 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura
- Figura 14 - Seção tubular circular exposta ao incêndio por todos os lados
- Figura 15 - Curvas de dimensionamento à compressão
- Figura 16 - Gráfico da relação tensão x deformação
- Figura 17 - Curva Crítica de Euler e Curva de Força de Pastificação
- Figura 18 - Seção Típica dos Tubos
- Figura 19 - Posicionamento dos Furos
- Figura 20 - Esquema de Montagem
- Figura 21 - Moldagem dos Pilares Mistos
- Figura 22 - Sistema de aplicação de Carga Estática e Térmica
- Figura 23 - Afundamento da flange

- Figura 24 - Haste e flange para aplicação de carga
- Figura 25 - Curvas de Tempo X Temperatura
- Figura 26 - Curva de elevação da temperatura com pré-aquecimento
- Figura 27 - Deformação axial como função do tempo de exposição
- Figura 28 - Fixação dos tubos na chapa metálica por meio de silicone
- Figura 29 - Posicionamento dos termopares
- Figura 30 - Tubos posicionados para concretagem
- Figura 31 - Posicionamento dos acessórios nos tubos
- Figura 32 - Superfície dos tubos regularizada
- Figura 33 - Cura ao ar livre
- Figura 34 - Pilar misto dentro do forno
- Figura 35 - Sistema de ensaio de carregamento em alta temperatura
- Figura 36 - Sistema de aplicação de carga com a exposição a altas temperaturas
- Figura 37 - Sistema de Controle de Aplicação e deformação longitudinal dos Pilares Mistos
- Figura 38 - Material de isolamento térmica
- Figura 39 - Macaco hidráulico
- Figura 40 - Água condensada proveniente da evaporação
- Figura 41 - Posicionamento dos strain-gages nos pilares mistos
- Figura 42 - Sistema de aplicação de carga até a ruptura dos pilares mistos
- Figura 43 - Relógios comparadores
- Figura 44 - Aquisitor de dados, micro-computador e bomba hidráulica.
- Figura 45 - Pilares Mistos ensaiados
- Figura 46 - Pilar misto deformado
- Figura 47 - Strain gage deformado
- Figura 48 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 12
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 49 - Pilar Misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 50 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 51 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 12 -
Tubo \varnothing 114 x 6,02

- Figura 52 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 11 -
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 53 - Pilar Misto - EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 54 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 55 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFS 11 -
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 56 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x
6,02
- Figura 57 - Pilar Misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 58 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 59 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFC 14 –
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 60 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 13 -
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 61 - Pilar Misto - EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 62 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 63 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFS 13 -
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 64 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 22 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 65 - Pilar Misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 66 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 67 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 22 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 68 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 21 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 69 - Pilar Misto - EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 70 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 71 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 21 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6

- Figura 72 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 24 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 73 - Pilar Misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 74 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 75 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 24 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 76 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 23 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 77 - Pilar misto - EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 78 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 79 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 23 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 80 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 32 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 81 - Pilar Misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 82 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 83 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 32 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 84 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 31 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 85 - Pilar Misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 86 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 87 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 31 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 88 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 34 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 89 - Pilar Misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 90 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 91 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 34 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3

- Figura 92 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 33 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 93 - Pilar Misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 94 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 95 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 33 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 96 - Pilares em temperatura ambiente X Pilares após exposição ao fogo
- Figura 97 - Pilares em temperatura ambiente X Pilares após exposição ao fogo
- Figura 98 - Curvas temperatura x tempo no Aço para tempo de exposição de
30 minutos
- Figura 99 - Curvas temperatura x tempo na Interface aço - concreto para tempo
de exposição de 30 minutos
- Figura 100 - Curvas temperatura x tempo no Concreto para tempo de exposição
de 30 minutos
- Figura 101 - Curvas temperatura x tempo no Aço para tempo de exposição de
60 minutos
- Figura 102 - Curvas temperatura x tempo na Interface aço - concreto para tempo
de exposição de 60 minutos
- Figura 103 - Curvas temperatura x tempo no Concreto para tempo de exposição
de 60 minutos
- Figura 104 - Temperatura do Aço
- Figura 105 - Temperatura da Interface Aço-Concreto
- Figura 106 - Temperatura do concreto
- Figura 107 - Gráfico de perda de abatimento do concreto de traço 1:6,5
- Figura 108 - Gráfico do tempo de pega do concreto de traço 1:6,5
- Figura 109 - Esquema do ensaio de tração por compressão diametral
- Figura 110 - Ensaio de compressão
- Figura 111 - Corpos-de-prova rompidos
- Figura 112 - Prensa usada no ensaio de módulo
- Figura 113 - Instrumentação para obtenção do módulo

- Figura 114 - Corpo-de-prova utilizado no ensaio
- Figura 115 - Equipamento para ensaio do aço
- Figura 116 - Corpo-de-prova inserido no equipamento
- Figura 117 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1a
- Figura 118 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1b
- Figura 119 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1c
- Figura 120 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2a
- Figura 121 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2b
- Figura 122 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2c
- Figura 123 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3a
- Figura 124 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3b
- Figura 125 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3c
- Figura 126 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 11
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 127 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 128 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC13
Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 129 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 130 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 21
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 131 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 132 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 23 -
Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 133 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 134 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 31 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 135 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 136 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 33 -
Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 137 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 138 - Pilar Misto - EFC 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

- Figura 139 - Pilar Misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 140 - Pilar Misto - EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 141 - Pilar Misto - EFC 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 142 - Pilar Misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 143 - Pilar Misto - EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02
- Figura 144 - Pilar Misto - EFC 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 145 - Pilar Misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 146 - Pilar Misto - EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 147 - Pilar Misto - EFC 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 148 - Pilar Misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 149 - Pilar Misto - EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6
- Figura 150 - Pilar Misto - EFC 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 151 - Pilar Misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 152 - Pilar Misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 153 - Pilar Misto - EFC 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 154 - Pilar Misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3
- Figura 155 - Pilar Misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

LISTA DE TABELAS

- Tabela 1 - Curva temperatura-tempo, conforme ISO 834:1994
- Tabela 2 - Limites para aplicabilidade da equação
- Tabela 3 - Valores do parâmetro (f) na equação 2.2
- Tabela 4 - Especificação dos tubos, concreto e resultados das resistências.
- Tabela 5 - Comparação entre os resultados dos ensaios com os de normas
- Tabela 6 - Fatores de redução para o aço
- Tabela 7 - Fatores de redução para o concreto
- Tabela 8 - Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$
- Tabela 9 - Dimensões e distâncias recomendadas no uso dos pilares preenchidos com concreto
- Tabela 10 - Fatores de redução do aço
- Tabela 11 - Fatores de redução do concreto
- Tabela 12 - Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$
- Tabela 13 - Características dos Materiais Utilizados na Confecção dos Modelos
- Tabela 14 - Força utilizada nos ensaios durante a elevação da temperatura
- Tabela 15 - Módulo de elasticidade e resistência ao escoamento dos tubos metálicos
- Tabela 16 - Temperaturas máximas, forças de escoamento e forças últimas
- Tabela 17 - Temperaturas máximas e forças de escoamento
- Tabela 18 - Temperaturas máximas e forças de escoamento
- Tabela 19 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

- Tabela 20 - Temperaturas máximas e forças de escoamento
- Tabela 21 - Temperaturas máximas e forças de escoamento
- Tabela 22 - Temperaturas máximas e forças de escoamento
- Tabela 23 - Temperaturas máximas e forças últimas
- Tabela 24 - Cálculos realizados
- Tabela 25 - Correlações entre aditivo e água
- Tabela 26 - Resultados da perda de abatimento do concreto de traço 1:6,5.
- Tabela 27 - Tempo de pega do concreto de traço 1:6,5
- Tabela 28 - Resultados dos ensaios de tração (MPa)
- Tabela 29 - Resultados dos ensaios de compressão (MPa)
- Tabela 30 - Resultados do módulo de deformação segundo a norma (GPa)
- Tabela 31 - Resultado do módulo de elasticidade aos 28 dias
- Tabela 32 - Valores das variáveis dos tubos de onde foram tirados os corpos-de-prova
- Tabela 33 - Resultados do ensaio
- Tabela 34 - Resultados finais

1 INTRODUÇÃO

O risco de morte em incêndio é baixo, cerca de 30 vezes menor do que o risco ao qual as pessoas se expõem diariamente, dirigindo um carro, andando de ônibus, metrô, trem, bicicleta, entre outros. Normalmente, quando ocorre morte em um incêndio, ela, é principalmente, causada por asfixia, ocasionada pelos gases tóxicos que são lançados no ambiente nos primeiros minutos. Por isso, deve ser concebida no projeto, como prioridade, a segurança da vida humana, por meio de proteção ativa, como sistemas de prevenção, sistemas de exaustão, brigadas contra incêndio, extintores, hidrantes e chuveiros automáticos (*sprinters*). A segurança ao patrimônio também deve ser considerada, pois mesmo que a proteção ativa tenha sido eficaz, e não tenha ocorrido risco à vida humana, o colapso da edificação pode ocasionar danos a terceiros.

Uma maneira de garantir a segurança, da vida e do patrimônio de terceiros, deve-se a medidas de prevenção, proteção e combate a incêndios, mediante projetos de instalações elétricas de forma segura: seguindo normas técnicas, usando materiais e revestimentos que minimizem a propagação das chamas e projetos de segurança contra incêndios com a prática da proteção ativa; usando compartimentação vertical e horizontal, pois estas limitam a propagação do incêndio para outros compartimentos da edificação, por meio de laje, parapeitos nas janelas, portas corta-fogo, paredes, entre outros.

Outro sistema é a proteção passiva, que é a proteção dos elementos estruturais por meio do dimensionamento dessas estruturas para situações de incêndios, como

vigas, lajes e pilares, e, também, a utilização de rotas de saídas com dimensões adequadas às normas técnicas. Visto que as estruturas perdem a capacidade resistente quando expostas a altas temperaturas, o aço reduz a resistência e rigidez com a elevação da temperatura, e o concreto, além de perdê-las, sofre redução de área, devido ao fenômeno chamado “*spalling*”.

Conforme Lima, R.C.A. et al. (2004), o concreto, quando exposto a altas temperaturas, sofre alterações de comportamento resultantes da evaporação da água presente na matriz cimentícia, sob forma livre ou combinada, durante o processo de aquecimento. A temperatura não se eleva até que toda a água evaporável tenha sido removida. As águas, livres e capilares presentes na pasta de cimento, começam a evaporar quando a temperatura atinge aproximadamente 100°C, retardando o aquecimento do concreto. A evaporação total da água capilar ocorre entre 200°C e 300°C, mas nesse âmbito ainda não são significativas as alterações na estrutura do cimento hidratado, bem como seu reflexo na resistência do concreto.

De acordo com Lima, R.C.A. et al. (2004), o gel do C-S-H sofre um processo de desidratação durante o aquecimento que inicia em 100°C, se intensifica aos 300°C e termina próximo aos 400°C, resultando decréscimo na resistência e causando o aparecimento de fissuras superficiais.

Devido à evaporação da água presente no concreto, ocorre um acréscimo de pressão nos poros do concreto, agravada pelas tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica, ocorrendo o deslocamento das camadas superficiais, sendo denominado como “*spalling*”, resultando na redução da seção de concreto e em conseqüência a perda da capacidade resistente (Lima, R.C.A. et al. (2004)).

Segundo esse autor, nos concretos com densidade normal, a quantidade de poros existentes permite a migração do vapor para a superfície com relativa facilidade e, da mesma forma, a migração da umidade para as camadas mais internas. A baixa permeabilidade do concreto de alta densidade faz com que o vapor, gerado durante o

aquecimento, não encontre porosidade suficiente na matriz para atingir a superfície, ocasionando a saturação dos poros existentes e elevando as pressões internas, ocasionando o efeito “*spalling*”. As estruturas de aço sem proteção contra incêndio, por serem geralmente mais esbeltas, em comparação às estruturas de concreto, elevam a temperatura mais rapidamente, reduzindo a resistência e rigidez, e podendo entrar em colapso devido a perda da capacidade resistente.

O sistema misto composto por tubos de aço preenchidos com concreto, além de aumentar a capacidade resistente em temperatura ambiente, permite maior tempo de exposição a altas temperaturas se comparado com os mesmos materiais avaliados separadamente. Isso se deve ao fato de que, após um período de exposição a altas temperaturas, o tubo de aço começa a perder resistência e rigidez, pois além de estar exposto diretamente às chamas é um elemento esbelto, o que faz com que sua temperatura aumente rapidamente, não suportando o carregamento aplicado e transferindo carga para o concreto.

O concreto, por estar confinado, não sofre o fenômeno chamado “*spalling*”, pois a parede do tubo de aço impede o deslocamento deste, não reduzindo sua área. O colapso desse tipo de estrutura mista acontece quando o aço e o concreto perdem a capacidade resistente devido a redução da resistência e rigidez e não são capazes de suportar o carregamento aplicado para aquela temperatura.

Portanto, apesar do aumento do tempo de exposição às altas temperaturas dos pilares mistos se comparados aos pilares metálicos convencionais (tubos de aço com seção transversal circular ou retangular), a perda de resistência de seus materiais constituintes (concreto e o aço) será inevitável devido ao efeito do fogo.

Em virtude desses estudos, a redução da capacidade resistente dos pilares mistos quando expostos às altas temperaturas depende dos seguintes fatores: tempo de exposição ao fogo, temperatura, diâmetro do pilar, tipo de concreto, espessura do tubo de aço, resistência do aço e resistência do concreto.

Portanto, existe a perda da capacidade resistente dos pilares mistos após a exposição às altas temperaturas se comparados a eles mesmos em temperatura ambiente.

1.1 Justificativa

O desenvolvimento dos diversos sistemas estruturais e construtivos fez surgir, entre outros, os sistemas formados por elementos mistos de aço e concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. Nas construções mistas, o concreto foi primeiramente usado, no início do século, como material de revestimento, protegendo os perfis de aço contra o fogo e a corrosão. Embora o concreto pudesse ter alguma participação em termos estruturais, sua contribuição na capacidade resistente era desprezada.

Hoje, vigas mistas, pilares mistos e lajes mistas são intensamente usados em edifícios multiandares no exterior e estão evoluindo no Brasil.

A combinação dos dois materiais em pilares mistos propicia além da resistência ao fogo, o aumento da capacidade resistente do pilar. Essa combinação contribui para o aumento da rigidez da estrutura aos carregamentos horizontais. A ductilidade é outro ponto que diferencia os pilares mistos, os quais apresentam um comportamento mais "dúctil" quando comparados aos pilares de concreto armado.

Existe, também, outra vantagem tal como a ausência de fôrmas, no caso de pilares mistos preenchidos, possibilitando a redução de custos com materiais, mão-de-obra e agilidade na execução

No caso de exposição total ao fogo de um pilar misto composto por tubo de aço preenchido com concreto, ocorrerá uma transferência de calor do tubo de aço para o concreto. O aço, por ser um elemento esbelto em relação ao concreto e por estar exposto diretamente a altas temperaturas, sofre redução da sua resistência e rigidez. Ao mesmo tempo, transfere calor para o concreto e parte dos esforços que antes era capaz de suportar. O concreto, com alta massividade e baixa condutividade térmica, resistirá por tempo maior se comparado a uma estrutura de concreto isolada, pois não ocorre o efeito “*spalling*”, ou seja, não perde área até o momento em que sua capacidade resistente não seja capaz de suportar os carregamentos impostos no pilar.

Devido à redução da sua resistência e rigidez sob altas temperaturas, ele entra em colapso. Portanto, esse tipo de estrutura é muito importante e eficaz em situações de incêndio, pois resiste a um maior tempo de exposição a altas temperaturas quando comparado aos os materiais separados aço e o concreto.

1.2 Objetivo

O objetivo principal da pesquisa no estudo do fogo foi analisar qual a perda da capacidade resistente dos pilares curtos após serem submetidos a um incêndio. Para isso estudou-se o comportamento de pilares mistos curtos de aço e concreto por meio de ensaios experimentais físicos, verificando a elevação da temperatura em pontos internos e superficiais desses pilares até o momento em que fosse atingido o tempo requerido de resistência ao fogo, que nesta pesquisa foram fixados em 30 e 60 minutos estabelecido pela norma NBR 14432:2000. O forno utilizado para os ensaios permitiu estabelecer uma taxa de elevação da temperatura semelhante à curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994. Foram aplicados carregamentos com intensidade de 50% da capacidade resistente da seção mista em altas temperaturas, durante o processo de aquecimento. Após atingida a temperatura no tempo requerido por meio da NBR 14432:2000, os modelos foram esfriados até a temperatura ambiente, e submetidos a ensaios estáticos de aplicação de força, até sua ruína. Com isto visou-se avaliar qual a

perda da capacidade resistente dos pilares mistos curtos quando submetidos a um incêndio.

Também foi objetivo deste trabalho verificar a influência da temperatura na capacidade resistente dos pilares mistos para diferentes diâmetros e espessuras da parede do tubo de aço.

1.3 Organização do texto

Será adotada a seguinte composição de capítulos no texto que segue.

Capítulo 1: Apresenta introdução com a questão abordada e destaca o objetivo da pesquisa;

Capítulo 2: Apresenta o estado da arte;

Capítulo 3: Apresenta o dimensionamento dos pilares mistos em situação de incêndio segundo a NBR 14323:2003, o dimensionamento dos pilares mistos segundo a NBR 8800:2008 e o dimensionamento dos pilares mistos segundo Eurocode 4;

Capítulo 4: Inclui a Metodologia de Pesquisa, que apresenta os materiais e métodos utilizados na pesquisa, bem como os ensaios pilotos e os ensaios finais;

Capítulo 5: Apresenta os resultados experimentais e análise dos dados

Capítulo 6: Apresenta as conclusões obtidas no trabalho

Capítulo 7: Apresenta a bibliografia referenciada

2 ESTADO DA ARTE

Os incêndios, a não ser quando causados pela ação das intempéries, são decorrentes da falha humana, materiais ou ambos. Segundo Vargas M.R e Silva V.P. (2003) o incêndio quando não controlado por meio de proteção ativa ocasiona risco à vida, devido à exposição severa à fumaça ou ao calor, dos usuários da edificação e o eventual desabamento de elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate a incêndio e perda patrimonial, devido à destruição parcial ou total da edificação, dos estoques, dos documentos, dos equipamentos ou dos acabamentos do edifício sinistrado ou da vizinhança.

Do ponto de vista da engenharia, o incêndio pode ser considerado como uma curva temperatura x tempo.

Conforme COSTA, I.A (2001), a curva de temperatura de um incêndio pode ser dividida em três partes: período de início de ignição, período de combustão generalizada e período de auto-extinção, conforme a figura 1.

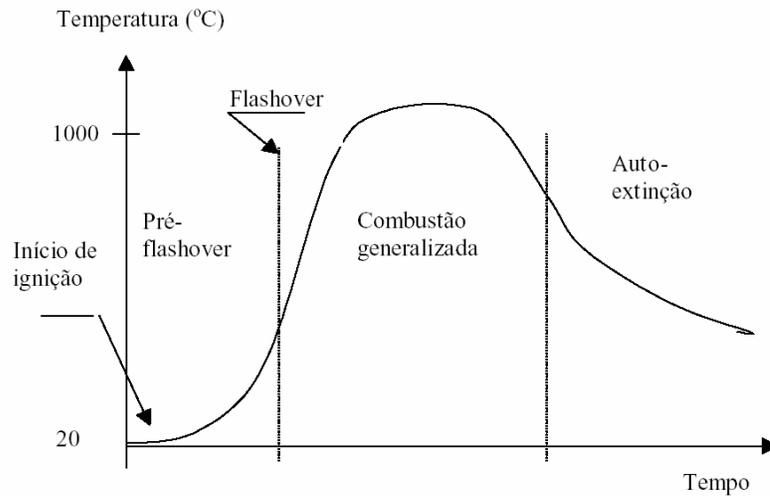


Figura 1 - Fases de desenvolvimento de um incêndio (COSTA, I.A. (2001))

Segundo LIE (1972), o período de ignição, apesar de ter temperaturas mais baixas, é muito importante na determinação de operações das brigadas de incêndio, pois nessa fase alguns produtos químicos podem emanar gases tóxicos através da fumaça, matando pessoas e não causando danos para a estrutura.

Se o fogo não for controlado nesse período, ocorre um aumento brusco da inclinação da curva que é conhecido como "flashover" ou inflamação generalizada. Nesse instante o calor das chamas é transferido para os materiais no interior do compartimento. Quando a proporção da produção de gases é suficientemente alta, os gases formam uma mistura combustível com o ar do compartimento fazendo com que comece a ignição nos materiais ao redor, produzindo maior calor e tomando todo o compartimento até todo material combustível extinguir-se e a partir desse ponto há a redução gradativa da temperatura dos gases.

O Eurocode 4 apresenta um modelo de incêndio natural compartimentado que é um modelo matemático, com uma curva ascendente, passando por um pico, e depois tendo uma fase descendente. Essa norma apresenta três parâmetros que permitem traçar essa curva, são eles: Carga de Incêndio, Grau de ventilação e Características térmicas do material de vedação do compartimento.

A carga de incêndio é a quantidade de material combustível presente no ambiente. Quanto mais material estiver nesse ambiente, mais severo será o incêndio. Quanto maior a carga de incêndio, maior será a temperatura atingida, porém a elevação da temperatura não depende da carga de incêndio e sim do grau de ventilação e da vedação do ambiente. Ela é a soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas da combustão completa de todos os materiais combustíveis no espaço, inclusive os revestimentos das vedações.

O valor característico da carga de incêndio é calculado por meio do peso de cada material interno da edificação ou compartimento, multiplicado pelo potencial calorífico MJ/Kg de cada material (celulósico e hidrocarbonetos) e dividido pela área do piso. Ela também pode ser apresentada em forma de tabela mostrando o valor característico da carga de incêndio para cada edificação específica, escritório, escolas, hospitais, etc... em MJ/m².

O potencial calorífico de alguns materiais é fornecido pela norma brasileira, por exemplo, a madeira, palha, papel, seda, lixo, etc.: são os chamados materiais a base celulósica, que são diferentes de materiais a base de hidrocarbonetos: petróleo, policarbonatos, lubrificantes, acrílico, poliéster.

O grau de ventilação é o produto da área total das aberturas para o ambiente externo com a raiz quadrada da altura média das aberturas, em relação à área total do compartimento. Esse fator está associado à quantidade de oxigênio presente na combustão, que é o material comburente. Portanto, na ausência de oxigênio não há incêndio. A quantidade de oxigênio no ambiente está associada às dimensões da janela e suas aberturas.

As características térmicas do material de vedação do compartimento determinam se existe ou não propagação da temperatura para outros ambientes, ou seja, se a parede for pouco isolante, o calor passará através dela propagando o incêndio, mas o calor dentro do ambiente em chamas será menor; a temperatura da

estrutura também será menor. Se essa parede for muito isolante, o calor não passará através dela, impedindo a propagação do fogo, mas conservará mais calor dentro do ambiente em chamas, sendo essa situação mais adequada do ponto de vista da engenharia, pois não permite que o incêndio se propague para outros compartimentos da edificação.

SILVA, V.P. (2004) cita que, tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio se altera, para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de proteção térmica, portas corta-fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa. Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios poderá ser adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão (Figura 2).

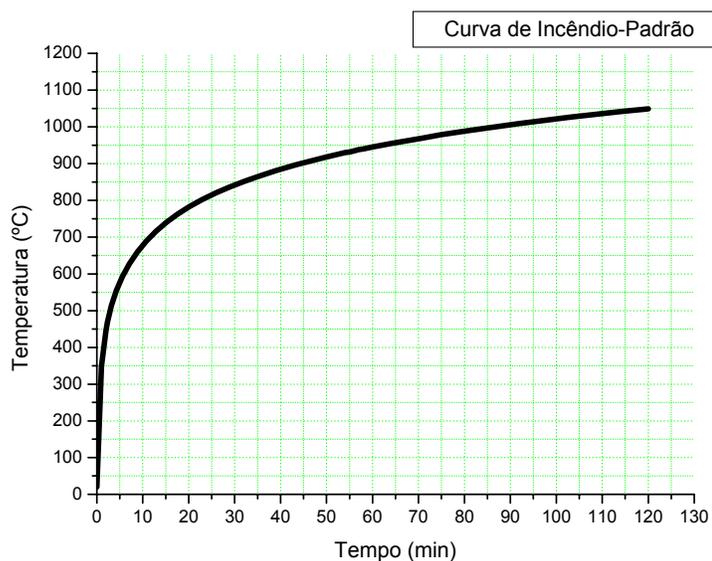


Figura 2 - Modelo de incêndio-padrão

2.1 Incêndio-Padrão

De acordo com SILVA, V.P. (2004), incêndio-padrão é o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeita as curvas padronizadas para ensaios. É admitido que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e, além disso, independente das características do ambiente e da quantidade de material combustível. Por simplicidade, é comum associar a curva-padrão a tempos fictícios, com a finalidade de fornecer parâmetros de projeto.

As curvas padronizadas mais citadas nas bibliografias consultadas são: ASTM E 119:2000 e ISO 834:1994.

Conforme VARGAS M.R. e SILVA, V.P. (2003), a resistência ao fogo das estruturas está relacionada ao tempo requerido de resistência ao fogo - TRRF, presente na norma NBR 14432:2000, na qual os tempos são estabelecidos entre 30 e 120 minutos, com intervalos de 30 minutos, em função da altura da edificação, da área do pavimento, da ocupação do edifício, das medidas de proteções ativas, entre outras.

Esses tempos requeridos de resistência ao fogo TRRF são tempos fictícios e quando associados à curva de incêndio-padrão, que também é fictícia, pode-se obter a temperatura na estrutura naquele instante. Esses tempos são parâmetros para se determinar a temperatura fictícia para o dimensionamento dos elementos estruturais.

Conforme QUEIROZ (2001), a norma NBR 14432:2000, estabelece as condições, relativas aos elementos estruturais, que devem ser atendidas pelas edificações para que, na ocorrência de incêndio, seja evitado o colapso da estrutura. Conforme esses autores, os critérios estabelecidos nessa norma baseiam-se na elevação da temperatura dos elementos estruturais considerando as condições de exposição ao incêndio-padrão.

2.2 Curva temperatura-tempo

Segundo SILVA, V.P. (2004), a International Organization for Standardization por meio da norma ISO 834:1994 "Fire-resistance tests - Elements of building construction" recomenda a seguinte relação temperatura-tempo:

$$\theta_g - \theta_{g,0} = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

Sendo:

θ_g temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

$\theta_{g,0}$ temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C;

t tempo (min);

Essa curva é semelhante à utilizada pela ABNT – norma NBR 5628:1980.

A tabela 1 mostra as temperaturas para cada tempo estipulado pela ISO 834:1994.

Tabela 1 - Curva temperatura-tempo, conforme ISO 834:1994

Tempo (min)	Temperatura(°C)	Tempo(min)	Temperatura(°C)
0	20	65	957
5	576	70	968
10	678	75	979
15	739	80	988
20	781	85	997
25	815	90	1006
30	842	95	1014
35	865	100	1022
40	885	105	1029
45	902	110	1036
50	918	115	1043
55	932	120	1049
60	945		

A figura 3 mostra a curva temperatura x tempo – incêndio da ISO 834:1994

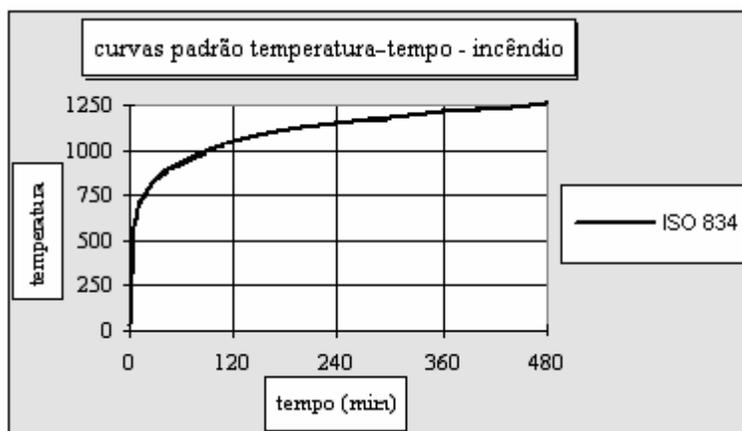


Figura 3 - Curva de incêndio-padrão

2.3 Estudos Realizados Sobre o Efeito do Fogo em Estruturas Mistas de Aço e Concreto

KODUR (1999) desenvolveu com os dados dos resultados experimentais uma equação simplificada da resistência ao fogo de pilares de aço preenchidos com concreto. Os tipos de concreto em estudo eram: concreto puro, concreto armado e concreto com fibras.

Segundo o autor, nos pilares preenchidos somente com concreto, foi necessário reduzir o carregamento aplicado; já os preenchidos com concreto armado resistiram a altos carregamentos, porém o diâmetro ficou limitado para seções maiores devido as barras de aço imersas no concreto atrapalharem o processo de preenchimento e vibração além do custo adicional na sua implantação. Nos pilares preenchidos com concreto com fibras, o custo variou entre os outros dois tipos de concreto, mas possuiu limitações na capacidade de carga.

Conforme KODUR (1999), as pesquisas experimentais utilizaram dois tipos de seção transversal: as circulares com variações de diâmetro de 141 a 406 mm e as quadradas de 152 a 305 mm. As espessuras para ambas variaram de 4,8 a 12,7 mm com comprimento de 3810 mm. Aos 28 dias, a resistência do concreto variou entre 30 e 50 MPa. O carregamento era aplicado axialmente e excêntrica nos pilares sendo que o número de ensaios com carga axial foi maior. Os carregamentos variavam da ordem de 60 a 140% da resistência à compressão do concreto e cerca de 10 a 45% da capacidade resistente do pilar misto à compressão conforme a norma CAN/CSA 5161 – M94, sendo aplicadas intensidades de forças controladas em todos os ensaios. Foi considerado que os pilares romperam no momento em que o macaco hidráulico atingiu uma taxa de 76mm/mim registrando a temperatura do forno, do concreto, do aço, as deformações axiais e rotações.

Segundo KODUR (1999), a resistência ao fogo ou tempo de resistência ao fogo dos pilares preenchidos somente com concreto variou entre uma e duas horas, em

comparação aos tubos de aço que resistem a apenas 15 min de exposição sem proteção. Já nos pilares preenchidos com concreto armado e fibra, o tempo de resistência foi superior a três horas, como pode ser visto na figura 4.

A ruptura nos pilares preenchidos somente com concreto foi por esmagamento do concreto, com perda da capacidade resistente, sendo mais significativo naqueles de seções transversais inferiores a 203 mm, além disso, os dados dos ensaios indicaram que eles possuem capacidade resistente inferior a carregamentos excêntricos e dependem do comprimento e da intensidade de carga. No caso dos pilares preenchidos com concreto armado, a presença da armadura contribuiu no aumento da capacidade resistente do concreto; naqueles, preenchidos com fibra, a resistência ao fogo foi comparável com a de concreto armado, mas com a vantagem de se poder utilizar diâmetros menores resultando em economia.

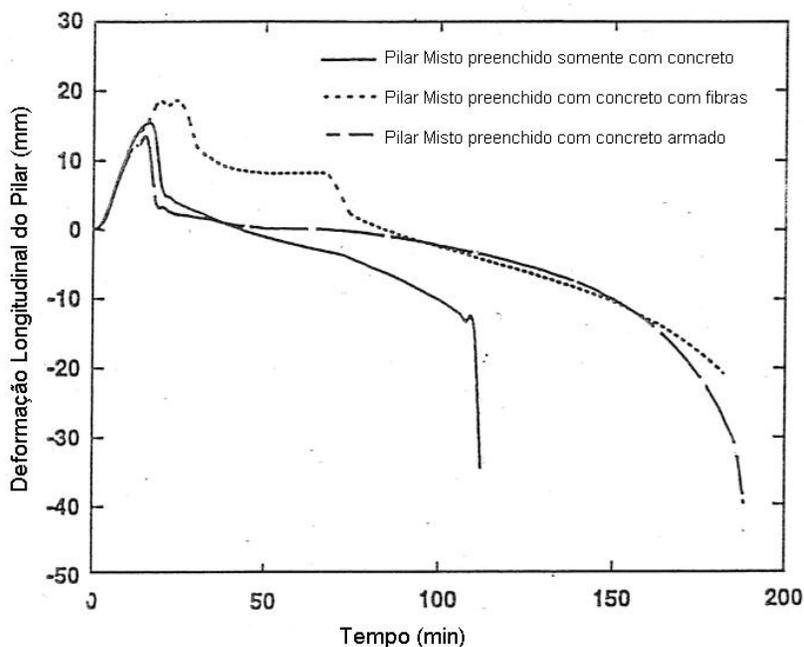


Figura 4 - Deformação axial como função do tempo de exposição (KODUR (1999))

Conforme KODUR (1999), as variáveis que possuem grande influência na resistência dos pilares são: tipo de concreto, dimensão da seção transversal,

comprimento e carga aplicada. As variáveis de moderada influência são: resistência característica do concreto e tipo de agregado.

KODUR (1999) desenvolveu uma equação matemática do tempo de resistência ao fogo dos pilares (eq. 2.2).

$$R = f \frac{(f_c + 20)}{(KL - 1000)} D^2 \frac{\sqrt{D}}{C} \quad (2.2)$$

f_c resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de idade;

D diâmetro externo do tubo em milímetros;

C carregamento aplicado;

KL comprimento efetivo do pilar;

f parâmetro que leva em conta o tipo de preenchimento de concreto (concreto simples, concreto armado e concreto com fibras), tipo de agregado, % de armadura, forma da seção transversal, obtidos das tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Limites para aplicabilidade da equação

Variáveis	Concreto Simples	Concreto armado	Concreto com fibras
Resistência ao fogo (R)	<= 120 min	<= 180 min	<= 180 min
Carga Axial (C)	<= 1,0 vezes	<= 1,7 vezes	<= 1,1 vezes
	o fator de resistência à compressão do núcleo de concreto de acordo com a CAN/CSA-S16.1-M94		
Altura Efetiva (KL)	2000 - 4000 mm	2000 - 4500 mm	
Resistência à compressão	20 - 40 MPa	20 - 55 MPa	
Diâmetro			
Circular	140 - 410 mm	165 - 410 mm	140 - 410 mm
Quadrada	140 - 305 mm	175 - 305 mm	100 - 305 mm
% de armadura	Não aplicável	1,5 - 5%	Não aplicável

Tabela 3 - Valores do parâmetro (f) na equação 2.2

Preenchimento	Tipo de agregado	% de armadura	Espessura do agregado	Parâmetro (f)
Concreto Simples	Silicoso	N/A	N/A	0,07
	Carbonato			0,08
Concreto Armado	Silicoso	< 3%	< 25 mm	0,075
			>= 25 mm	0,08
		>= 3%	< 25 mm	0,08
			>= 25 mm	0,085
	Carbonato	< 3%	< 25 mm	0,085
			>= 25 mm	0,09
		>= 3%	< 25 mm	0,09
			>= 25 mm	0,095
Concreto com fibras	Silicoso	-	-	0,075
	Carbonato	-	-	0,085

Segundo KODUR (1999), os pilares foram submetidos a carregamentos controlados com variação de 10% à 45% da capacidade resistente da seção mista.

As resistências ao fogo obtidas com a equação (2.2) são conservadoras, cerca de 10 a 15% em relação à dos ensaios. Porém a utilização dessa equação está restrita aos pilares com as características impostas na tabela 2.

O autor comenta que não devem ser utilizados pilares preenchidos somente com concreto quando houver casos de carregamentos excêntricos, quando eles forem esbeltos e também para carregamentos muito altos.

Segundo HAN L.N. et al (2003), as vantagens do uso de pilares mistos são: aumento da capacidade de carga, aumento da resistência ao fogo e eliminação de formas.

HAN L.N. et al (2003) fizeram um estudo envolvendo ensaios de 13 pilares mistos de aço e concreto, com seção transversal circular, dos quais oito sem proteção

ao fogo e cinco com proteção ao fogo, verificando a relação de carga com o tempo de exposição e registrando a temperatura na superfície do tubo de aço.

De acordo com HAN L.N. et al (2003), o objetivo do trabalho era fazer ensaios de pilares mistos submetidos ao fogo, analisando a dimensão da seção transversal, relação de excentricidade de carga e espessura da camada de proteção na resistência dos pilares mistos com intuito de desenvolver equações para o cálculo da resistência ao fogo e para a espessura da camada de proteção.

Na preparação dos modelos de ensaio foram removidas as saliências internas dos tubos por meio de uma lixa, foi utilizada uma betoneira para misturar o concreto e o preenchimento do pilar foi feito por camadas utilizando-se um vibrador (Pôquer). A cura foi de 28 dias, ocorrendo uma retração longitudinal do concreto de 1,3 mm; utilizou-se epóxi de alta resistência para preencher espaços vazios devido à retração. O fuste foi soldado numa chapa de aço, reforçado com quatro flanges e foram feitos furos para liberação do vapor. (vide a figura 5)

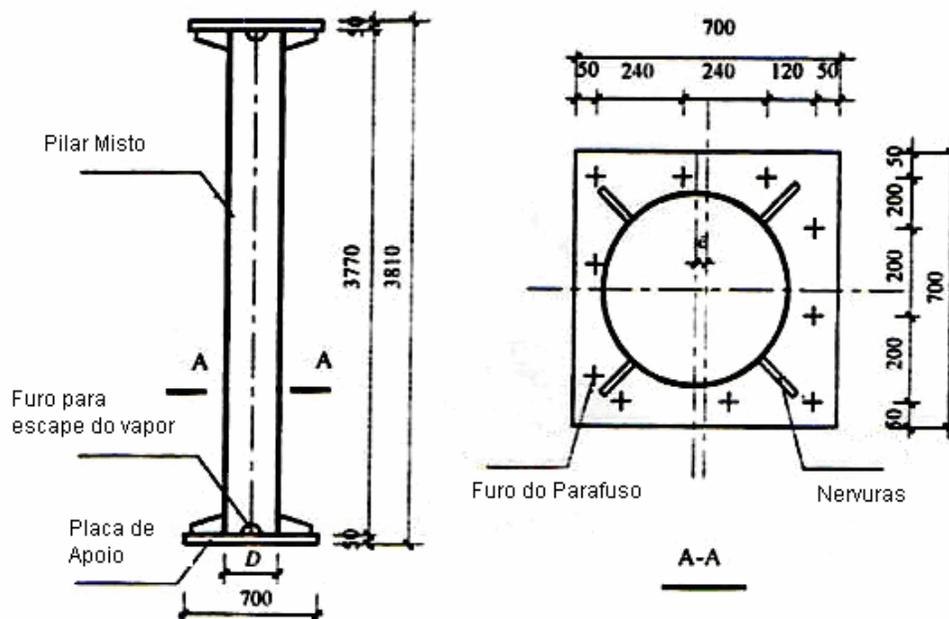


Figura 5 - Sistema construtivo dos pilares mistos (HAN L.N. et al (2003))

Foi utilizado um forno, com paredes internas forradas com material isolante, que possuía 16 queimadores de gás propano, sendo que quatro queimadores / coluna seguiam a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994. Foi feito um controle rigoroso da temperatura com variação de 10°C utilizando oito termômetros para medir a temperatura interna do forno em intervalos de um min. O macaco hidráulico utilizado tinha capacidade de 500 tf.

HAN L.N. et al (2003) utilizaram um carregamento constante de 77% da capacidade resistente em temperatura ambiente durante os ensaios.

O encurtamento axial foi medido verificando que o pilar rompeu com encurtamento axial de 0,01L (mm) e velocidade de 0,003L/min, em que L é o comprimento do pilar em milímetros. O máximo encurtamento foi de 38 mm, com taxa de deformação de 11,4 mm/min. Os tubos começaram a se deformar transmitindo carga adicional sobre o núcleo de concreto. Depois de certo tempo, o aço já não suportou mais, servindo apenas para o confinamento do concreto.

Os autores HAN L.N. et al (2003) observaram que as capacidades resistentes últimas dos pilares com as mesmas dimensões e espessuras, porém com camadas de proteção diferentes, foram maiores do que os pilares sem proteção contra incêndio. Também constataram que os pilares, mesmos sem proteção contra incêndio, são mais resistentes ao fogo que os tubos de aço isolados. Com isso, eles propuseram novos ensaios com pilares mistos de aço concreto com diâmetros iguais, mas espessuras diferentes.

Desses estudos concluiu-se que a ruptura dos pilares mistos foi de maneira dúctil, o diâmetro e a espessura da camada de proteção, influenciaram na resistência ao fogo. A camada de proteção aumentou o tempo de resistência ao fogo, a espessura da camada de proteção para os pilares mistos pôde ser reduzida até 50%, em relação aos tubos de aço isolados. Com isso, pôde ser verificado ganho no tempo de exposição ao fogo quando utilizado o sistema misto, e que as equações desenvolvidas foram

satisfatórias, pois o resultado da comparação entre o cálculo pelo modelo matemático e os ensaios foram razoáveis.

HAN L.N, et al (2005) verificaram experimentalmente a resistência residual dos pilares mistos preenchidos com concreto após terem sido submetidos a altas temperaturas. O programa experimental consistiu-se em quatro pilares de 400 mm de altura, dos quais dois circulares sem costura e dois quadrados. A resistência característica à compressão do concreto foi de 53,2 MPa e resistência ao escoamento do aço de 340 MPa para os circulares e 330,2 MPa para os quadrados.

A exposição seguiu a curva da ISO 834:1994 com tempo de duração de ensaio de 90 min. Após a exposição, os pilares foram submetidos a carregamentos axiais até a ruína.

A figura 6 apresenta o pilar após a ruína, Han L.N. et al (2005) comentam que as características do mecanismo de ruptura são iguais aos pilares em temperatura ambiente.

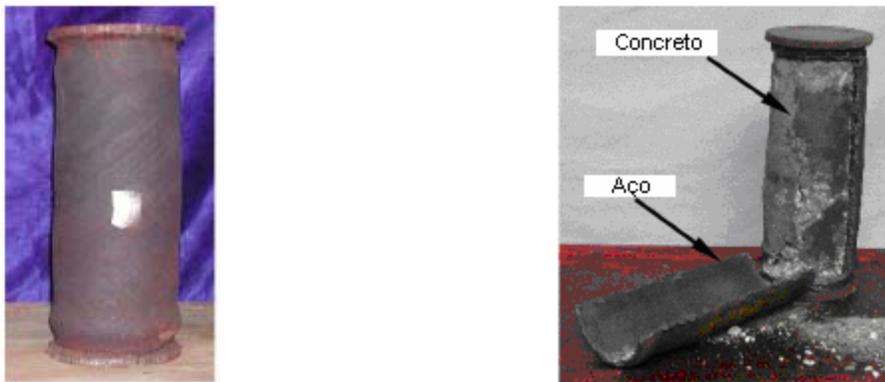


Figura 6 - Forma de ruptura dos pilares com seção transversal circular

A figura 7, apresenta o sistema de aplicação de força após exposição a altas temperaturas, a instalação de leitores de deformação longitudinal dos pilares mistos e os strain gages colados na parede externa dos tubos de aço. Esse mesmo tipo de

sistema foi utilizado neste trabalho de mestrado durante a realização dos ensaios, como será apresentado no item 4.

A figura 7, também apresenta a relação entre a força aplicada e as leituras de deformação dos pilares. Han L.N. et al (2005) considerou que a força última experimental dos pilares mistos, foi no momento em houve uma variação brusca da curva força X deformação, indicando que nesse momento ocorreu o início de escoamento da seção de aço. Esta mesma análise também foi feita nos ensaios realizados neste trabalho de mestrado, como será apresentado no item 5.

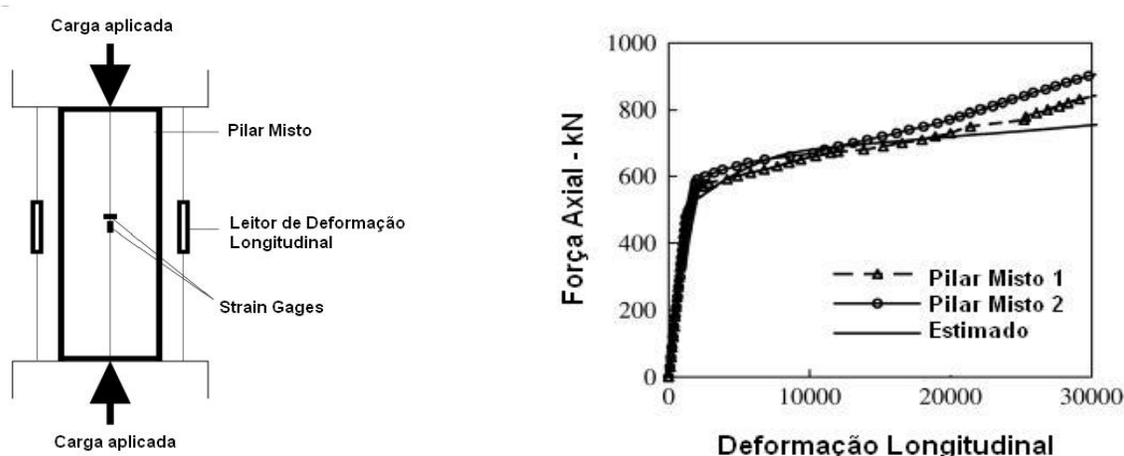


Figura 7 - Sistema de ensaio e resultado em forma de gráfico - força X deformação

A tabela 4 apresenta os dados dos pilares e suas respectivas resistências residuais.

Tabela 4 - Especificação dos tubos, concreto e resultados das resistências.

Tipo de Seção	D (mm)	L (mm)	e (mm)	H (mm)	f_y (MPa)	f_{cu28} (MPa)	f_{cu} (MPa)	Tempo (min)	N_{ue} (KN)	N_{uc} (KN)	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$
Circular	133	-	4,8	400	340	47,3	53,2	90	585	563	0,962
Circular	133	-	4,8	400	340	47,3	53,2	90	605	563	0,931
Quadrada	-	120	2,9	380	330,2	47,3	53,2	90	388	316,4	0,815
Quadrada	-	120	2,9	380	330,2	47,3	53,2	90	390	316,4	0,811

- N_{ue} Resistência última encontrada nos ensaios
- N_{uc} Resistência última calculada pela equação desenvolvida
- D Diâmetro dos pilares circulares
- L Lado dos pilares quadrados
- e Espessura da parede do tubo
- H Altura dos Pilares
- f_{cu} Resistência característica à compressão no dia do ensaio

HAN L.N. et al (2005) verificaram que a formulação utilizada no cálculo dos pilares foi conservadora - como está mostrado na tabela 4, na qual os valores dos resultados experimentais foram superiores aos desenvolvidos matematicamente, além de compará-los aos resultados teóricos de normas técnicas para situações de temperatura ambiente, como está apresentado na tabela 5.

HAN L.N. et al (2005) observaram que as equações desenvolvidas são válidas, apesar de serem conservadoras, pois os resultados obtidos por elas foram inferiores aos obtidos pelos ensaios experimentais conforme a tabela 4, e estes inferiores as normas técnicas analisadas como mostra a tabela 5.

Tabela 5 - Comparação entre os resultados dos ensaios com os de normas

Tipo de Seção	N_{ue} (KN)	AISC-LRFD		AIJ		BS5400		DBJ13-51-2003		EC4	
		N_{uc}	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$	N_{uc}	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$	N_{uc}	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$	N_{uc}	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$	N_{uc}	$\frac{N_{uc}}{N_{ue}}$
PC	585	576	0,984	611	1,045	890	1,522	702	1200	768	1,313
PC	605	576	0,951	611	1,011	890	1,471	702	1161	768	1,270
PQ	388	444	1,144	442	1,138	436	1,124	487	1255	487	1,256
PQ	390	444	1,138	442	1,138	436	1,119	487	1248	487	1,249
Valor médio		1,054		1,082		1,309		1,216		1,272	

N_{ue} Resistência última encontrada nos ensaios

N_{uc} Resistência última calculada pelas normas técnicas

HAN L.N. et al (2005) utilizaram o seguinte procedimento de cálculo da capacidade resistente residual estimada dos pilares mistos com seções transversais circulares:

$$RSI = \frac{N_u(t)}{N_u} \quad (2.3)$$

Onde:

$N_u(t)$ Força resistente residual do pilar misto após exposição a um tempo de exposição (t);

N_u Força resistente residual do pilar misto em temperatura ambiente;

t Tempo de duração exposição ao fogo;

α Relação entre a área de aço pela área de concreto;

$$RSI = \begin{cases} \left[(1 + 0,15t_0 - 2t_0^2 + 2t_0^3) \cdot f(D_0) \cdot f(t_0) \right] \\ \left[(1 - 0,39t_0 - 0,095t_0^2) \cdot f(D_0) \cdot f(t_0) \right] \end{cases}$$

Para

$$\begin{cases} t_0 \leq 0,6 \\ t_0 > 0,6 \end{cases} \quad (2.4)$$

Com a validade dos valores entre:

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ min} \leq t \leq 180 \text{ min} \\ D = 120 \text{ mm} \dots \text{para} \dots 2000 \text{ mm} \\ 0,04 \leq \alpha \leq 0,2 \\ 200 \text{ MPa} \leq f_{sy} \leq 500 \text{ MPa} \\ 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Para pilares com seção quadrada teremos:

$$RSI = \begin{cases} (1 - 0,036t_0 - 0,59t_0^2).f(D_0).f(t_0) \\ (1 - 0,46t_0 + 0,095t_0^2).f(D_0).f(t_0) \end{cases}$$

Para:

$$\begin{cases} t_0 \leq 0,6 \\ t_0 > 0,6 \end{cases}$$

(2.5)

Com a validade dos valores entre:

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ min} \leq t \leq 180 \text{ min} \\ D = 120 \text{ mm} \dots \text{para} \dots 2000 \text{ mm} \\ 0,04 \leq \alpha \leq 0,2 \\ 200 \text{ MPa} \leq f_{sy} \leq 500 \text{ MPa} \\ 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Onde:

$$f(D_0) = \begin{cases} a.D_0^2 + b.D_0 + c \\ d.(D_0 - 1) + 1 \end{cases}$$

Para

$$\begin{cases} D_0 \leq 1 \\ D_0 > 1 \end{cases}$$

com:

$$D_0 = \frac{D}{600}$$

$$a = -0,73t_0 + 0,087$$

$$b = 1,41t_0 - 0,14$$

$$c = -0,68t_0 + 1,05$$

$$d = 0,039 \ln t_0 + 0,07$$

$$f(t_0) = -0,05t_0^2 + 0,18t_0 + 0,98 \quad (2.6)$$

$$t_0 = \frac{t}{100}$$

Para as equações acima, as unidades são minuto para tempo (t) e mm para dimensão (D).

2.4 Propriedades Térmicas

2.4.1 Alongamento

Os elementos estruturais de aço podem sofrer deformações durante o incêndio como resultado da expansão térmica.

A NBR 14323:2003 permite que o alongamento do aço ($\Delta l_a / l_a$) seja calculado da seguinte forma:

Para:

$$20^\circ C \leq \theta_a \leq 750^\circ C$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (2.7)$$

Para:

$$750^\circ C \leq \theta_a \leq 860^\circ C$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (2.8)$$

Para:

$$860^\circ C \leq \theta_a \leq 1200^\circ C$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (2.9)$$

Onde:

- l_a comprimento (altura) da peça de aço a 20°C;
- Δl_a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;
- θ_a temperatura do aço, em graus Celsius.

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, a relação entre o alongamento do aço e a temperatura como sendo constante. Nesse caso, pode ser adotado o seguinte valor para o alongamento:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (2.10)$$

A figura 8 mostra o alongamento do aço em função da temperatura.

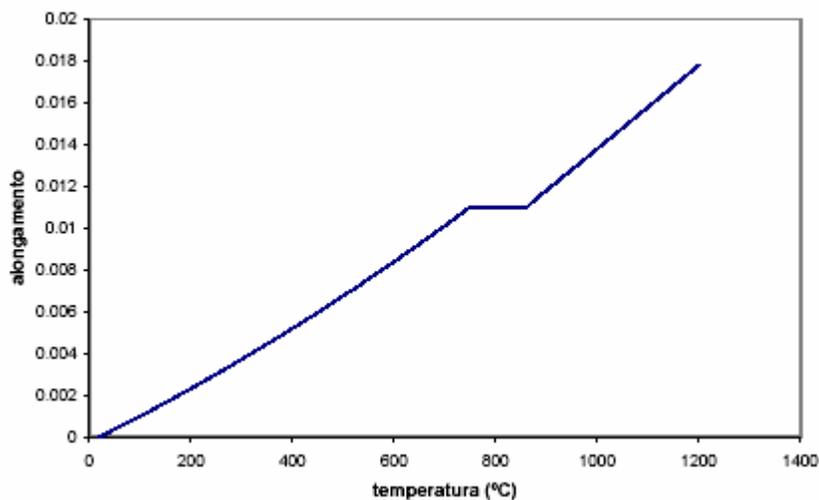


Figura 8 - Alongamento do aço em função da temperatura

Conforme LIE T.T. (1992) a expansão térmica do aço, pode ser definida como a expansão de uma unidade de comprimento do aço para um aumento no grau de temperatura. O efeito da expansão e retração dos elementos é uma importante consideração da integridade como um todo da estrutura durante sua exposição em elevadas temperaturas. O coeficiente de expansão térmica é caracterizado por ser basicamente o mesmo para todo tipo de estrutura de aço.

Acima de 750°C, o valor do coeficiente de expansão térmica mantém-se constante e com aproximadamente 860°C começa aumentar novamente. Isto é devido à transformação molecular do aço nessa temperatura.

No caso do concreto de densidade normal, a NBR 14323:2003, permite que o alongamento ($\Delta l_a / l_a$) seja determinado da seguinte maneira:

Para:

$$20^\circ C \leq \theta_c \leq 700^\circ C$$

$$\frac{\Delta l_{cn}}{l_{cn}} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (2.11)$$

Para:

$$700^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C$$

$$\frac{\Delta l_{cn}}{l_{cn}} = 14 \times 10^{-3} \quad (2.12)$$

onde:

l_{cn} comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20°C;

Δl_{cn} expansão térmica da peça de concreto com densidade normal provocada pela temperatura;

θ_c temperatura do concreto, em graus Celsius.

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, a relação entre o alongamento do concreto de densidade normal e a temperatura como sendo constante. Nesse caso, pode ser adotado o seguinte valor para o alongamento:

$$\frac{\Delta l_{cn}}{l_{cn}} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (2.13)$$

A figura 9 mostra o alongamento do Concreto em função da Temperatura, segundo a NBR 14323:2003 .

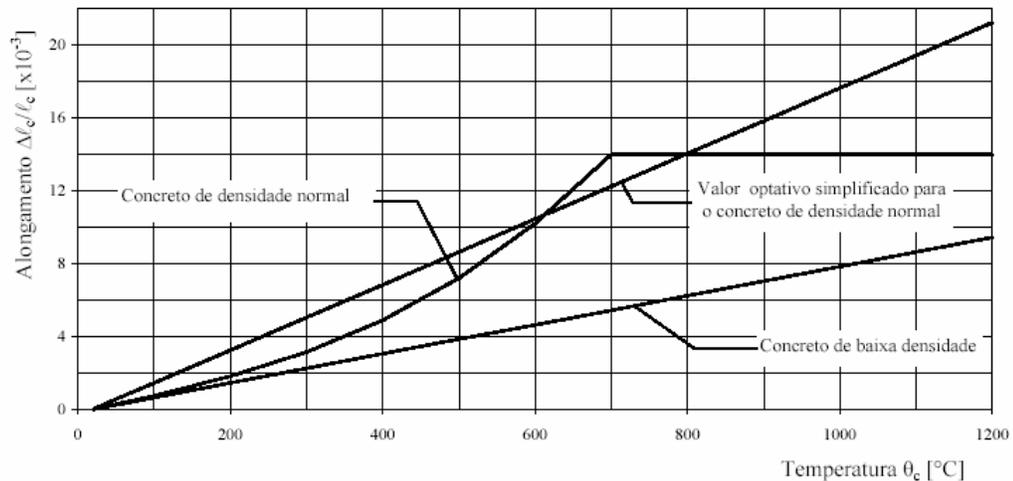


Figura 9 - Alongamento do Concreto em função da Temperatura (NBR 14323:2003)

LIE T.T. (1992) comenta que a maioria dos concretos se expande com o aumento da temperatura. Essa expansão térmica é função do cimento, água, tipo de agregado e idade do concreto. A deformação está associada à temperatura e a tensão aplicada.

2.4.2 Calor Específico

Conforme LIE T.T. (1992), o calor específico no material é a quantidade de calor requerida, no aumento da massa unitária do material, em uma unidade de temperatura.

A NBR 14323:2003 permite que o calor específico do aço (C_a), em joule por quilograma e por grau Celsius ($J/kg^{\circ}C$), seja determinado da seguinte forma:

Para

$$20^{\circ}C \leq \theta_a \leq 600^{\circ}C$$

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (2.14)$$

Para

$$600^{\circ}C \leq \theta_a \leq 735^{\circ}C$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (2.15)$$

Para

$$735^{\circ}C \leq \theta_a \leq 900^{\circ}C$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (2.16)$$

Para

$$900^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C$$

$$c_a = 650$$

onde:

θ_a temperatura do aço, em graus Celsius;

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, o valor do calor específico independente da temperatura do aço e o seguinte valor pode ser adotado:

$$c_a = 600 \text{ J/Kg}^{\circ}C$$

A figura 10 mostra o calor específico do aço em função da temperatura.

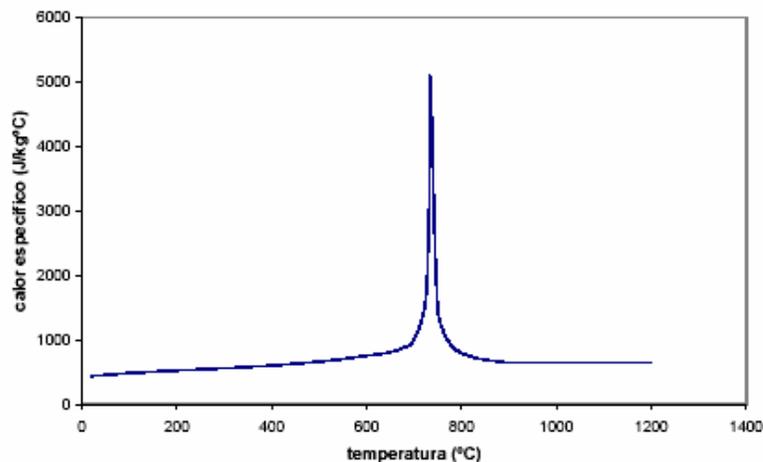


Figura 10 - Calor específico do aço em função da temperatura

Segundo LIE T.T. (1992), para a maioria das estruturas de aço, o valor do calor específico aumenta gradualmente com a temperatura. Após 540°C, há aumento excessivo no calor específico, devido à transformação nas propriedades térmicas nesse instante.

Segundo a NBR 14323:2003, o calor específico do concreto de densidade normal (C_{cn}), em joule por quilograma e por grau Celsius (J/Kg°C), pode ser determinado da seguinte forma:

Para:

$$20^{\circ}C \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}C$$

$$c_{cn} = 900 + 80 \frac{\theta_c}{120} - 4 \left(\frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (2.17)$$

onde:

θ_c temperatura do concreto, em graus Celsius;

O calor específico, dependendo da umidade do concreto, pode sofrer um aumento brusco de valor a partir de 100°C, atingindo um pico a 130°C e voltando rapidamente à curva dada a 200°C.

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, o valor do calor específico independente da temperatura do concreto. Neste caso, o seguinte valor pode ser adotado:

$$c_{cn} = 1000 \text{ J/Kg}^{\circ}C$$

A figura 11 mostra o calor específico do concreto em função da Temperatura.

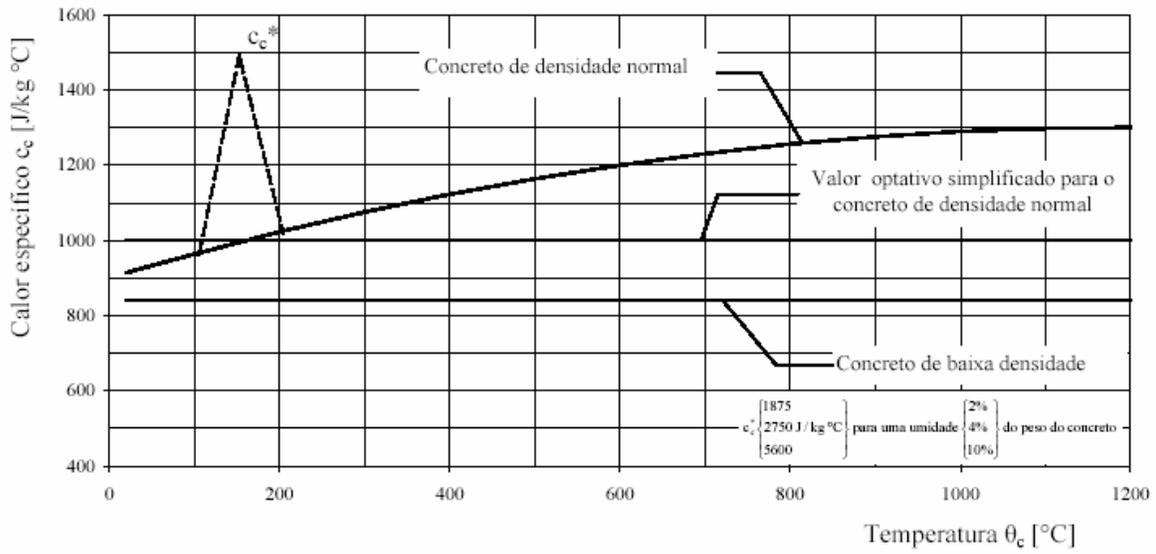


Figura 11 - Calor específico do concreto em função da Temperatura

2.4.3 Condutividade Térmica

De acordo com COSTA (2001), a condutividade térmica é o coeficiente que mede a razão com a qual o calor que chega à superfície do material é conduzido para seu interior.

Segundo a NBR 14323:2003, a condutividade Térmica do aço (λ_a), em watt por metro e por grau Celsius (W/m°C), pode ser determinada da seguinte forma:

Para:

$$20^{\circ}C \leq \theta_a \leq 800^{\circ}C$$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \tag{2.18}$$

Para

$$800^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C$$

$$\lambda_a = 27,3$$

onde:

θ_a temperatura do aço, em graus Celsius;

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, o valor da condutividade térmica independente da temperatura do aço. Neste caso, pode ser adotado o seguinte valor:

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

A figura 12 mostra a condutividade térmica do aço em função da temperatura.

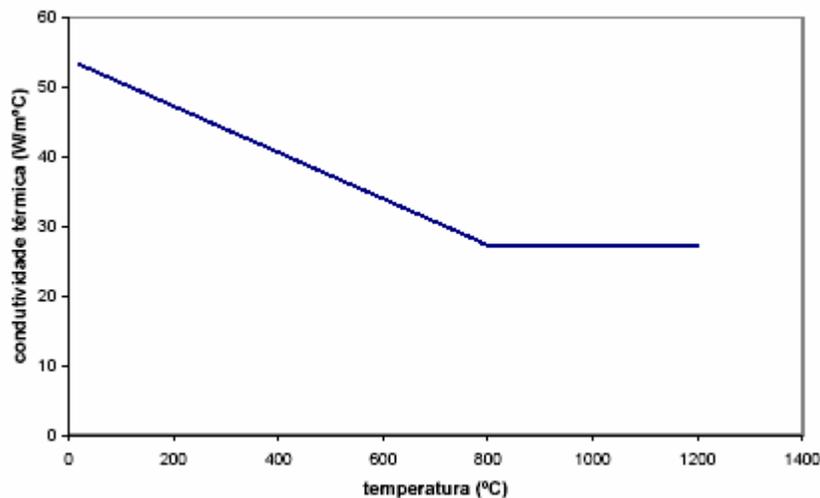


Figura 12 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura

De acordo com LIE T.T. (1992), a condutividade térmica é função do resultado do fluxo de calor no aumento da temperatura em uma estrutura. Quando exposto a diferentes temperaturas, o aço tem suas propriedades químicas alteradas.

Segundo a NBR 14323:2003, a condutividade térmica do concreto de densidade normal (λ_{cn}), em watt por metro e por grau Celsius (W/m°C), pode ser determinada conforme a equação 2.19:

Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\lambda_{cn} = 2 - 0,24 \frac{\theta_c}{120} + 0,012 \left(\frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (2.19)$$

onde:

θ_c temperatura do concreto de densidade normal, em graus Celsius;

Essa norma permite considerar, para efeito de simplificação, o valor da condutividade térmica independente da temperatura do concreto. Neste caso, o seguinte valor pode ser adotado:

$$\lambda_{cn} = 1,6 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

A figura 13 mostra a condutividade térmica do concreto em função da Temperatura.

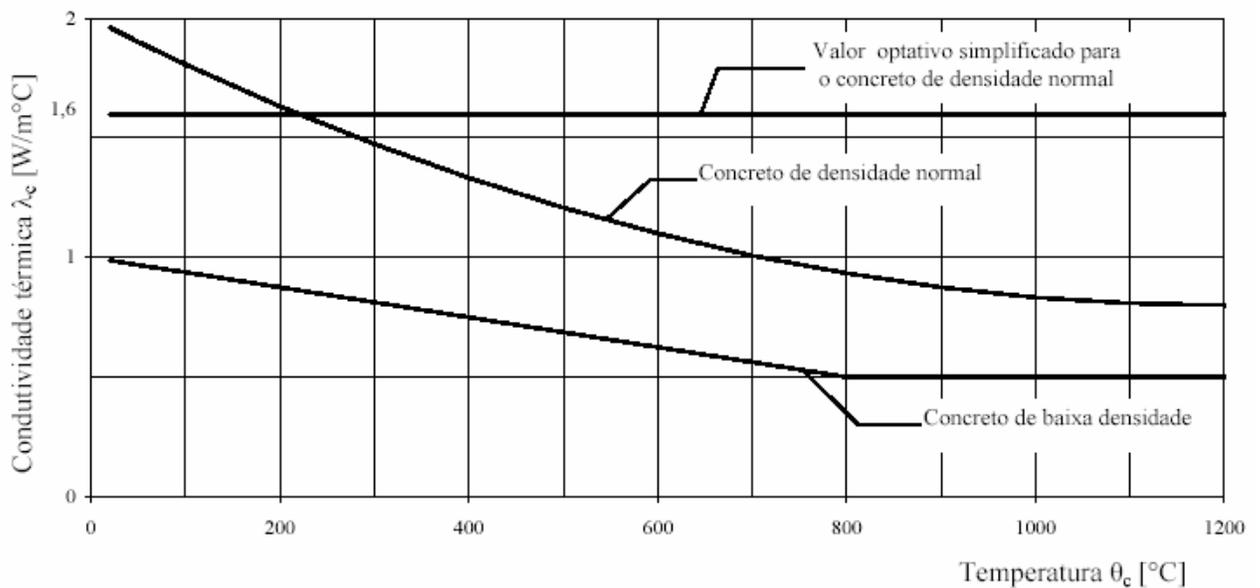


Figura 13 - Condutividade Térmica do concreto em função da Temperatura

2.4.4 Elevação da temperatura no aço

Segundo Costa (2001), a elevação uniforme da temperatura de um elemento estrutural de aço sem proteção térmica, durante um intervalo de tempo Δt , localizado no interior de uma edificação, pode ser determinada pela seguinte expressão (2.20):

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a\rho_a}\varphi.\Delta t \quad (2.20)$$

(u/A) fator de massividade para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em um por metro;

u perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, em metro;

A área da seção transversal do elemento estrutural, em metro quadrado;

ρ_a massa específica do aço, em quilograma por metro cúbico, considerada independente da temperatura, igual a: $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$;

c_a calor específico do aço, em joule por quilograma e por grau Celsius,

φ fluxo de calor por unidade de área, em watt por metro quadrado,

Δt intervalo de tempo, em segundos. Este valor, não pode ser maior que $25000(u/A)^{-1}$, e recomenda-se não adotar Δt superior a 5 segundos.

A NBR 14323:2003 comenta que a distribuição de temperatura de elementos de aço em contato com concreto, pode ser determinada por análise térmica mais precisa devendo considerar norma ou especificação brasileira ou estrangeira ou em bibliografia especializada.

2.4.5 Fator de massividade

Existe uma característica geométrica que é a relação entre a área que recebe o fluxo de calor pelo seu volume que é aquele pela qual sua temperatura será distribuída. Portanto, quanto maior a área exposta em relação ao volume, mais calor essa estrutura vai receber. Quanto maior for esse fator de massividade, pior será para a estrutura.

De acordo com a NBR 14323:2003, a figura 14 mostra o fator de massividade para uma seção tubular circular isolada exposta ao incêndio por todos os lados.

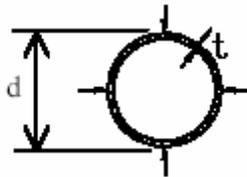


Figura 14 - Seção tubular circular exposta ao incêndio por todos os lados

O Fator de massividade para essa seção de aço isolada é:

$$\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)} \quad (2.21)$$

O valor do fator de massividade não pode ser menor que $10 m^{-1}$

O Fluxo de calor por unidade de área (φ), em watt por metro quadrado é:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2.22)$$

Com:

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (2.23)$$

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (2.24)$$

Onde:

φ_c componente do fluxo de calor devido à convecção, em watt por metro quadrado;

φ_r componente do fluxo de calor devido à radiação, em watt por metro quadrado;

α_c coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado para efeitos práticos igual a $25 \text{ W / m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$

θ_g temperatura dos gases, em grau Celsius;

θ_a temperatura da superfície do aço, em grau Celsius;

ε_{res} emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos igual a 0,5.

3 NORMAS PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

3.1 Dimensionamento de Pilares Mistos aço-concreto em situação de incêndio, segundo projeto de revisão da NBR 14323:2003

Segundo Queiroz (2001), a exposição dos elementos estruturais aos gases quentes e a radiação provenientes do incêndio provoca queda da capacidade resistente e rigidez da estrutura pela degenerescência das propriedades de seus materiais componentes quando sujeitos as altas temperaturas. As propriedades mecânicas do aço e do concreto reduzem-se progressivamente com a elevação da temperatura.

A NBR 14323:2003 fornece tabelas de fatores de redução das propriedades mecânicas para ambos os materiais.

A força normal resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio é $N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,pl,Rd}$, sendo necessário calcular a força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio ($N_{fi,pl,Rd}$), que é soma dos produtos das áreas dos elementos que constituem os pilares mistos com seus respectivos limites de escoamento, conforme mostra a equação 3.1.

$$N_{fi,pl,RD} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{a\max,\theta}) + \sum_m (A_{c,\theta} f_{ckn\theta}) \quad (3.1)$$

De acordo com Costa (2001) o módulo de elasticidade e o limite ao escoamento do aço sofrem redução com o aumento da temperatura. O módulo de elasticidade está relacionado à rigidez axial. A resistência ao escoamento está relacionada à capacidade resistente da peça estrutural aos esforços internos oriundos do carregamento aplicado.

Segundo a NBR 14323:2003, os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência ao escoamento dos aços laminados e módulo de elasticidade dos aços laminados, em temperatura elevada, respectivamente $K_{y,\theta}$ e $K_{E,\theta}$, estão na Tabela 6. A redução da resistência ao escoamento do aço em altas temperaturas é determinada pelo produto da resistência ao escoamento em temperatura ambiente com o fator de redução $K_{y,\theta}$, na temperatura em que o aço esta submetido, conforme a equação 3.2.

Tabela 6 - Fatores de redução para o aço

Temperatura do aço em °C θ_a	Fator de redução para a resistência ao escoamento $K_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade $K_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

$$K_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \Rightarrow f_{y,\theta} = K_{y,\theta} \cdot f_y \quad (3.2)$$

$f_{y,\theta}$ resistência ao escoamento dos aços laminados a uma temperatura θ_a ;

f_y resistência ao escoamento do aço a 20°C;

E_θ módulo de elasticidade dos aços laminados a uma temperatura θ_a ;

E módulo de elasticidade de todos os aços a 20°C

O mesmo é feito para o concreto, utilizando a Tabela 7.

Tabela 7 - Fatores de redução para o concreto

Temperatura do concreto em °C θ_c	Fator de redução para resistência característica à compressão do concreto de densidade normal $K_{cn,\theta}$	Fator de redução módulo de elasticidade do concreto de densidade normal $K_{Ecn,\theta}$	Deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ckn,\theta}$ $\varepsilon_{cun,\theta} \times 10^{-3}$
20	1,000	1,000	2,5
100	0,950	0,940	3,5
200	0,900	0,820	4,5
300	0,850	0,700	6,0
400	0,750	0,580	7,5
500	0,600	0,460	9,5
600	0,450	0,340	12,5
700	0,300	0,220	14,0
800	0,15	0,100	14,5
900	0,080	0,000	15,0
1000	0,040	0,000	15,0
1100	0,010	0,000	15,0
1200	0,000	0,000	15,0

$$K_{cn,\theta} = \frac{f_{ckn,\theta}}{f_{ckn}} \Rightarrow f_{ckn,\theta} = K_{cn,\theta} f_{ckn} \quad (3.3)$$

$f_{ckn,\theta}$ resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a uma temperatura θ_c ;

f_{ckn} resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C;

$E_{cn,\theta}$ módulo de elasticidade do concreto de densidade normal a uma temperatura θ_c ;

E_{cn} Módulo de elasticidade do concreto de densidade normal a 20°C; fornecido pela NBR 8800:2008.

O fator de redução χ_{fi} é determinado pelo índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio conforme a equação (3.4):

$$\lambda_{0,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,RD}}{N_{fi,cr}}} \quad (3.4)$$

Deve ser determinada a carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio $N_{fi,cr}$, que leva em consideração a rigidez da seção e o comprimento de flambagem em situação de incêndio, como pode ser visto na equação (3.5).

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{l_{fl,\theta}^2} \quad (3.5)$$

Para isso, deve-se calcular a rigidez efetiva do pilar misto à flexão, obtida pela somatória dos produtos entre os módulos de elasticidade, coeficiente de redução e momento de inércia, de cada elemento constituinte do pilar misto, conforme a equação (3.6).

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_a) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{cun,\theta} I_c) \quad (3.6)$$

O aço e o concreto sofrem redução do módulo de elasticidade quando submetidos a altas temperaturas. Para determinar o módulo de elasticidade do aço na temperatura de incêndio, utiliza-se a tabela 5 conforme explicado anteriormente e retira-se o valor do fator de redução correspondente de $K_{E,\theta}$.

$$K_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \Rightarrow E_\theta = K_{E,\theta} E \quad (3.7)$$

O mesmo é feito para o concreto, utilizando a Tabela 7.

$$E_{cun,\theta} = \frac{f_{ckn,\theta}}{\varepsilon_{cun,\theta}} \Rightarrow E_{cun,\theta} = \frac{K_{cn,\theta} \cdot f_{ckn}}{\varepsilon_{cun,\theta}} \quad (3.8)$$

onde:

$$f_{ckn,\theta} = K_{cn,\theta} \cdot f_{ckn} \quad (3.9)$$

$\varepsilon_{cun,\theta}$ obtido na Tabela 7

A resistência ao fogo é estabelecida em forma de tempo sendo por meio do TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo), presente na norma NBR 14432:2000, na qual os tempos mínimos de exposição ao fogo são estabelecidos entre 30 e 120 minutos, com intervalos de 30 minutos, em função da altura da edificação, da área do pavimento, da ocupação do edifício, das medidas de proteções ativas, entre outras. A Tabela 8 apresenta os fatores de redução, referentes aos tempos mínimos de exposição ao fogo, de acordo com a NBR 14432:2000.

Conforme Queiroz (2001), a norma NBR 14432:2000, estabelece as condições, relativas aos elementos estruturais, que devem ser atendidas pelas edificações para que, na ocorrência de incêndio, seja evitado o colapso da estrutura. Conforme esse autor, os critérios estabelecidos nessa norma baseiam-se na elevação da temperatura dos elementos estruturais considerando as condições de exposição ao incêndio-padrão.

Tabela 8 - Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$

Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)	Tubo de aço $\varphi_{a,\theta}$	Concreto $\varphi_{c,\theta}$
30	1,0	0,8
60	0,9	0,8
90	0,8	0,8
120	1,0	0,8

Utilizando a equação (3.10) determina-se a rigidez efetiva do pilar misto.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_a) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{cun,\theta} I_c) \quad (3.10)$$

Após determinada a rigidez efetiva do pilar misto a flexão, calcula-se a carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio.

Portanto o índice de esbeltez reduzido é determinado pela equação 3.11

$$\lambda_{0,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,RD}}{N_{fi,cr}}} \quad (3.11)$$

Por meio do gráfico da Figura 15 e utilizando o índice de esbeltez reduzido, obtém-se o fator de redução χ_{fi} , a curva **a** (NBR 8800:2008) correspondente aos tubos laminados sem costura, obtendo-se neste estudo um fator de redução igual a 1, pois trata-se de pilares curtos com índice de esbeltez inferior a 0,2.

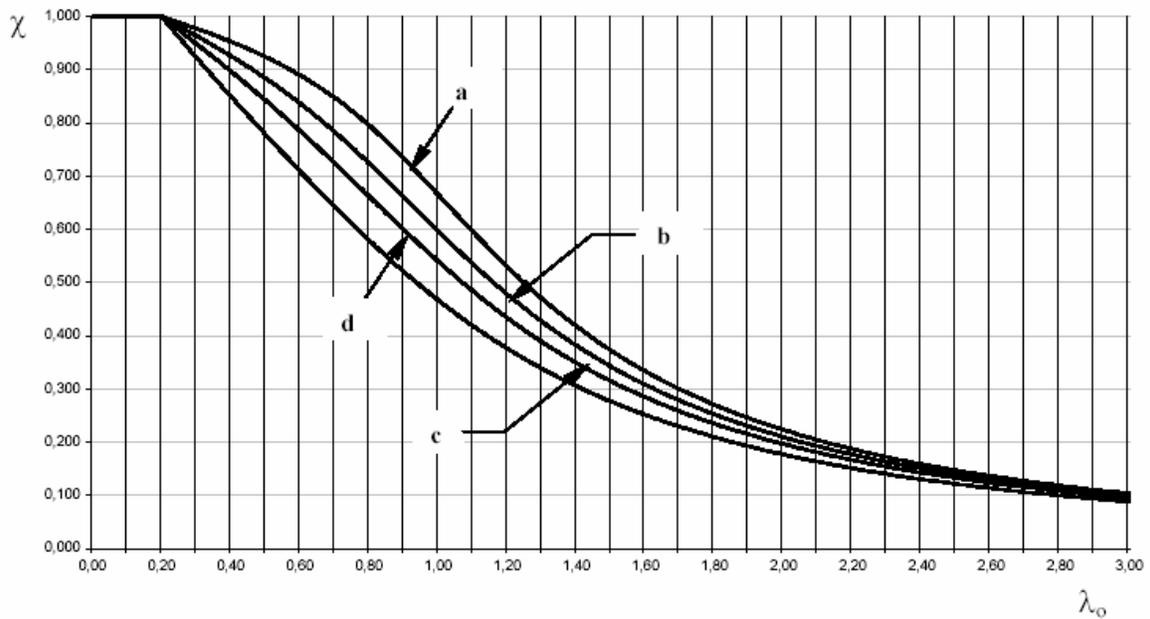


Figura 15 - Curvas de dimensionamento à compressão

Desta maneira, com os resultados obtidos é determinada a força normal resistente de cálculo do pilares misto em situação de incêndio ($N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,pl,Rd}$).

3.2 Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, segundo o projeto de revisão da NBR 8800:2008

Para que as formulações dessa norma sejam satisfatórias, algumas premissas devem ser atendidas. São elas: (1) considerar interação completa entre o aço e o concreto no colapso; (2) as imperfeições iniciais devem ser consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço axialmente comprimidas; (3) o tubo metálico não deve sofrer flambagem local, e (4) o concreto tem densidade normal.

Segundo essa norma, no início do dimensionamento, a primeira verificação que se deve fazer é quanto de contribuição por parte do aço há no sistema misto, conforme é dado na equação (3.12).

$$0,2 < \delta = \frac{f_{yd} \cdot A_a}{N_{Rd,pl}} < 0,9 \quad (3.12)$$

Se $\delta < 0,2$ deve ser dimensionado conforme NBR 6118 (pilar de concreto).

Se $\delta \geq 0,9$ deve ser dimensionado como pilar de aço.

Onde f_y é a tensão de escoamento do tubo metálico, δ fator de contribuição,

A_a área da seção transversal do tubo metálico,

$N_{Rd,pl}$ parcela referente a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total ($N_{Rd,pl}$).

Esta força é dada pela equação (3.13).

$$N_{Rd,pl} = f_{yd} A_a + \alpha f_{cd} A_c + f_{sd} A_s \quad (3.13)$$

Onde:

- A_a área da seção transversal do tubo metálico;
 A_c área da seção transversal de concreto;
 A_s área da seção transversal da armadura (quando houver necessidade);
 f_{yd} resistência de cálculo ao escoamento do tubo metálico;
 f_{cd} resistência de cálculo do concreto à compressão;
 f_{sd} resistência de cálculo ao escoamento da armadura;
 α coeficiente relacionado ao efeito “Rusch”, igual a 0,95 para seções preenchidas.

O índice de esbeltez reduzido ($\lambda_{0,m}$) é apresentado conforme a equação (3.14).

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{R,pl}}{N_e}} \quad (3.14)$$

Onde:

$N_{R,pl}$ é igual $N_{Rd,pl}$, para a plastificação total e N_e a força de flambagem elástica dada na equação (3.15).

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(kL)^2} \quad (3.15)$$

Onde:

EI_e rigidez efetiva da seção mista à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas pela equação (3.16).

$$\begin{aligned} (EI)_e &= E_a I_a + 0,7 E_{c,red} I_c \\ (EA)_e &= E_a A_a + E_{c,red} A_c \end{aligned} \quad (3.16)$$

Sendo que:

- E_a módulo de elasticidade do tubo metálico;

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

I_a e I_c são os momentos de inércia do aço e do concreto.

3.3 Eurocode 4: Projeto de estruturas mistas de concreto e aço – Parte 1-2: Regras gerais. Projeto de estruturas submetidas ao fogo – UNE – ENV 1994 – 1 – 2

O Eurocode 4, parte 1.2, apresenta três modelos de cálculo em situação de incêndio:

- Método Tabular;
- Modelo de cálculo simplificado, para membros específicos da estrutura;
- Modelo de cálculo avançado para simulação do comportamento global da estrutura, para partes da estrutura ou somente para membros da estrutura.

A aplicação do método tabular e do modelo simplificado está limitada em elementos estruturais individuais, considerando a exposição ao fogo em toda sua extensão. A ação térmica está em função das condições de incêndio normalizadas, e supõe-se que existe a mesma distribuição de temperatura em todo seu comprimento.

Os dados dos modelos tabulados e simplificados são conservadores se comparados com ensaios realizados ou modelos de cálculo avançados.

A aplicação dos métodos avançados de cálculo tem por objetivo estudar a resposta frente ao fogo dos elementos estruturais e da estrutura completa, e permite, quando apropriado, a interação entre as partes da estrutura que estão diretamente expostas ao fogo ou não.

Quando não é possível aplicar os métodos tabulados e os modelos simplificados, é necessário utilizar métodos com base nos modelos avançados ou resultados de ensaios.

3.3.1 Método Tabular

Esse método tem a função de verificar o pilar misto de aço e concreto com relação a parâmetros que estão apresentados no item 3.3.1.1, para a condição de seção transversal circular preenchido com concreto e somente válido quando satisfeitas as seguintes condições:

- Utilização da curva de incêndio-padrão dada por norma técnica (ISO 834:1994);
- Os elementos estruturais (pilares) devem ser analisados individualmente;
- Esses pilares devem estar travados, ou seja, impedidos de rotacionar nas extremidades e impedidos de se deslocarem horizontalmente (transladarem);
- A distribuição da temperatura deve ser a mesma em todo seu comprimento, com comprimento máximo de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal do pilar;
- O incêndio deve ser considerado em apenas um andar.

Respeitadas essas condições, podem ser aplicadas as tabelas para cada tipo de seção transversal com as respectivas exigências de utilização, conforme será apresentado.

3.3.1.1 Pilares mistos de tubos de aço preenchidos com concreto

São classificados em função do nível de carga $\eta_{fi,t}$, das dimensões b e h para o caso de seções transversais retangulares e quadradas e d no caso de seções transversais circulares; é função da quantidade ou taxa de armadura longitudinal $A_s / (A_c + A_s)$ e da distância mínima (us) da armadura longitudinal à face interna do tubo de aço.

Quando determinada a capacidade resistente em temperatura ambiente R_d e a capacidade resistente em situação de incêndio $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$, para situações com

níveis de carregamento dados pela tabela 9, devem ser obedecidos os seguintes requisitos:

A resistência ao escoamento do aço deve ter valor de $235 N / mm^2$, independente se o valor real da tensão de escoamento do aço for superior a este;

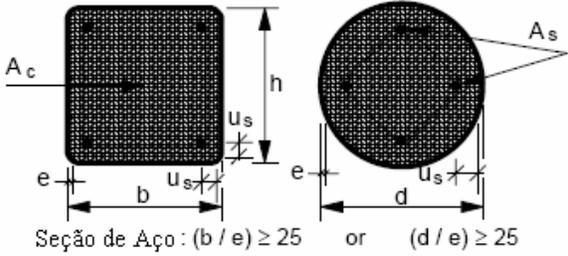
A espessura da parede do tubo deve ser no máximo $1/25$ da distância b ou h no caso de pilares com seção transversal retangular e quadrada e $1/25$ da distância d no caso de seção transversal circular;

As quantidades ou taxas das armaduras longitudinais $A_s / (A_c + A_s)$ devem ser inferiores a 3%, caso forem superiores, devem ser desprezadas essas taxas excedentes.

A resistência do concreto deve ser calculada como para a temperatura ambiente.

Os valores fornecidos pela tabela 8 são válidos para classe de aço S 500 usado na armadura longitudinal A_s .

Tabela 9 - Dimensões e distâncias recomendadas no uso dos pilares preenchidos com concreto

 <p>Seção de Aço: $(b/e) \geq 25$ or $(d/e) \geq 25$</p>	TRRF (min)				
	R30	R60	R90	R120	R180
Mínima Seção para nível de carga $\leq 0,28$					
Dimensão mínima hc e bc (mm)	160	200	220	260	400
Dist. Mínima da amadura us	-	30	40	50	60
Porcentagem de Armadura % As	0	1,5	3	6	6
Mínima Seção para nível de carga $\leq 0,47$					
Dimensão mínima hc e bc (mm)	260	260	400	450	500
Dist. Mínima da amadura us	-	30	40	50	60
Porcentagem de Armadura % As	0	3	6	6	6
Mínima Seção para nível de carga $\leq 0,66$					
Dimensão mínima hc e bc (mm)	260	450	550	-	-
Dist. Mínima da amadura us	25	30	40	-	-
Porcentagem de Armadura % As	3	6	6	-	-

3.3.2 Modelo de cálculo simplificado

O Eurocode 4 Parte 1.2, apresenta um modelo geral simplificado de dimensionamento de pilares mistos para qualquer tipo de seção transversal conforme será apresentado no item 3.3.2.1, e outro referente ao caso específico de seção transversal preenchida pelo concreto conforme item 3.3.2.2.

3.3.2.1 Modelo de cálculo simplificado geral

Este primeiro modelo de cálculo simplificado deve ser utilizado respeitando as seguintes condições:

- Utilização da curva de incêndio-padrão dada por norma técnica (ISO 834:1994);
- Os elementos estruturais (pilares) devem ser analisados individualmente;
- Esses pilares devem estar travados, ou seja, impedidos de rotacionar nas extremidades e impedidos de se deslocarem horizontalmente (transladarem);
- O incêndio deve ser considerado em apenas um andar.

Quando os pilares mistos são expostos aos gases quentes e à radiação proveniente do incêndio, os materiais que o constituem o aço, o concreto e as armaduras sofrem redução da resistência e da rigidez. As propriedades mecânicas do aço, do concreto e da armadura reduzem-se progressivamente com a elevação da temperatura.

A força normal resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio $N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,pl,Rd}$ é dada pela força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio ($N_{fi,pl,Rd}$) reduzida por um fator de redução do aço, referente ao comprimento de flambagem para cada tipo de seção transversal. Essa força normal em situação de incêndio depende da soma dos produtos das áreas dos elementos que constituem os pilares mistos com seus respectivos limites de escoamento na temperatura θ , conforme a eq. 3.17.

$$N_{f\bar{i},pl,RD} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,f\bar{i},a} + \sum_m (A_{S,\theta} f_{Sy\theta}) / \gamma_{M,f\bar{i},S} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c\theta}) / \gamma_{M,f\bar{i},c} \quad (3.17)$$

O módulo de elasticidade e a resistência ao escoamento do aço e do concreto sofrem redução com o aumento da temperatura. O módulo de elasticidade está relacionado à rigidez e a resistência ao escoamento está relacionada à resistência da peça estrutural aos esforços internos oriundos do carregamento aplicado.

As tabelas 10 e 11 apresentam os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade em temperatura elevada para os seguintes materiais: aço, concreto e armadura longitudinal, respectivamente.

Tabela 10 - Fatores de Redução do aço

θ_a	$K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$K_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$K_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$K_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1	1	1	1,25
100	1	1	1	1,25
200	0,9	0,807	1	1,25
300	0,8	0,613	1	1,25
400	0,7	0,42	1	1
500	0,6	0,36	0,78	0,78
600	0,31	0,18	0,47	0,47
700	0,13	0,075	0,23	0,23
800	0,09	0,05	0,11	0,11
900	0,0675	0,0375	0,06	0,06
1000	0,045	0,025	0,04	0,04
1100	0,0225	0,0125	0,02	0,02
1200	0	0	0	0

Tabela 11 - Fatores de Redução do concreto

θ_a	$K_{c,\theta}$ Densidade Normal	$K_{c,\theta}$ Densidade Baixa	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^{-3}$
20	1	1	2,5
100	1	1	4
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7
400	0,75	0,88	10
500	0,6	0,76	15
600	0,45	0,64	25
700	0,3	0,52	25
800	0,15	0,4	25
900	0,08	0,28	25
1000	0,04	0,16	25
1100	0,01	0,04	25
1200	0	0	-

Para se obter o fator de redução χ_{fi} , referente às curvas de flambagem dos aços, apresentado na figura 15 deve-se conhecer o comprimento de flambagem para cada tipo de seção de pilar de aço em estudo e para isto o valor do índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, conforme a eq. 3.18, que é a relação entre a força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio ($N_{fi,pl,Rd}$) e a carga crítica de Euler que está relacionada com a rigidez da seção transversal em situação de incêndio para uma determinada temperatura θ na qual os materiais estão submetidos, e com o comprimento de flambagem durante essa situação de incêndio, como mostra a eq. 3.19.

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,RD}}{N_{fi,cr}}} \quad (3.18)$$

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{l_{\theta}^2} \quad (3.19)$$

É necessário determinar a rigidez efetiva do pilar misto à flexão obtida pela somatória dos produtos entre os módulos de elasticidade, coeficiente de redução e momento de inércia, de cada elemento constituinte do pilar misto, conforme a eq. 3.20.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_m (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (3.20)$$

Os valores dos módulos de elasticidade reduzidos são obtidos utilizando os fatores de redução conforme foi apresentado nas tabelas 9 e 10. O módulo de elasticidade secante do concreto é determinado pela redução da resistência característica a compressão em relação à deformação do concreto correspondente a esta temperatura de incêndio.

O Eurocode 4 parte 1.2 apresenta os fatores de redução que dependem dos efeitos térmicos nos elementos constituintes do pilar misto, como mostra a tabela 12.

Tabela 12 - Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$

Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)	Tubo de aço $\varphi_{a,\theta}$	Concreto $\varphi_{c,\theta}$
30	1,0	0,8
60	0,9	0,8
90	0,8	0,8
120	1,0	0,8

Utilizando o comprimento de flambagem reduzido em situação de incêndio, determina-se o fator de redução χ_{fi} e a força normal resistente de cálculo do pilares misto em situação de incêndio ($N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,pl,Rd}$).

3.3.2.2 Procedimento de Cálculo simplificado específico para pilares mistos de aço preenchidos com concreto

Esse modelo de cálculo permite o uso desse tipo de seção transversal, desde que respeite as seguintes condições de utilização:

- O comprimento de flambagem deve ser inferior ou igual a 4,5m;
- A altura da seção transversal b ou o diâmetro deve estar compreendida entre 140 mm e 400 mm;
- A classe de concreto deve estar compreendida entre C20/25 e C40/50;
- A porcentagem de armadura deve estar entre 0% e 5%;
- O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) deve ser no máximo 120 min.

3.3.2.3 Força normal resistente em temperatura elevada

O procedimento de cálculo para este tipo de seção leva em consideração a variação da temperatura na seção transversal e o cálculo da força resistente axial para essa temperatura obtida.

Para o cálculo da temperatura, devem ser utilizados modelos de cálculo avançados com as respectivas propriedades térmicas dos materiais.

Esse modelo de cálculo permite que a extremidade do pilar esteja livre para deformações.

A carga axial resistente em temperaturas elevadas é determinada quando a curva de plastificação da seção transversal em temperatura elevada se cruza com a curva referente a carga crítica de Euler. Nesse instante é considerada a força resistente da seção transversal em temperaturas elevadas.

Dividindo-se a seção transversal em elementos finitos e impondo-se uma deformação específica, em cada ponto dessa seção existirá uma deformação e uma tensão referente a essa deformação, como está apresentado na figura 16.

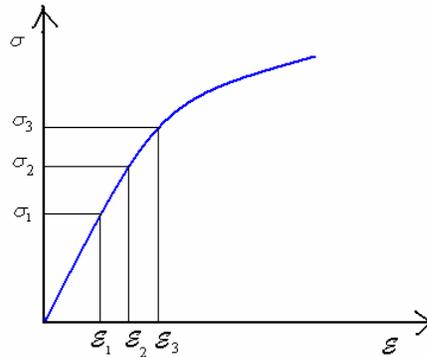


Figura 16 - Gráfico da relação tensão x deformação

A partir do momento em que se aplica uma deformação na seção transversal, a carga resistente de plastificação $N_{fi,pl,Rd}$ e a tensão em cada ponto do material $\sigma_{i,\theta}$ em uma determinada temperatura aumentam em relação à deformação, e conseqüentemente a carga crítica de Euler $N_{fi,cr}$ e o módulo de elasticidade $E_{i,\theta,\sigma}$ para essa tensão na temperatura elevada diminuem ao ponto dessas duas curvas se cruzarem; nesse instante é considerada a força resistente de cálculo em temperatura elevada, como está apresentado na figura 17.

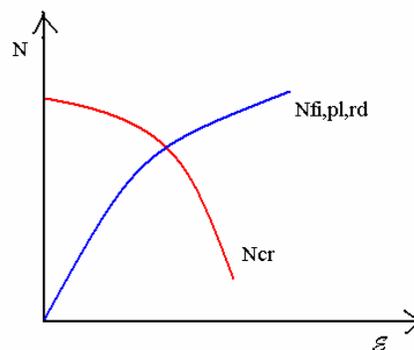


Figura 17 - Curva Crítica de Euler e Curva de Força de Pastificação

A força resistente de cálculo em temperatura elevada é obtida por meio das seguintes eqs. 3.21, 3.22 e 3.23.

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (3.21)$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_a \sigma_{a,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_c \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} + \frac{A_s \sigma_{s,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}} \quad (3.22)$$

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s]}{l_\theta^2} \quad (3.23)$$

3.3.3 Modelos de cálculo avançado

O modelo de cálculo avançado é um modelo mais realístico que pode ser utilizado tanto para estruturas isoladas como no caso da análise global da estrutura em situação de incêndio. Esse modelo requer o uso de recursos mais avançados de determinação da temperatura e propriedades mecânicas dos materiais, por isso ele é utilizado mediante o uso de softwares específicos para cada tipo de situação em estudo.

Pode ser utilizado para qualquer tipo de seção transversal e qualquer curva de incêndio.

Permite avaliar o comportamento térmico das estruturas, bem como a distribuições das temperaturas e variações das propriedades térmicas dos materiais, além da análise mecânica com obtenção dos esforços solicitantes e resistentes e análise das propriedades mecânicas dos materiais, permitindo que se tenha uma análise real da estrutura em situação de incêndio.

4 METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL

A pesquisa tem como preocupação central identificar os fatores que determinam ou que contribuem para a ocorrência dos fenômenos, por isso se classifica como pesquisa explorativa. E como já se sabe, a maioria das pesquisas desse grupo pode ser classificada como experimentais e *ex-post-facto*. Esta se enquadra nas experimentais por se tratar de determinar um objeto de estudo, selecionar as variáveis que seriam capazes de influenciá-lo, definir as formas de controle e de observar os efeitos que a variável produz no objeto.

4.1 Ensaios pilotos

A função da realização dos ensaios pilotos nesse estudo, foi verificar a melhor situação de ensaios buscando resultados que ajudassem na realização dos ensaios principais.

Nos ensaios pilotos o objetivo do trabalho foi verificar o tempo em que o núcleo de concreto levaria para atingir a temperatura do forno, fixada aproximadamente 370°C, diferentemente dos ensaios principais.

Para a realização dos ensaios, foram utilizados tubos circulares, com diâmetro de 114,3 mm e espessura de 8,6 mm (vide figura 18), aço com Tensão de escoamento:

($F_y=300$ MPa), Módulo de Elasticidade: $E=205.000$ (N/mm²), conforme especificação técnica do catálogo da empresa fornecedora.

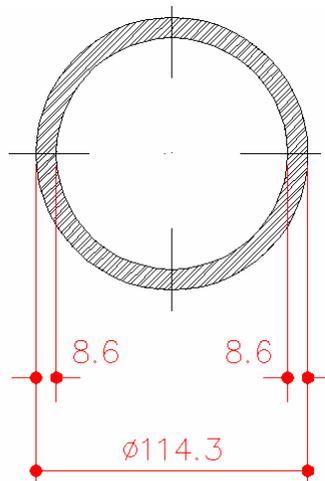


Figura 18 - Seção Típica dos Tubos

Todos os tubos foram cortados com comprimento igual a 300 mm para a situação de pilar misto curto. Após o corte dos tubos, foram feitos quatro furos com broca de 15/64 - na parte superior dos tubos, com distância do centro dos furos até a superfície dos tubos de 25 mm, com intuito de liberar o vapor de água produzido pelo aquecimento do concreto para que não houvesse risco de explosão do pilar misto devido à pressão interna ficar relativamente grande. Também, foram feitos dois furos na lateral dos tubos com a mesma broca para a passagem dos termopares, um na metade do tubo para a instalação do termopar que mede a temperatura no núcleo do concreto e o outro a $\frac{1}{4}$ na parte inferior do tubo que mede a temperatura na interface aço-concreto (conforme figura 19).

Além desses dois termopares citados, também foi utilizado um terceiro termopar, localizado a $\frac{1}{4}$ da parte superior do tubo, sendo este apenas encostado na superfície do tubo para medir a temperatura externa do pilar misto.

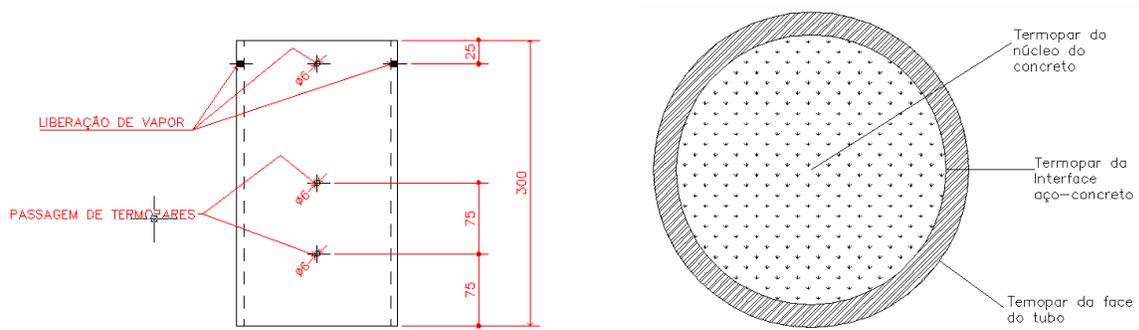


Figura 19 - Posicionamento dos Furos

Foi utilizado esmeril manual para a retirada de cavacos e escareamento dos locais furados nas superfícies dos tubos.

Acessórios metálicos foram desenvolvidos com a finalidade de se prevenir a fuga do concreto ou até mesmo da água utilizada na confecção do concreto, durante o processo de concretagem e cura, ver figura 20.

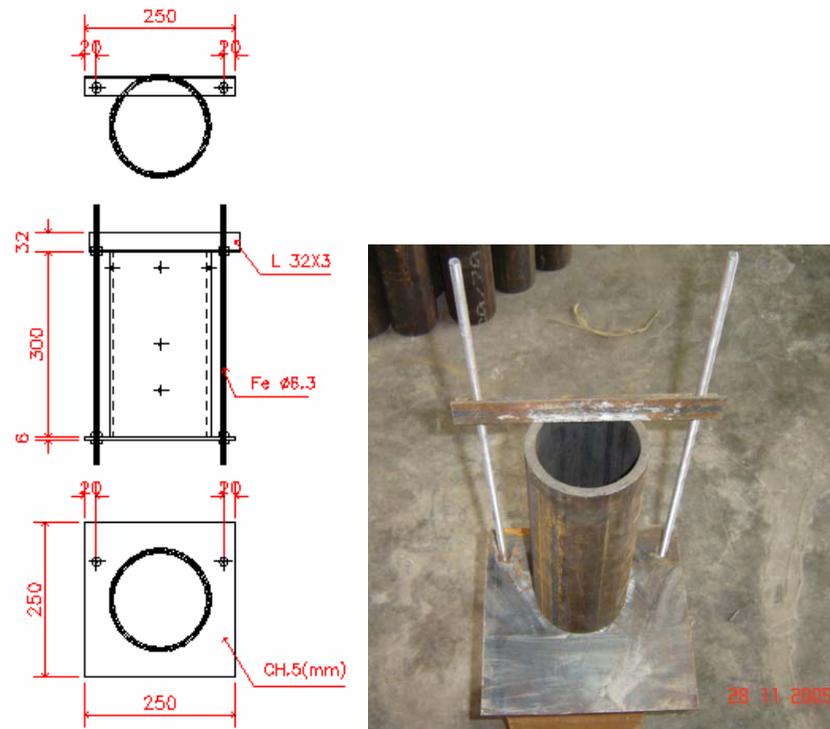


Figura 20 - Esquema de Montagem

Para se evitar a perda de água e/ou concreto, foi utilizado cera para a vedação dos furos e juntas.

Todos os materiais foram pesados na balança eletrônica e a mistura foi feita através de uma betoneira com capacidade para 80L. Foram concretados dez pilares mistos e moldados nove corpos-de-prova cuja finalidade foi servir como calibração para os ensaios principais. Os corpos-de-prova foram preenchidos em duas camadas e utilizou-se uma haste para o adensamento, como pode ser visto na figura 21. Os corpos-de-prova foram levados a uma mesa vibratória para respectivo adensamento.

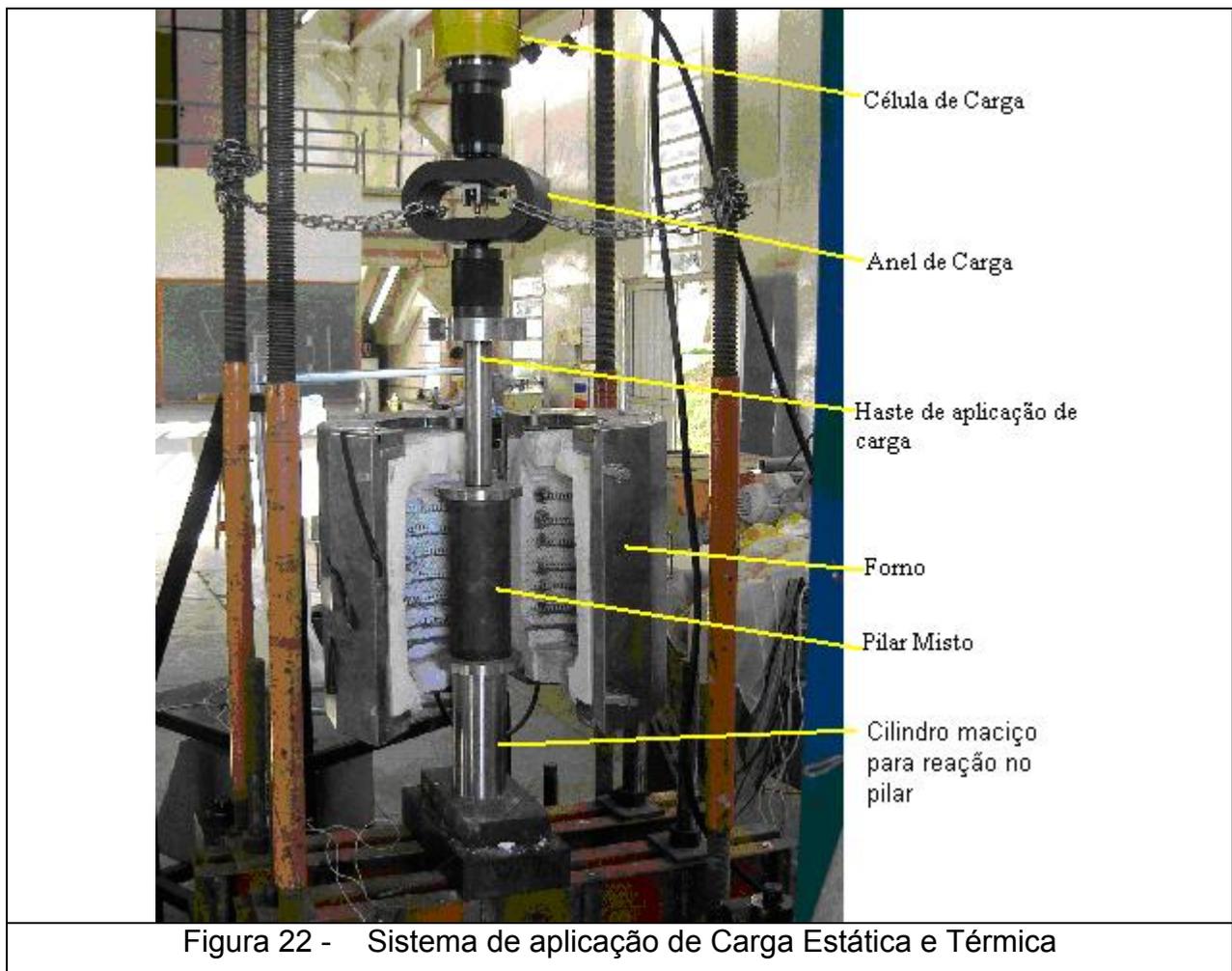


Figura 21 - Moldagem dos Pilares Mistos

Durante a concretagem, foi realizado o ensaio para determinar o Slump do concreto, obtendo um valor 16,5cm. Após o preenchimento dos tubos com concreto, foi utilizada uma desempenadeira para regularizar o topo dos tubos.

A cura foi feita ao ar livre, sendo na primeira semana coberta com uma manta plástica.

O primeiro ensaio constituiu na instalação do pilar misto no sistema prensa-forno, conforme a figura 22, sendo observada a necessidade de melhor precisão no paralelismo entre as faces dos tubos de aço no momento dos cortes.



O ensaio iniciou-se com a aplicação de carga até chegar em 35 toneladas, que corresponde aproximadamente 40% do carregamento último em temperatura ambiente, projetado conforme especificações da norma NBR 8800:2008, para pilares mistos.

Ocorreram alguns aspectos importantes e comprometedores no ensaio. A flange de aço que recebe o carregamento da haste e transfere ao pilar misto, não suportou o carregamento e puncionou (vide figura 23 e 24).

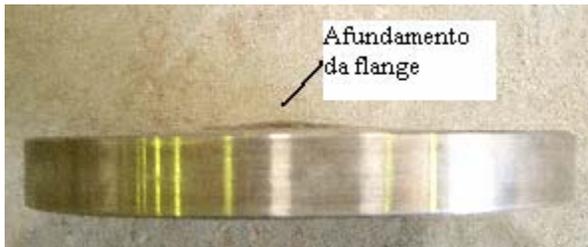


Figura 23 - Afundamento da flange



Figura 24 - Haste e flange para aplicação de carga

A figura 25 apresenta o gráfico da temperatura medida no forno, no tubo de aço, na interface aço-concreto e no núcleo do concreto.

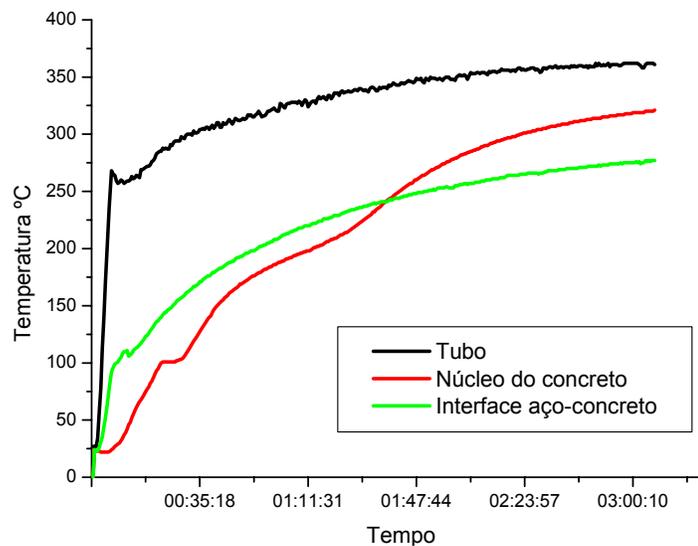


Figura 25 - Curvas de Tempo X Temperatura

Após a análise dos resultados dos ensaios pilotos e exame de qualificação do mestrado, foram necessárias algumas mudanças na metodologia aplicada para adequar às especificações de normas técnicas.

4.2 Ensaio Principais

Este trabalho proporcionará informações técnicas para o entendimento do comportamento de pilares mistos submetidos ao efeito de altas temperaturas, o qual consiste em verificar a capacidade resistente residual daqueles.

Os ensaios sob altas temperaturas consistiram em determinar a temperatura atingida em pontos internos e externos dos pilares mistos para tempos requeridos de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos, conforme a NBR 14432:2000, com e sem aplicação de força durante a fase de aquecimento, sendo utilizado para os ensaios um forno que desenvolve a curva de elevação de temperatura semelhante à curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994.

Houve a necessidade de um pré-aquecimento de 25 minutos no forno devido a este não conseguir desenvolver a curva da ISO 834:1994 para os primeiros minutos de ensaio. Desta maneira, aplicando-se uma temperatura constante de 200°C o pilar foi pré-aquecido tornando possível o forno desenvolver curvas de ensaio semelhante à curva de incêndio-padrão. Tal pré-aquecimento foi utilizado em todos os ensaios.

A análise da curva de elevação de temperatura do forno deve ser considerada a partir dos 25 minutos, ou seja, nesse instante é considerado o tempo zero da curva de incêndio-padrão. Portanto para os tempos de 30 min, 55 min e 85 min dessa curva, correspondem a 5 min, 30 min e 60 min na curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994, conforme figura 26.

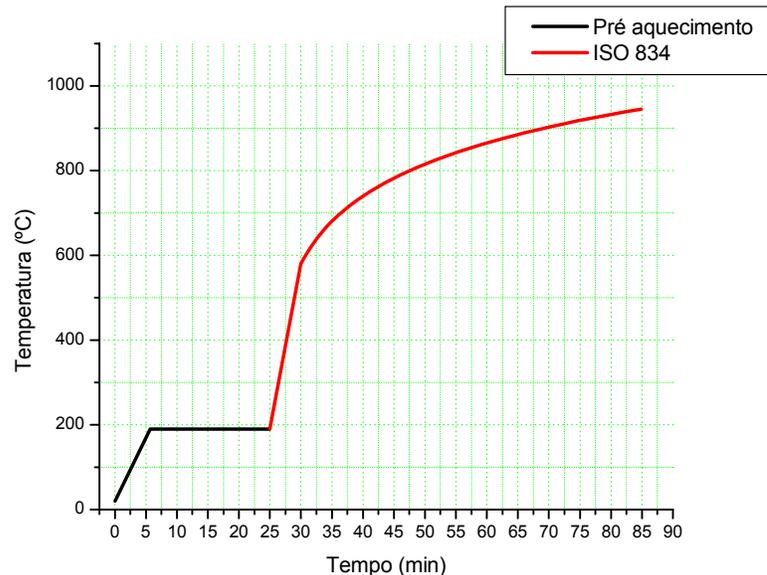


Figura 26 - Curva de elevação da temperatura com pré-aquecimento

Foram realizados dezoito ensaios de pilares mistos, vide tabela 13, nos quais doze foram carregados em serviço com 50% da capacidade resistente da seção mista na temperatura de incêndio, sendo denominados como EFC (Ensaio com Fogo com Carga) e seis sem aplicação de carga durante o aquecimento, sendo denominados como EFS (Ensaio com Fogo sem Carga).

A determinação da capacidade resistente em temperatura elevada foi obtida por meio de um estudo numérico realizado em conjunto com a Universidade de São Paulo, utilizando um *software* que permitiu avaliar a temperatura teoria atingida e determinar os valores ideais de carga aplicados nos pilares mistos submetidos a uma curva de temperatura desenvolvida pelo forno existente na Unicamp, a qual se assemelha a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994.

Utilizando-se essa capacidade resistente teórica em altas temperaturas, pôde-se aplicar uma carga aproximada de 50% dessa capacidade resistente, onde visou à busca de valores ideais de carga para a aplicação nos pilares mistos submetidos a uma

curva de temperatura desenvolvida pelo forno existente na Unicamp, a qual se assemelha a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994.

Foi estabelecida uma altura padrão de 30 cm para todos os pilares mistos, respeitando as dimensões internas do forno existente na Unicamp e que atende a condição de pilar misto curto, com índice de esbeltez $\lambda < 0,2$.

Tabela 13 - Características dos Materiais Utilizados na Confeção dos Modelos

Séries	D (mm)	e (mm)	D/e	Altura (mm)	f_y (MPa)	f_{cm} (MPa)	t (min)
EFC 11	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	30
EFC 12	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	30
EFC 13	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	60
EFC 14	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	60
EFC 21	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	30
EFC 22	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	30
EFC 23	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	60
EFC 24	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	60
EFC 31	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	30
EFC 32	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	30
EFC 33	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	60
EFC 34	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	60
EFS 11	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	30
EFS 13	114,3	6,0	19,05	300	305,1	28	60
EFS 21	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	30
EFS 23	114,3	8,6	13,29	300	331,5	28	60
EFS 31	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	30
EFS 33	141,3	6,3	21,41	300	324,8	28	60

As variáveis envolvidas neste estudo comparativo foram:

- D diâmetro externo (mm);
- e espessura do tubo (mm);
- f_y Resistência característica à compressão do aço (MPa);
- f_{cm} Resistência média à compressão do concreto (MPa);
- t tempo de exposição.

Os valores das resistências ao escoamento do aço e resistência característica a compressão do concreto que estão apresentados na tabela 13, foram desenvolvidos pelo trabalho de iniciação científica da aluna Natália Lo Tieréz e estão apresentados no anexo A.

O intuito da utilização e não-utilização de 50% da capacidade resistente em temperatura de incêndio durante a fase de aquecimento foi verificar se existia influência na capacidade resistente residual do pilar misto, após esfriado até a temperatura ambiente. Além de considerar que nessa intensidade de carregamento não ocorreria a deformação plástica da seção, preservando suas dimensões iniciais e permitindo que fossem submetidos a ensaios estáticos de aplicação de força até sua ruína.

Esses valores estão indicados na tabela 14, lembrando que eles servem como referência para o controle do carregamento durante os ensaios, e que o objetivo do estudo foi verificar a capacidade residual desses pilares depois de esfriados até a temperatura ambiente.

Tabela 14 - Força utilizada nos ensaios durante a elevação da temperatura

PILARES MISTOS	Tempo (min)	Nfi,Rd (kN)	Carga Aproximada Aplicada no ensaio 0,5. Nfi,Rd (kN)
EFC11	30	233,74	116,87
EFC12	30	233,74	116,87
EFS11	30	233,74	—
EFS13	60	78,2	39,5
EFC14	60	78,2	39,5
EFS13	60	78,2	—
EFC21	30	295,98	150,92
EFC22	30	295,98	150,92
EFS21	30	295,98	—
EFC23	60	87,51	45,48
EFC24	60	87,51	45,48
EFS23	60	87,51	—
EFC31	30	389,67	194,84
EFC32	30	389,67	194,84
EFS31	30	389,67	—
EFC33	60	159,25	79,63
EFC34	60	159,25	79,63
EFS33	60	159,25	79,63

Como pode ser visto na figura 27, para um caso genérico de pilar misto preenchido com concreto, com aplicação de carga constante e variação da temperatura, o instante em que a curva deformação axial X tempo atinge o pico máximo (trecho I), o tubo de aço absorve praticamente todo o carregamento aplicado. Após esse instante (trecho II), ele começa a perder capacidade resistente e plastificar, transferindo os esforços para o concreto.

Desta forma, utilizando-se um carregamento de 50% da capacidade resistente da seção mista na temperatura de incêndio, não será atingido o pico de deformação do trecho I e em consequência disso a não-plastificação da seção.

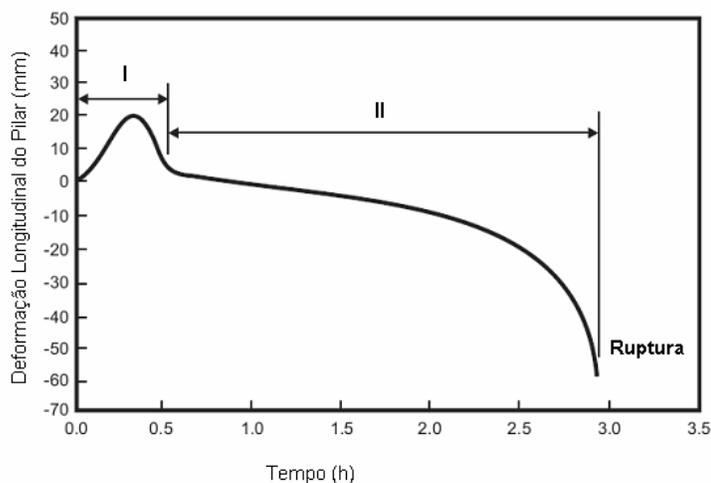


Figura 27 - Deformação axial como função do tempo de exposição

Os resultados dos ensaios em temperatura ambiente de Simões, R.(2008), cujos protótipos ensaiados tem dimensões idênticas à desta pesquisa, servirão de comparação com os resultados dos ensaios dos pilares mistos após exposição às altas temperaturas para a verificação da capacidade resistente residual.

4.2.1 Características dos pilares principais

Os tubos utilizados foram cortados com 30 cm de altura e faceados em torno mecânico para que fossem evitadas excentricidades no carregamento. Em seguida, eles foram colados e vedados em chapas metálicas lisas com silicone, para evitar a perda de água do concreto durante o processo de concretagem, como mostra a figura 28.

Os acessórios metálicos que foram utilizados nos ensaios pilotos foram substituídos pelas chapas, devido terem maior custo e provocarem desnivelamento no

concreto da superfície de contato com os tubos metálicos, criando excentricidades durante a fase de aplicação de carga.



Figura 28 - Fixação dos tubos na chapa metálica por meio de silicone

Foram feitos furos com diâmetro de $3/16''$ nos tubos de aço, inferiores aos furos de $15/64''$, para a instalação de acessórios (fios metálicos com diâmetro de $1/8''$) antes da concretagem, cujo objetivo foi permitir a passagem dos termopares (medidores de temperatura) em pontos internos padronizados para todos os ensaios, conforme as figuras 29 e 30. Após a cura, tais acessórios foram removidos deixando os furos para passagem dos termopares.

Os termopares foram fixados em três pontos em comum, para cada seção transversal, sendo no núcleo do concreto, na interface entre o aço e o concreto e na superfície externa do tubo de aço, conforme a figura 31.

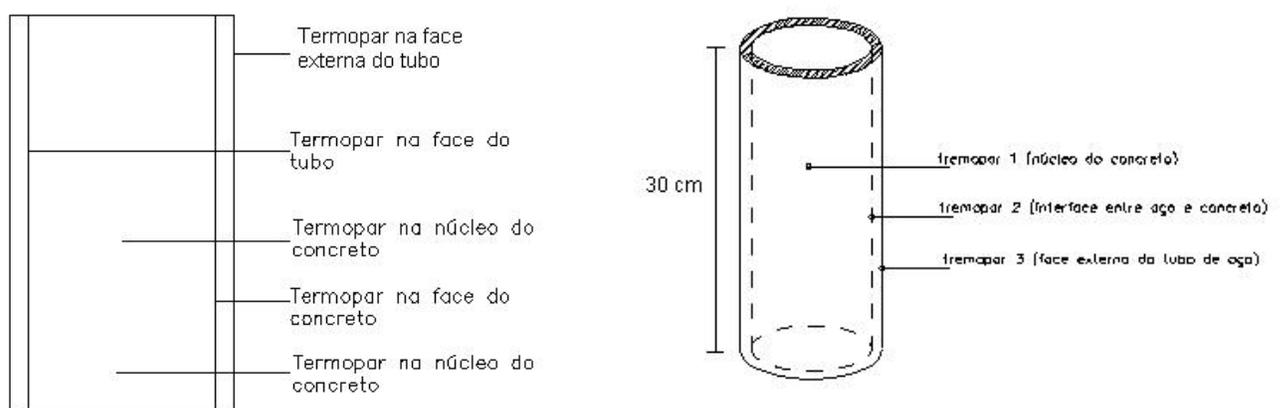


Figura 29 - Posicionamento dos termopares



Figura 30 - Tubos posicionados para concretagem



Figura 31 - Posicionamento dos acessórios nos tubos

Após, aproximadamente, três horas do preenchimento de todos os tubos com concreto com cimento CP-V, toda a superfície foi regularizada com a utilização de desempenadeira com objetivo de se evitar excentricidades no carregamento (figura 32). A cura foi feita ao ar livre durante 60 dias, como mostra a figura 33, devido a preparação dos acessórios de aplicação de carga, preparação do forno e desenvolvimento da nova haste de aplicação de carga para situação de incêndio, em substituição à primeira citada no item 4.1.

A resistência característica média à compressão do concreto foi de 28 MPa.



Figura 32 - Superfície dos tubos regularizada



Figura 33 - Cura ao ar livre

4.2.2 Ambiente e Equipamentos

O ambiente para o desenvolvimento dos ensaios foi o laboratório de Estruturas da Unicamp. Para os ensaios utilizaram-se duas prensas uma com capacidade de força de 500 tf e outra de 60 tf, além de um forno para temperaturas de até aproximadamente 1200°C.

O forno utilizado nos ensaios tem capacidade de programar e desenvolver curvas de elevações de temperatura para diferentes casos, bem como de aproximar a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1994.

Suas características são de um forno tubular, bipartido com suporte central pra corpo-de-prova e arranjo de termopares, com estrutura em aço inoxidável, comunicação

com o micro-computador e software de controle gráfico colorido, possui controlador para aquisição de dados de temperatura e micro-computador para acionar o sistema de dados da queima, como pode ser observado na figura 34.



Figura 34 - Pilar misto dentro do forno

Foi implantado um sistema de ensaio em que o forno utilizado foi acoplado à prensa de 60 toneladas, permitindo a aplicação de carregamentos estáticos juntamente com a variação da temperatura, conforme a figura 35.



Figura 35 - Sistema de ensaio de carregamento em alta temperatura

4.2.3 Coleta de dados

A coleta de dados consistiu na aquisição da temperatura com o uso de termopares, das deformações com o uso de *strain gages* e relógios comparadores, da aplicação de carregamentos por meio de uma prensa e anel de carga. A coleta dos resultados foi feita por meio de microcomputadores, filmadoras, máquinas fotográficas e aqisitor de dados.

4.2.4 Ensaaios

Os ensaios principais foram divididos em grupos em função das dimensões dos tubos de aço e tempo de exposição ao fogo. Cada grupo foi dividido em relação à aplicação ou não de carga durante a fase de aquecimento.

Foram fixados tempos de exposição ao fogo de 30 e 60 minutos e utilizados termopares para obter as temperaturas em pontos internos e externos dos pilares. Depois de atingido esses tempos, os pilares foram esfriados até a temperatura ambiente e submetidos a ensaios estáticos de aplicação de carga até a ruína para verificação da capacidade resistente residual.

Cada grupo foi definido da seguinte maneira:

Grupo 1: EFC11, EFC 12, EFS11

Grupo 2: EFC 13, EFC14, EFS13

Grupo 3: EFC 21, EFC22, EFS21

Grupo 4: EFC23, EFC 24, EFS23

Grupo 5: EFC31, EFC 32, EFS31

Grupo 6: EFC33, EFC 34, EFS33

A preparação do ensaio consistiu nas seguintes etapas:

- 1 - Acoplamento do forno ao sistema de prensa, como mostra a figura 36;
- 2 - Instalação do suporte maciço em aço inoxidável;
- 3 - Posicionamento do pilar misto no suporte, de uma maneira que fosse possível instalação dos termopares;
- 4 - Instalação da haste de aplicação de cargas apoiada no pilar misto;
- 5 - Instalação da placa metálica com dois relógios comparadores;
- 6 - Posicionamento do anel de carga;
- 7 - Instalação dos termopares no pilar misto;
- 8 - Fechamento do forno;

- 9 - Posicionamento da manta em cima e embaixo do forno;
- 10 - Ajuste do relógio do anel de carga e dos relógios comparadores;
- 11 - Aplicação da carga;
- 12 - Acionamento do forno por meio de computador.

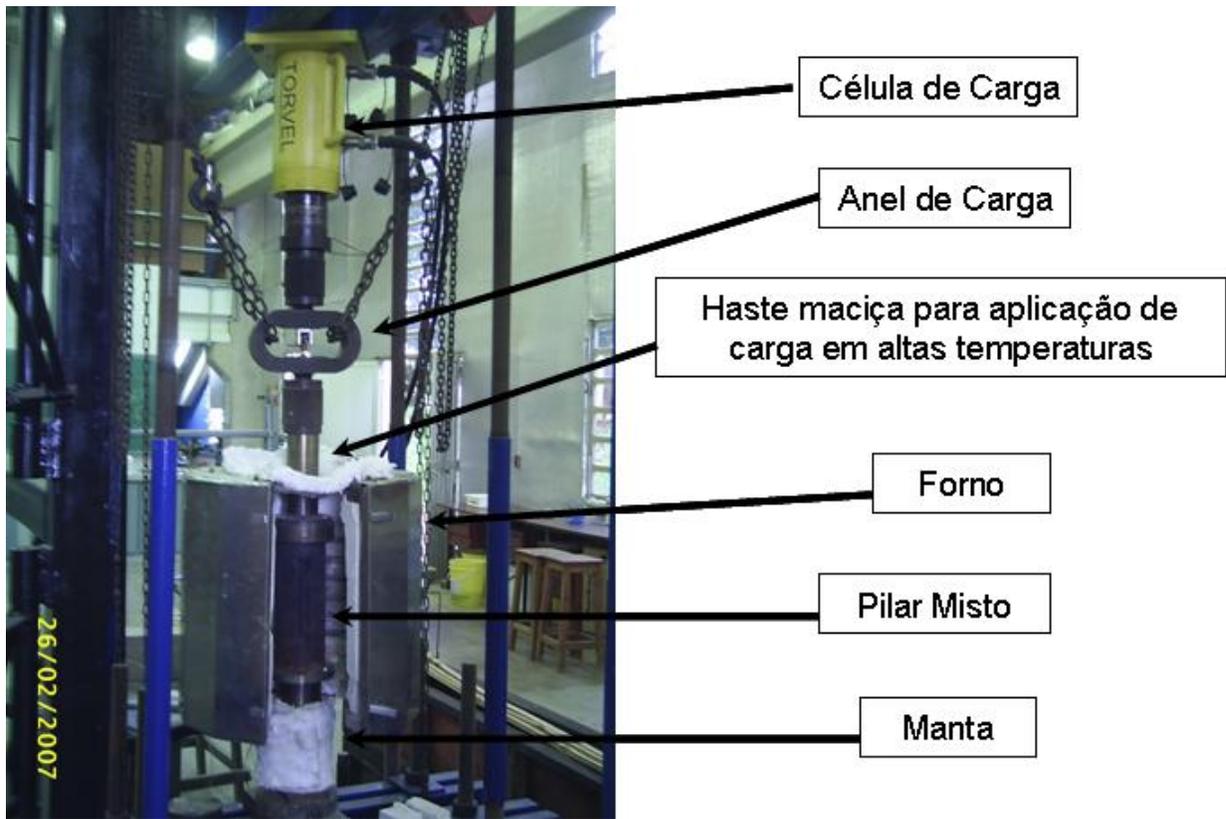


Figura 36 - Sistema de aplicação de carga com a exposição a altas temperaturas

O sistema de aplicação de carga juntamente com a exposição a altas temperaturas foi feito por meio do acoplamento do forno no sistema de prensa com célula de carga para capacidade de até 60 tf.

Foi utilizado um suporte maciço de reação que tinha a finalidade de resistir aos carregamentos aplicados no pilar e às altas temperaturas.

O posicionamento do pilar misto no suporte maciço de aço ficou em função dos furos no pilar para instalação dos termopares, de uma maneira que estes ficassem localizados entre as aberturas do forno.

A aplicação de carga no pilar foi por meio de uma haste maciça que tinha função de resistir aos carregamentos e temperaturas aplicadas. Utilizou-se uma nova haste para aplicação de carga, em substituição a primeira que foi perdida nos ensaios pilotos mencionados no item 4.3.

Para que fosse feito o controle do alongamento do pilar, foram utilizados dois relógios comparadores em cima de uma placa metálica (vide figura 37), de tal maneira que a deformação não atinge o pico da curva no trecho I da figura 27 e um relógio comparador acoplado ao anel de carga, o qual era utilizado para manter constante a carga aplicada. A leitura dos três relógios era registrada manualmente.

Esse sistema de ensaio utilizou um anel de carga com finalidade de transmitir o carregamento aplicado pela célula de carga ao pilar misto.

Os termopares referentes ao núcleo do concreto e a interface entre o aço e o concreto foram instalados antes do fechamento do forno, para garantir o seu adequado posicionamento. Já os termopares da superfície externa do pilar foram instalados após o fechamento do forno.

A utilização de uma manta térmica, com mesmo material de isolamento interna do forno, serviu para impedir a propagação do calor para fora do forno, preservando os relógios comparadores e anel de carga, como pode ser visto na figura 38.

O anel de carga foi zerado antes de aplicar força no pilar, essa aplicação de força foi feita por meio de um macaco hidráulico com controle manual, como mostra a figura 39, ou seja, à medida que o pilar se dilatava longitudinalmente era aliviada a força aplicada, porém mantendo a mesma intensidade do carregamento. Esse

carregamento estava em função da deformação visualizada no relógio do anel de carga.

Após ajustados os relógios e aplicado o carregamento desejado, o forno foi acionado por meio de um computador que registrava os dados de temperatura por meio dos termopares. Esse forno foi programado para curva de elevação de temperatura, semelhante a da ISO 834:1994, porém com um pré-aquecimento com duração de 25 minutos com temperatura de aproximadamente 200°C.

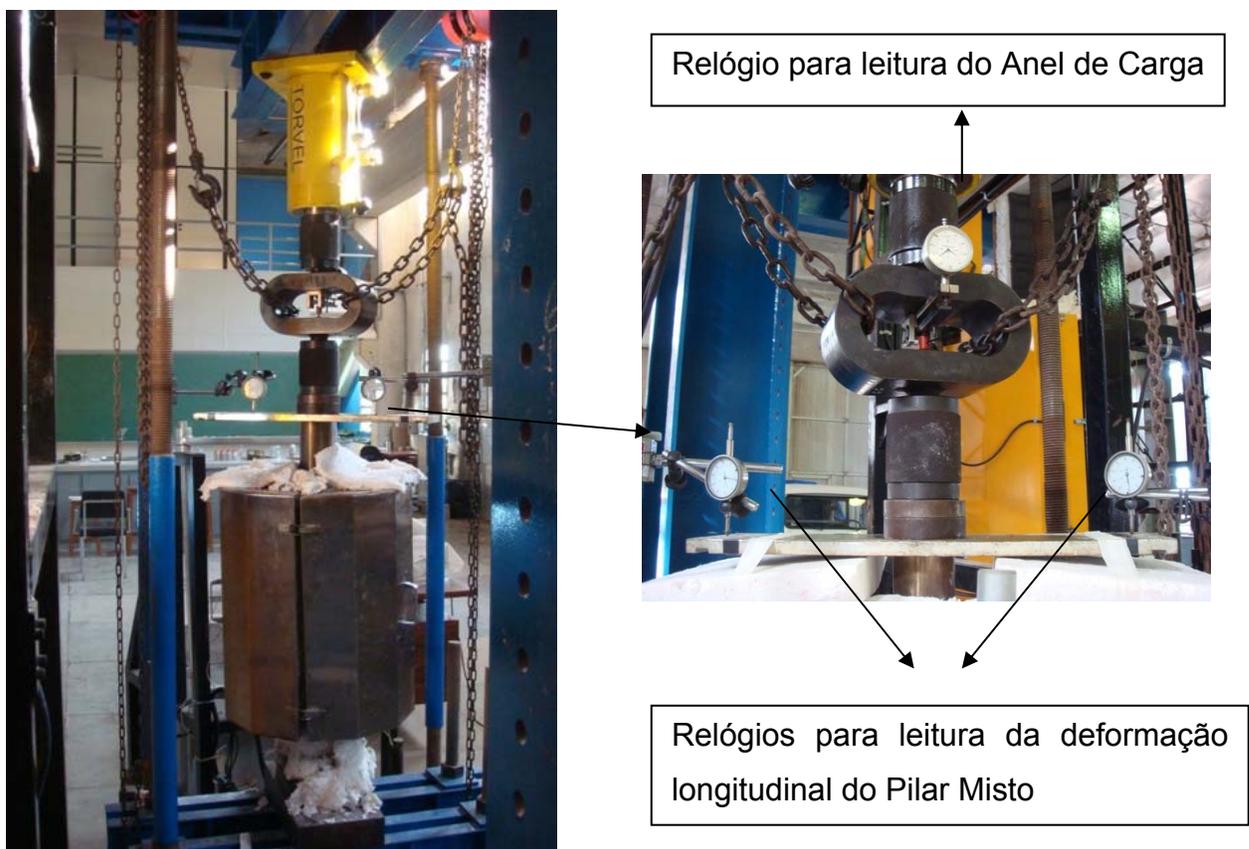


Figura 37 - Sistema de controle de aplicação de força e de deformação longitudinal dos Pilares Mistos



Figura 38 - Material de isolamento térmica



Figura 39 - Macaco hidráulico

A figura 40 apresenta o vapor condensado na chapa que fica posicionada do lado de fora do forno e no suporte maciço metálico abaixo do pilar misto, indicando que houve evaporação do concreto de preenchimento do pilar misto. Essa evaporação foi observada com maior intensidade quando o núcleo do concreto atingiu aproximadamente 100°C.



Figura 40 - Água condensada proveniente da evaporação

Após o término dos ensaios em altas temperaturas, iniciou-se a colagem dos *strain-gages* a meia altura dos tubos metálicos a aproximadamente 120° entre eles, (ver figura 41). Foram colados na posição vertical para que fossem obtidas as deformações longitudinais do tubo de aço.



Figura 41 - Posicionamento dos strain-gages nos pilares mistos

Depois de colados os *strain gages* no tubo de aço preenchido com concreto, esses pilares foram levados ao sistema de prensa com capacidade de carga para até 500 tf. A prensa transmitia carga nos pilares por meio de uma célula de carga e um acessório de apoio (pilar misto grande) que servia também para nivelamento, conforme a figura 42.

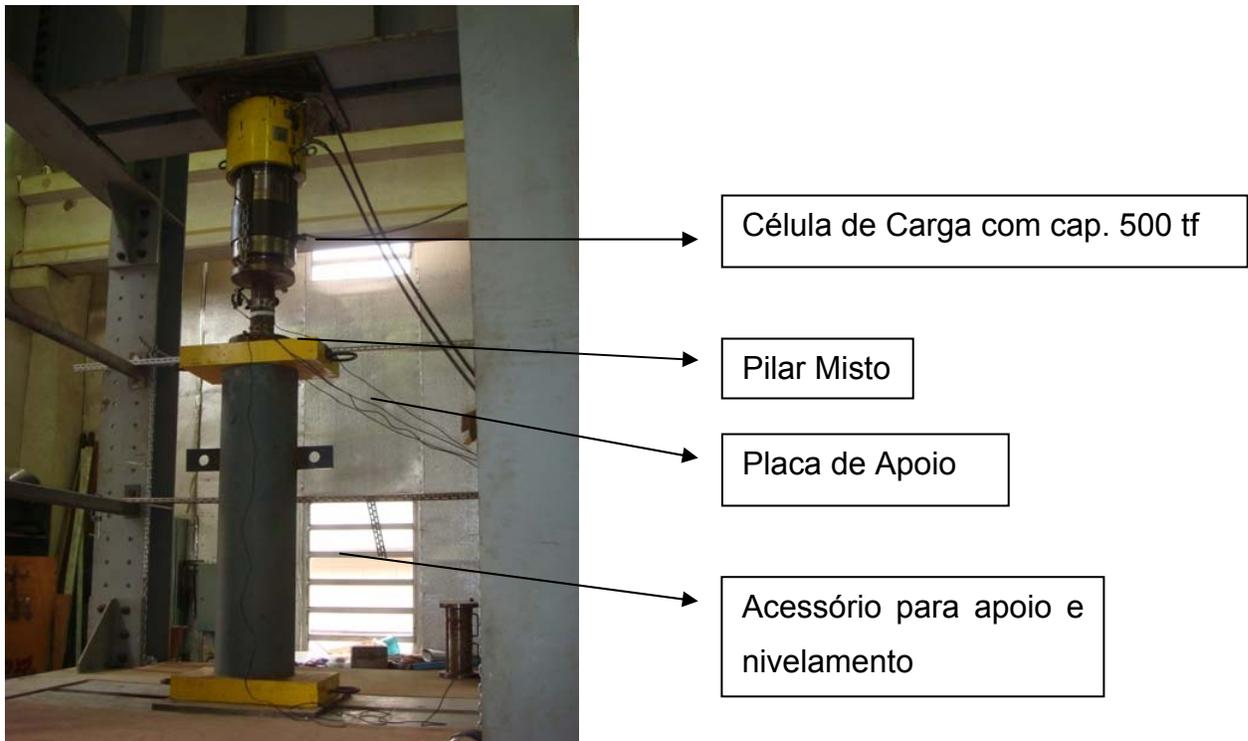


Figura 42 - Sistema de aplicação de carga até a ruptura dos pilares mistos

Com a finalidade de medir os deslocamentos globais longitudinais dos pilares mistos foram instalados relógios comparadores, os quais foram colocados em direções diferentes para que fosse possível verificar o deslocamento longitudinal e garantir a não-ocorrência de excentricidades durante a aplicação de carga, conforme a figura 43.



Relógios Comparadores para medir o deslocamento longitudinal dos Pilares Mistos

Figura 43 - Relógios comparadores

Os resultados das deformações específicas obtidas pelos *strain gages* e dos deslocamentos longitudinais pelos relógios comparadores foram lidos por um aquisitor de dados e transferidos para um computador, conforme a figura 44.



Figura 44 - Aquisitor de dados, micro-computador e bomba hidráulica.

A figura 45 apresenta os tubos ensaiados após aplicação de carga até a ruína. As figuras 46 e 47 apresentam detalhes da deformação residual longitudinal do pilar misto e deformação do *Strain gage*, respectivamente.



Figura 45 - Pilares Mistos ensaiados



Figura 46 - Pilar misto deformado



Figura 47 - Strain gage deformado

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE DE DADOS

Os dados obtidos nos ensaios dos pilares mistos, cujo objetivo foi avaliar o comportamento da temperatura e o comportamento das deformações nesses pilares estão apresentados em forma de gráficos.

Os gráficos mostram fielmente os resultados lidos nos ensaios, além do estudo da média. Foram construídos gráficos para análise da temperatura em função do tempo e gráficos para análise do comportamento força-deformação.

Com base nos ensaios de caracterização dos tubos de aço, que estão apresentados no anexo A desse trabalho, foram calculados os valores médios do módulo de elasticidade e da tensão de escoamento, conforme mostra a tabela 15.

Tabela 15 - Módulo de elasticidade e resistência ao escoamento dos tubos metálicos

GRUPOS EFC	DESCRIÇÃO	MÓDULO DE ELASTICIDADE	RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO	DEFORM. ESPECIF. NO ESCOAMENTO
	mm	MPa	MPa	‰
1 e 2	114 x 6,0	206419,6	305,1	1,48
3 e 4	114 x 8,6	187375,5	331,5	1,77
5 e 6	141 x 6,3	206921,2	324,8	1,57

A caracterização do concreto também está apresentada no anexo A, com resistência à compressão média de 28 MPa.

Como será apresentada nos gráficos dos itens 5.1 ao 5.6, a elevação da temperatura do forno seguiu uma curva semelhante da ISO 834:1994, devido ao forno ser um equipamento pré-programado.

Os gráficos apresentaram a comparação entre as curva força X deformação dos os pilares mistos após expostos às altas temperaturas em relação às curvas força x deformação dos pilares mistos sem terem sido levados ao forno, realizados no trabalho de mestrado de SIMÕES, R. (2008).

Em todos os ensaios realizados, houve uma variação da curva de elevação de temperatura do forno em relação à curva da ISO 834:1994, com variação média de temperatura inferior à 100°C. Segundo a NBR 5628:1980, no que se refere ao controle de temperatura, a variação média para tempos acima de 10 minutos não deve ultrapassar 100°C, portanto, as curvas são válidas para a análise dos resultados dos ensaios.

Os gráficos força X deformação mostraram o comportamento dos tubos de aço preenchidos com concreto, pertencentes aos pilares mistos e o comportamento global dos pilares mistos.

As leituras das deformações dos tubos de aço foram feitas por meio de *strain gages*, e as leituras das deformações dos pilares mistos foram feitas por relógios comparadores, que transmitiam as informações dos deslocamentos e com essas leituras pôde-se transformar em deformações específicas, no intuito de comparar o comportamento do material aço com o comportamento global da estrutura.

5.1 Análise dos gráficos referente ao grupo 1

A figura 48 apresenta em forma de gráfico temperatura x tempo o ensaio EFC 12, indicando uma diferença na temperatura final de aproximadamente 50°C, entre o forno e a curva da ISO 834, o que permite a comparação entre elas.

Vale lembrar que a temperatura máxima durante um incêndio é o fator preponderante quando se tratar de perda da capacidade resistente do aço e do concreto, validando desta forma os resultados obtidos nos ensaios.

Observa-se na figura 48, que no ensaio EFC12, além da utilização dos três pontos de verificação da temperatura (na superfície do tubo de aço, na interface aço-concreto e no núcleo do concreto), conforme já explicado no capítulo 4, foram utilizados mais de um termopar para o mesmo ponto de medição, dispostos da seguinte maneira: um termopar encostado na parte externa no tubo de aço, um na interface e dois no núcleo de concreto, além do termopar do forno.

A temperatura máxima no forno no tempo de 30 minutos foi de aproximadamente 890°C. As temperaturas finais na parede externa do tubo de aço e no núcleo de concreto ficaram entre 500°C e 150°C respectivamente.

O gráfico força x deformação, da figura 49 apresenta a comparação entre o comportamento do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas. As leituras foram obtidas pelos *Strain gages* colados na parede do tubo conforme relatado no item 4.

Nota-se que ambos apresentaram comportamento semelhantes não ocorrendo redução da capacidade resistente do tubo de aço após exposto a um tempo de 30

minutos de ensaio, indicando uma força de início de escoamento de aproximadamente 750 KN.

Utilizando o gráfico da figura 50, a qual apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto após ter sido exposto a altas temperaturas em relação ao pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, observa-se que os pilares mistos também indicaram o mesmo comportamento, com capacidade resistente de aproximadamente 950 KN em relação ao pilar não exposto, o qual indicou 900 KN, o que representa que não houve perda da capacidade resistente.

Sobrepondo os gráficos das figuras 49 e 50, observa-se que não houve perda da capacidade resistente do pilar misto depois de ter sido elevado a altas temperaturas, como está apresentado na figura 51.

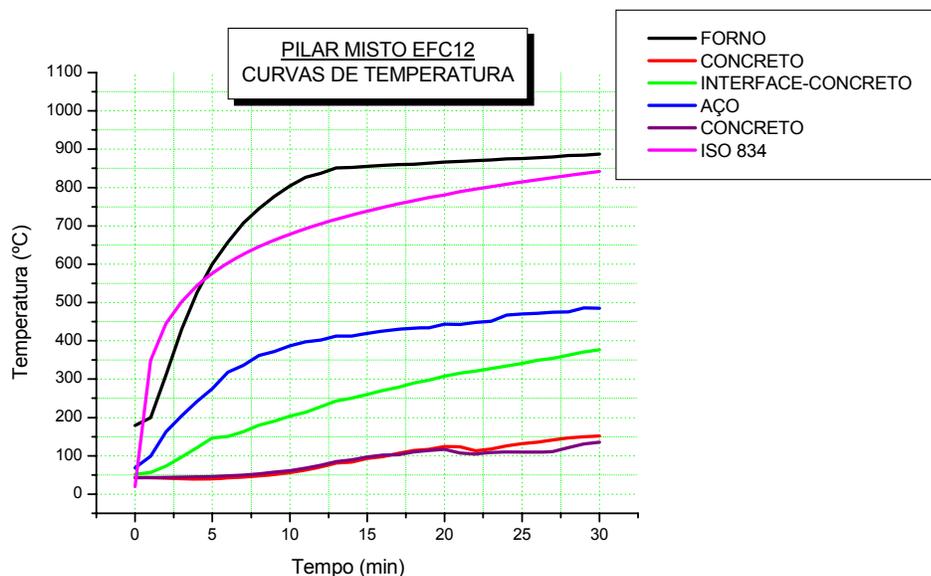


Figura 48 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 12
Tubo \varnothing 114 x 6,02

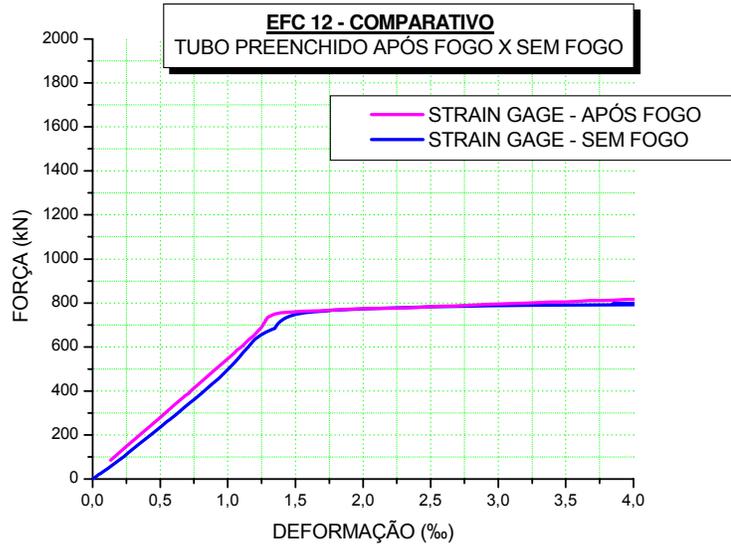


Figura 49 - Pilar Misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

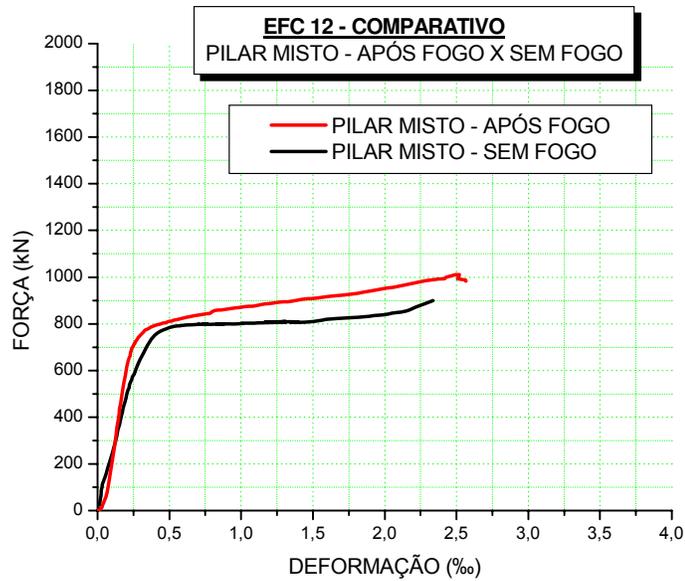


Figura 50 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

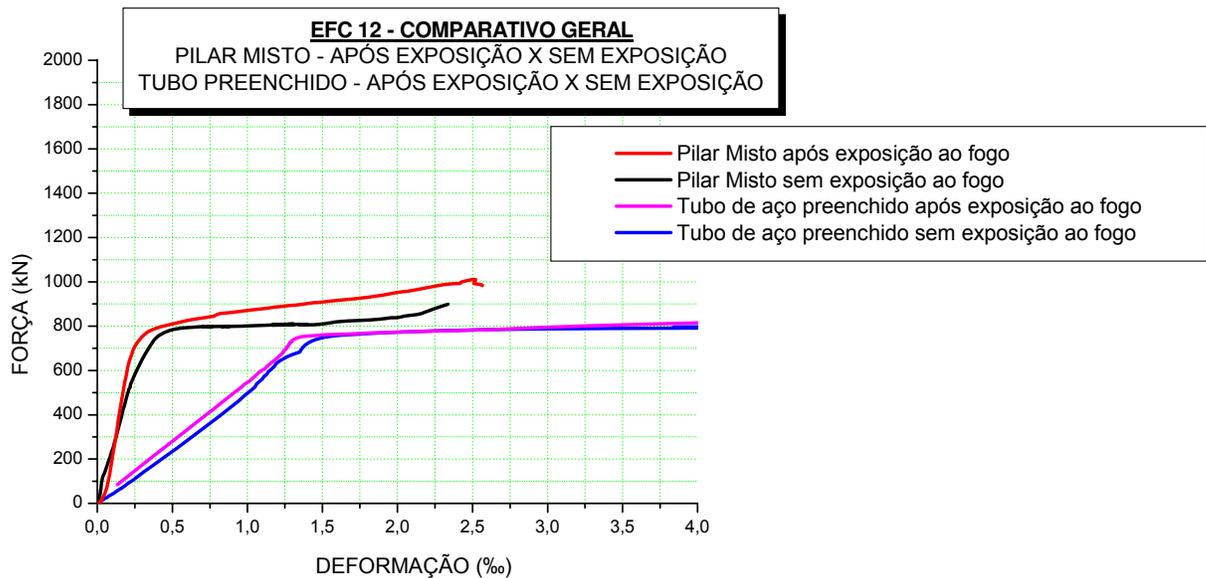


Figura 51 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

No ensaio EFS 11 referente à figura 52 não foi aplicada carga durante a fase de aquecimento do pilar, sendo colocados dois termopares por ponto de medição, permitindo melhor visualização da variação da temperatura interna dos pilares.

Observa-se que nesse ensaio, as temperaturas dos termopares posicionados na interface entre o aço e o concreto tiveram valores diferenciados, devido à diferença de temperatura do termopar encostado diretamente na interface da parede interna do tubo de aço e outro na interface na superfície externa de concreto. Essa diferença se deu devido às propriedades térmicas do aço e do concreto serem diferentes, ou seja, o concreto é um material que possui porosidade e no contato com o tubo de aço existem pontos que não encostam, formando micro-espacos vazios entre esses dois materiais. Nesse instante o fluxo de calor passa de condutivo para convectivo até atingir a parede de concreto, ocorrendo desse modo uma variação de temperatura na interface aço e concreto do pilar misto.

Nesse ensaio também houve diferença da curva de elevação de temperatura do forno em relação à curva da ISO 834, com uma variação máxima de temperatura em torno de 170°C para os primeiros 10 minutos e uma média de 50°C após os 10 minutos, permitindo a utilização dessa curva na análise das temperaturas no forno e no pilar misto.

A variação de temperatura final também foi de aproximadamente 50°C, o que permitiu comparar a temperatura final que o forno desenvolveu com a temperatura final da curva ISO 834:1994.

A temperatura máxima no forno no tempo de 30 minutos foi de aproximadamente 880°C. As temperaturas finais na parede externa do tubo de aço e no núcleo de concreto ficaram entre 550°C e 150°C respectivamente.

Com relação ao ensaio EFS 11 da figura 53, foram analisadas e comparadas as curvas de força X deformação do tubo de aço dos pilares mistos com e sem exposição ao fogo, obtendo-se a carga referente a deformação específica de início de escoamento do tubo de aço para ambos os pilares mistos, correspondente à 780 KN.

Utilizando o gráfico da figura 54, o qual apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto após exposto a temperaturas elevadas em relação ao pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, pôde-se observar que os pilares mistos também indicaram o mesmo comportamento, com capacidade resistente última de aproximadamente 900 KN.

Sobrepondo os gráficos das figuras 53 e 54, pode-se notar o ganho de capacidade resistente da seção mista mesmo depois de submetida a um “incêndio” em relação ao tubo de aço do pilar em temperatura ambiente, como está apresentado na figura 55;

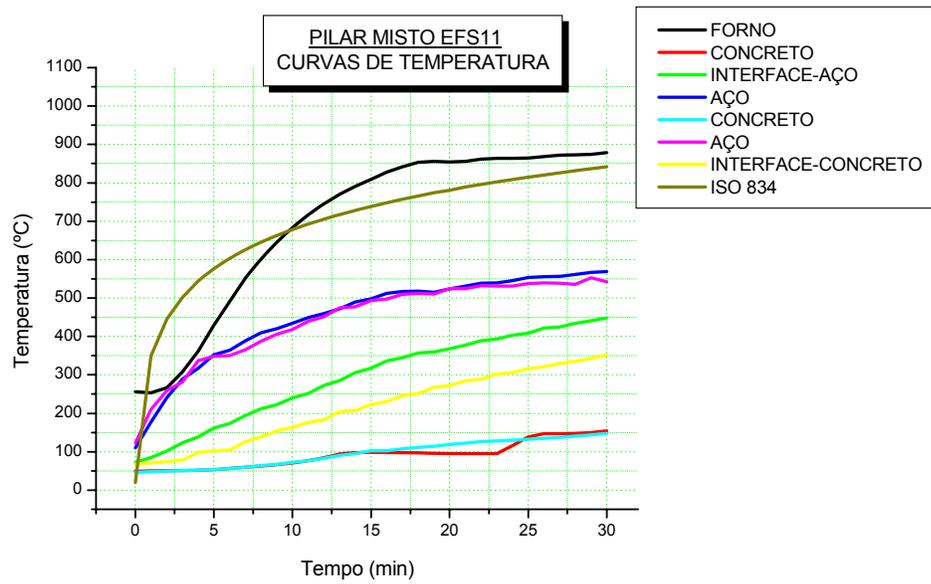


Figura 52 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS11
Tubo \varnothing 114 x 6,02

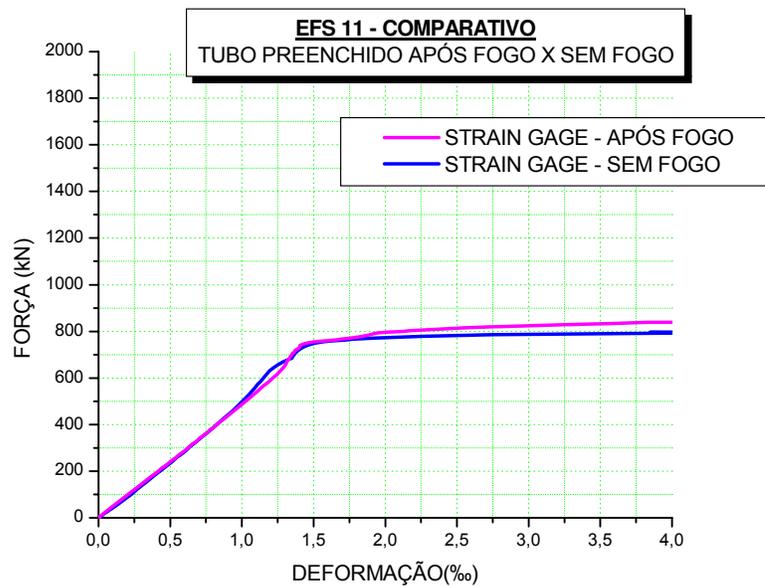


Figura 53 - Pilar Misto - EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

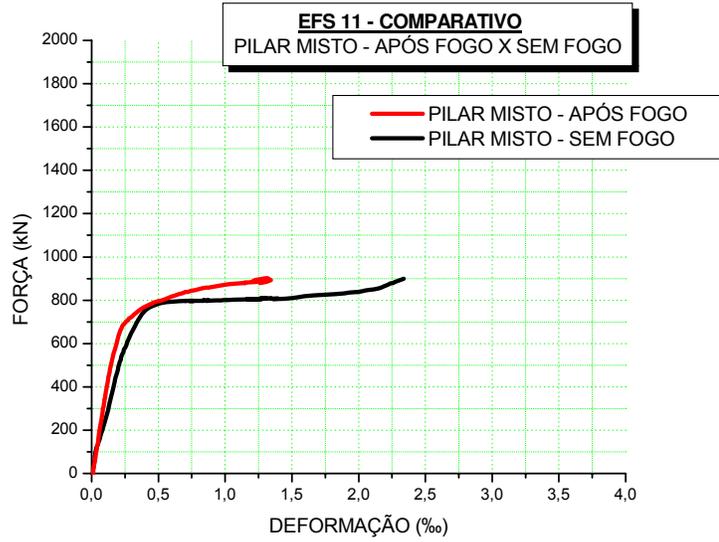


Figura 54 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

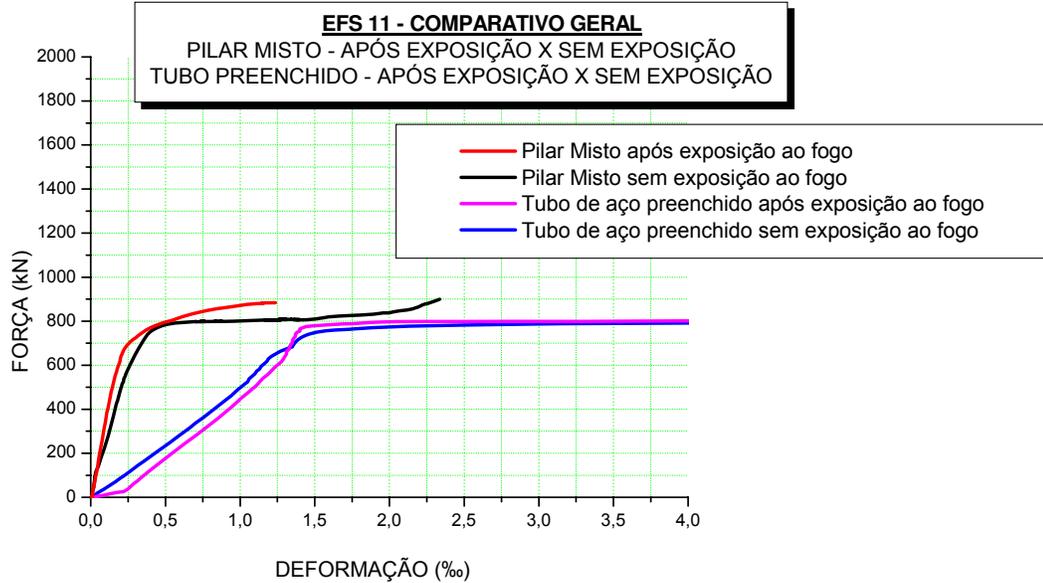


Figura 55 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

A tabela 16 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de início de escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de início de escoamento do tubo de aço após exposto a altas temperaturas e força última do pilar misto em temperatura ambiente e após exposto a altas temperaturas.

Tabela 16 - Temperaturas máximas, forças de escoamento e forças últimas

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	F_u kN	$F_{u, \theta}$ kN	$\frac{F_{u, \theta}}{F_u}$	TRRF (min)
EFC 12	890	500	150	780	750	0,962	900	950	1,056	30
EFS 11	880	550	150	780	780	1	900	900	1	30

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u, \theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.2 Análise dos gráficos referente ao grupo 2

Analisando as temperaturas finais por meio da figura 56 nota-se que não houve diferença de temperatura em relação à curva da ISO 834, o que permitiu comparar a temperatura final que o forno desenvolveu com a temperatura final da curva ISO 834:1994.

A temperatura máxima no forno no tempo de 60 minutos foi de aproximadamente 940°C. As temperaturas finais na parede externa do tubo de aço e no núcleo de concreto, ficaram entre 630°C e 360°C respectivamente.

Observa-se que as temperaturas dos termopares posicionados na interface entre o aço e o concreto tiveram valores finais muito próximos da temperatura da parede externa do tubo de aço. A temperatura do núcleo de concreto após atingir 30 minutos se elevou mais rapidamente, isso foi devido à perda de água livre do concreto para uma temperatura de aproximadamente 100°C, pois sem essa água livre a transferência de calor por condução se tornou mais fácil, elevando a temperatura em menor período de tempo.

O gráfico força x deformação da figura 57 apresenta o comportamento do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, indicando que ambos apresentaram comportamento semelhantes, porém ocorreu redução da capacidade resistente ao escoamento do tubo de aço após exposto a um tempo de 60 minutos de ensaio, indicando uma força de início de escoamento de aproximadamente 680 KN em comparação com os 780 KN do pilar não exposto ao fogo.

Utilizando o gráfico da figura 58, o qual apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto após exposição em relação ao pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, pode-se observar que os pilares mistos também

indicaram o mesmo comportamento, com capacidade resistente última de aproximadamente 900 KN para o pilar sem exposição e 860 KN para o pilar após exposição.

Sobrepondo os gráficos das figuras 57 e 58, pode-se notar que o pilar misto após exposto a altas temperaturas apresentou um comportamento tensão x deformação diferenciado do pilar misto sem exposição no momento em que foi atingida a resistência ao escoamento do tubo de aço, apresentando uma deformação maior para a mesma intensidade de força, como pode ser observado na figura 59; também verificou-se que as capacidades resistentes últimas foram muito próximas o que indica a colaboração do concreto na função de elemento misto.

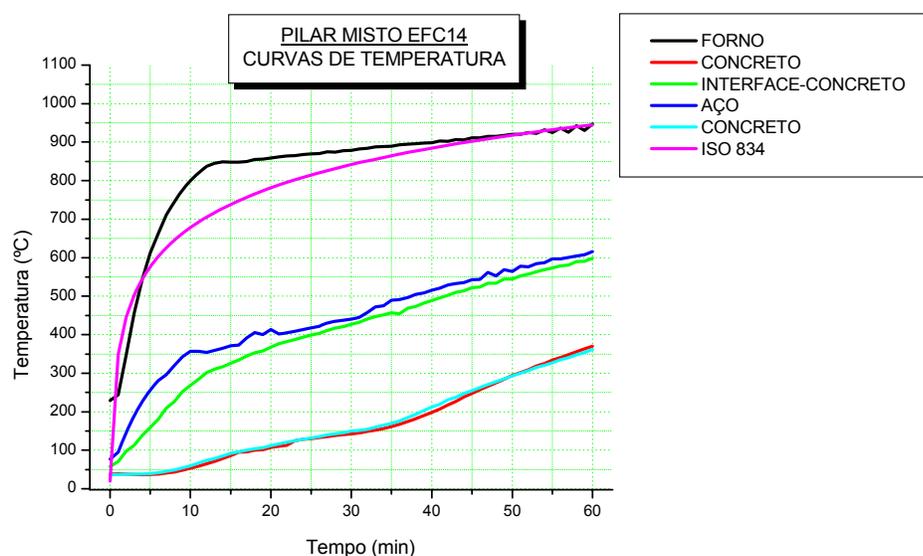


Figura 56 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 14
Tubo \varnothing 114 x 6,02

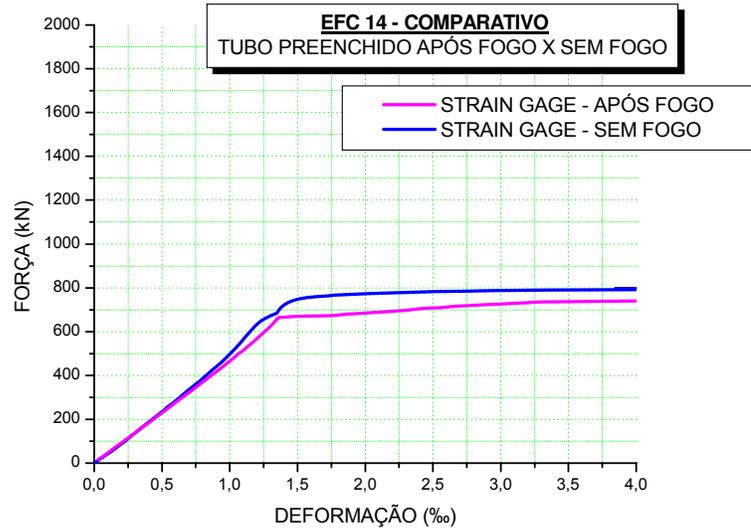


Figura 57 - Pilar Misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

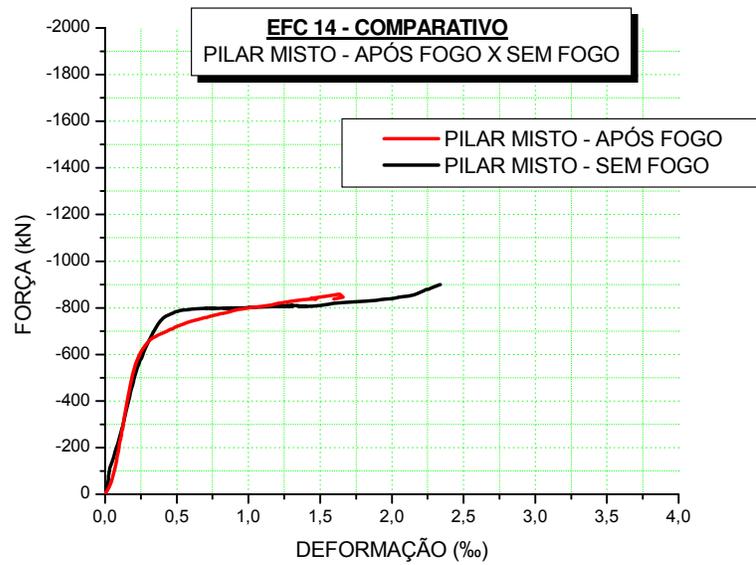


Figura 58 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

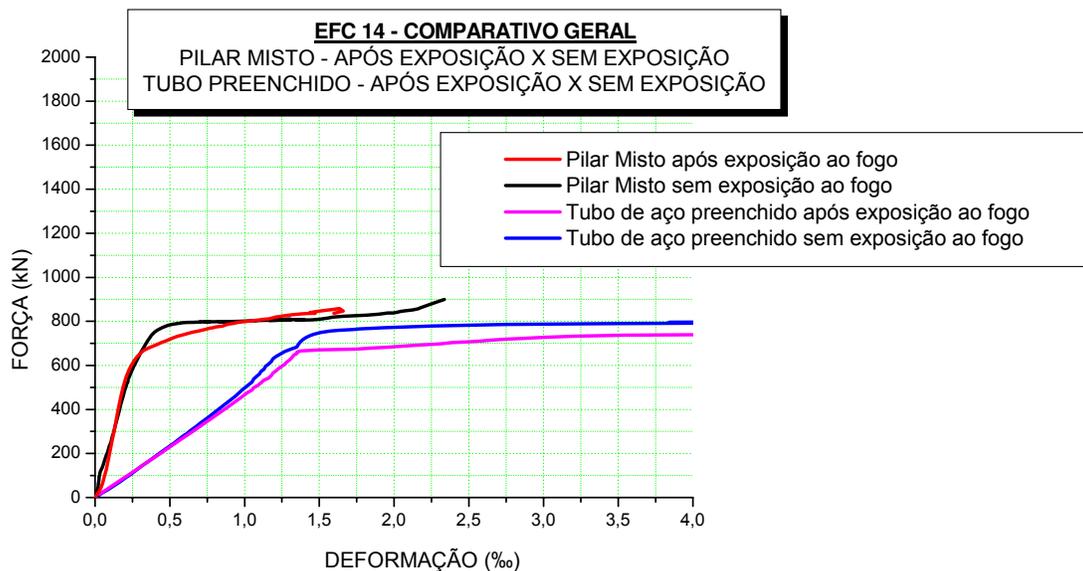


Figura 59 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFC 14 - Tubo $\varnothing 114 \times 6,02$

A figura 60 indicou que temperatura máxima no forno no tempo de 60 minutos foi de aproximadamente 940°C . As temperaturas finais na parede externa do tubo de aço e no núcleo de concreto ficaram entre 650°C e 440°C respectivamente.

O gráfico força x deformação da figura 61 apresenta a comparação entre o comportamento do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, indicando que para um tempo de exposição de 60 minutos a resistência de início de escoamento reduziu para 700 kN enquanto que a resistência do aço sem exposição ficou em torno de 780kN.

Utilizando o gráfico da figura 62, a qual apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto pode-se observar que a capacidade resistente última do pilar sem exposição foi de 900kN e para o exposto foi de 970kN.

Sobrepondo os gráficos das figuras 61 e 62, pode-se notar que o pilar misto após exposto a altas temperaturas apresentou um comportamento tensão x deformação

diferenciado do pilar misto sem exposição, no momento em que foi atingida a resistência ao escoamento do tubo de aço. Também se verificou que as capacidades resistentes últimas foram muito próximas o que indica a colaboração do concreto na função de elemento misto. (ver figura 63)

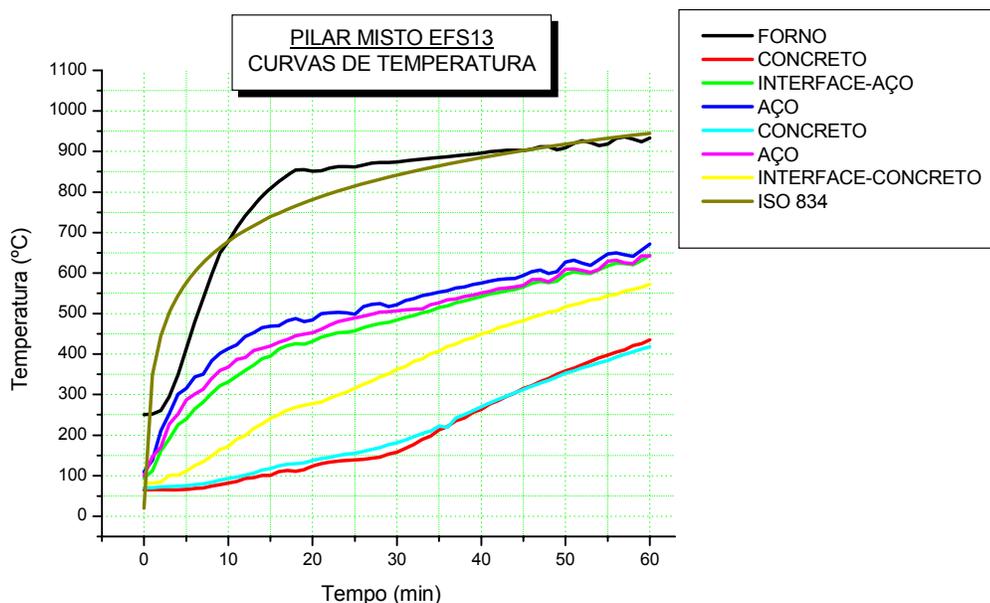


Figura 60 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 13
Tubo \varnothing 114 x 6,02

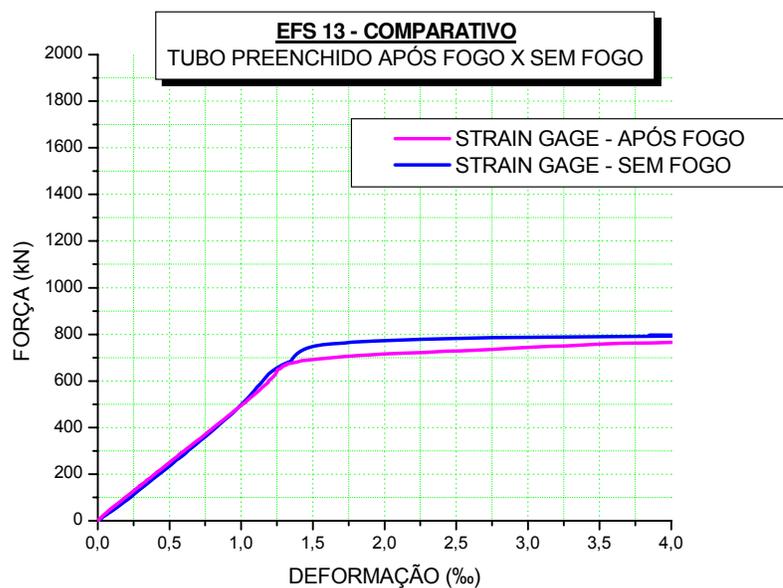


Figura 61 - Pilar Misto - EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

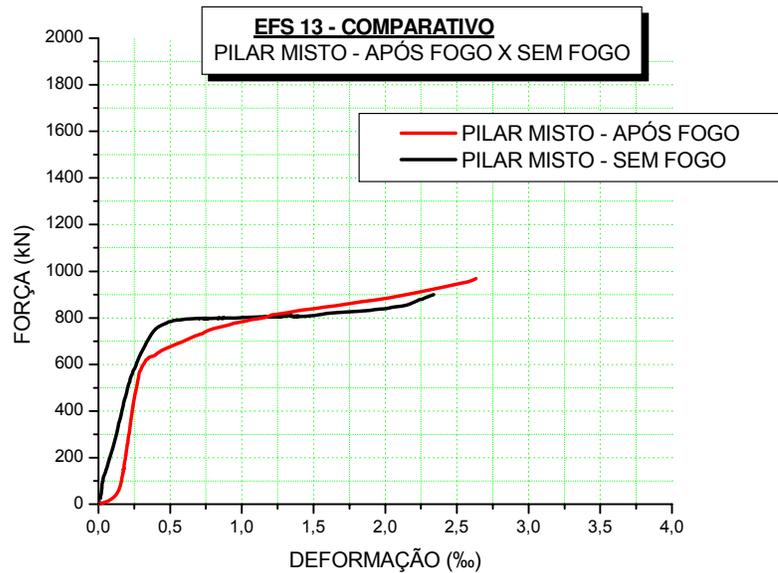


Figura 62 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

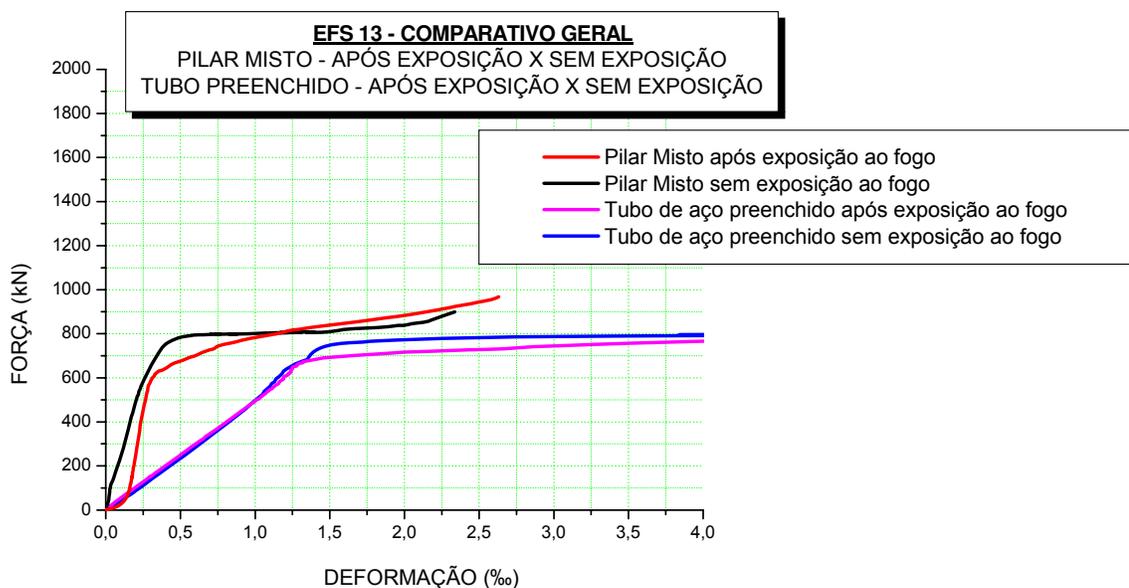


Figura 63 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto – EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

A tabela 17 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de

escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de escoamento do tubo de aço após exposto a altas temperaturas e força última do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

Tabela 17 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	F_u kN	$F_{u, \theta}$ kN	$\frac{F_{u, \theta}}{F_u}$	TRRF (min)
EFC 14	940	630	360	780	680	0,872	900	860	0,956	60
EFS 13	940	650	440	780	700	0,897	900	970	1,078	60

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u, \theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.3 Análise dos gráficos referente ao grupo 3

A temperatura máxima no forno no tempo de 30 minutos foi de aproximadamente 880°C (figura 64). As temperaturas finais na parede externa do tubo de aço e no núcleo de concreto ficaram entre 450°C e 150°C respectivamente.

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, indicou que para um tempo de exposição de 30 minutos a força de início de escoamento foi a mesma para ambos os ensaios, com valor de 1150 KN, porém com menor deformação específica para o tubo após exposição, conforme a figura 65.

Utilizando o gráfico da figura 66, que apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto pode-se observar que a capacidade resistente última do pilar sem exposição foi de 1200KN e no caso do pilar exposto houve problemas de leitura dos relógios comparadores não sendo possível determinar com precisão a carga última, porém há indícios que atingiria a mesma intensidade de força do pilar sem ter sido exposto, pois sobrepondo os gráficos das figuras 65 e 66 pode-se notar que a força de escoamento do tubo de aço após exposição foi praticamente a mesma do tubo de aço não exposto, o que se pode concluir que o pilar misto atingiria a mesma capacidade resistente. (figura 67)

É interessante observar que para pilares mistos com espessuras de aço maiores a força resistente última foi quase a mesma da capacidade resistente ao escoamento do tubo de aço do pilar misto, ou seja, a capacidade resistente foi limitada pela resistência do tubo de aço.

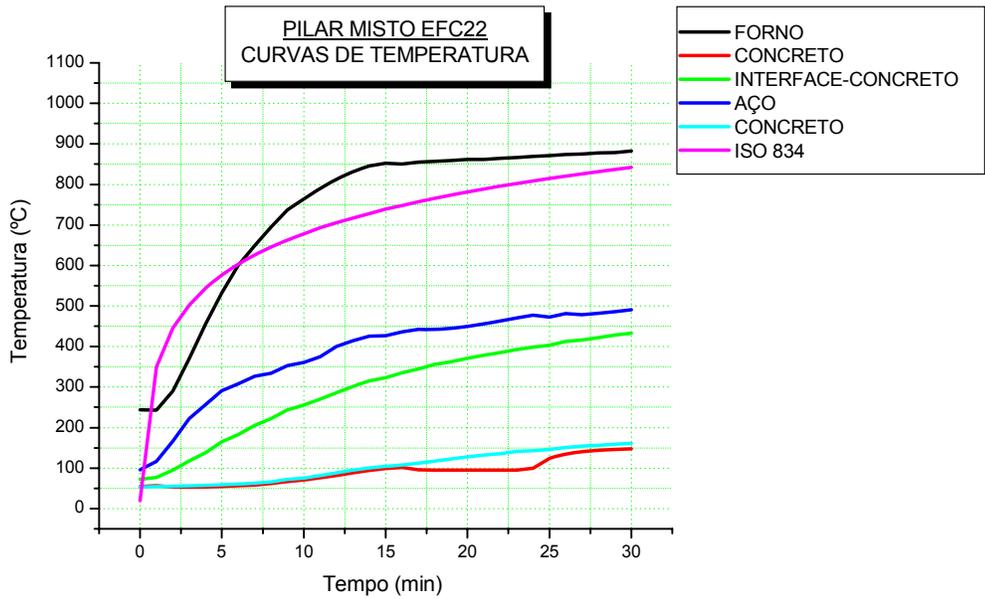


Figura 64 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 22
Tubo \varnothing 114 x 8,6

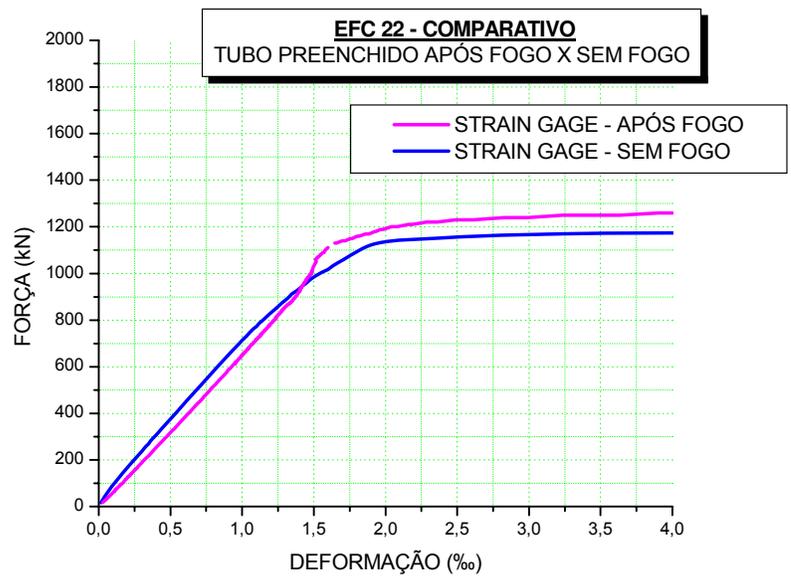


Figura 65 - Pilar Misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

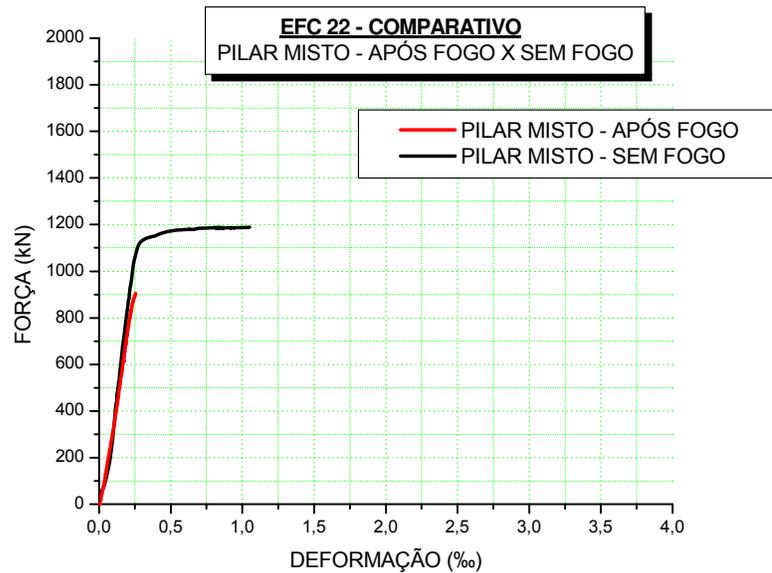


Figura 66 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

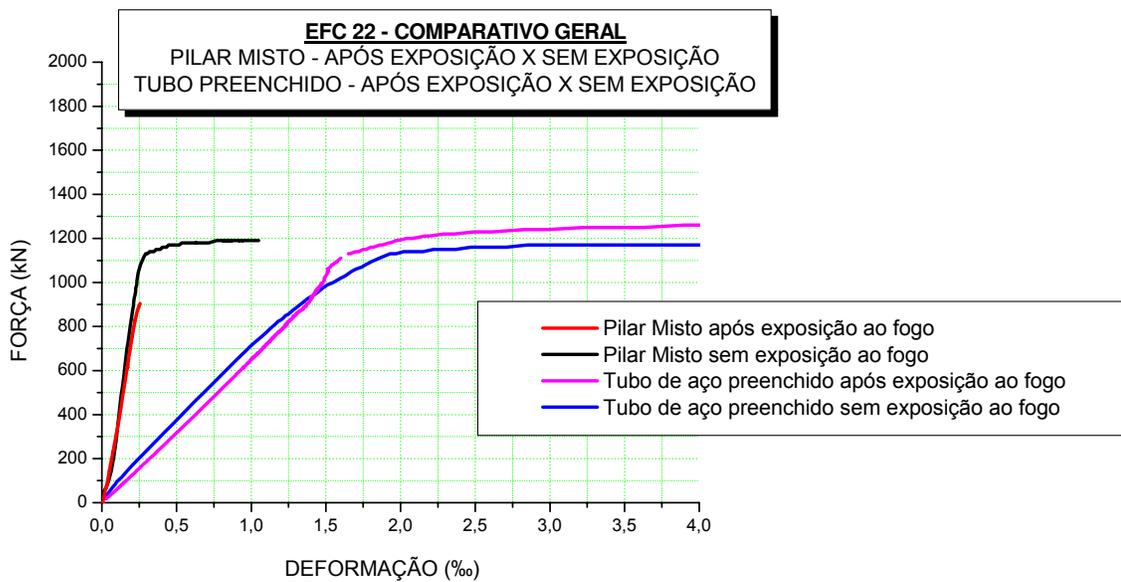


Figura 67 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

A mesma análise descrita no ensaio anterior EFC 22 pode ser utilizada no ensaio EFS 21 da figura 68, que apresentou comportamento semelhante.

Neste caso, a variação máxima de temperatura do forno foi de 90°C para uma média de 40°C em relação à curva da ISO 834 e temperatura final de 880°C no forno, 450°C no aço e 170°C no concreto.

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, conforme a figura 69, indicou que para um tempo de exposição de 30 minutos a força de início de escoamento foi a mesma para ambos os ensaios, com valor de 1150 KN, porém com menor deformação específica para o tubo após exposição.

Utilizando o gráfico da figura 70 que apresenta o comportamento força x deformação do pilar misto pode-se observar que a capacidade resistente última de ambos os pilares mistos foi de 1200KN.

Observa-se que nesse ensaio a força última também foi muito próxima da resistência de escoamento do aço, o que representa a mesma situação analisada no ensaio anterior EFC 22.

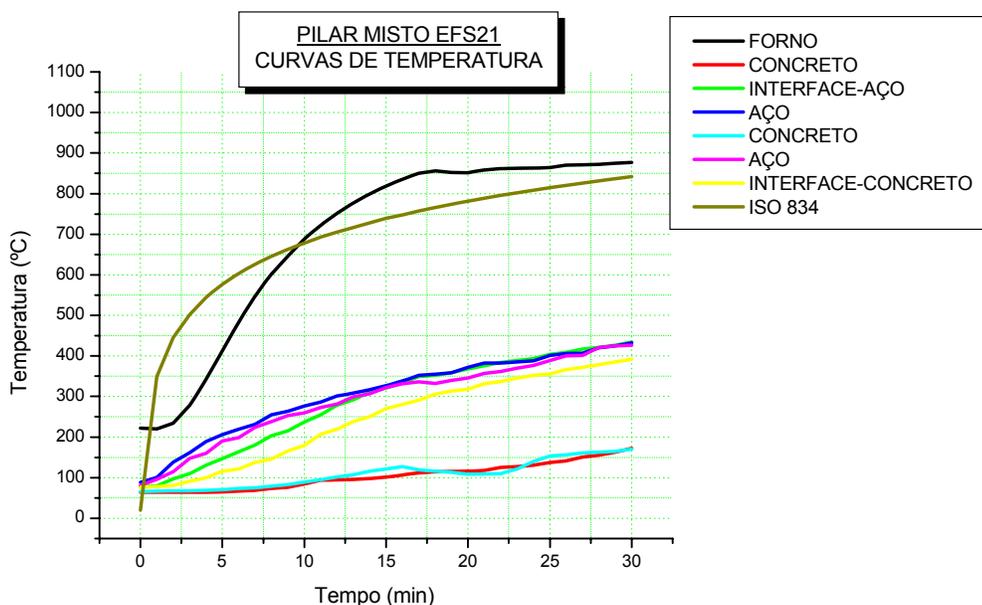


Figura 68 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 21
Tubo \varnothing 114 x 8,6

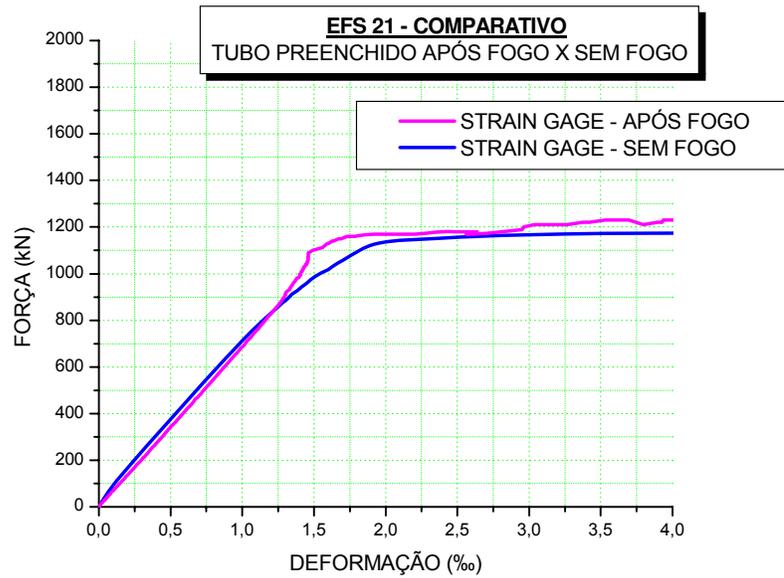


Figura 69 - Pilar Misto – EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

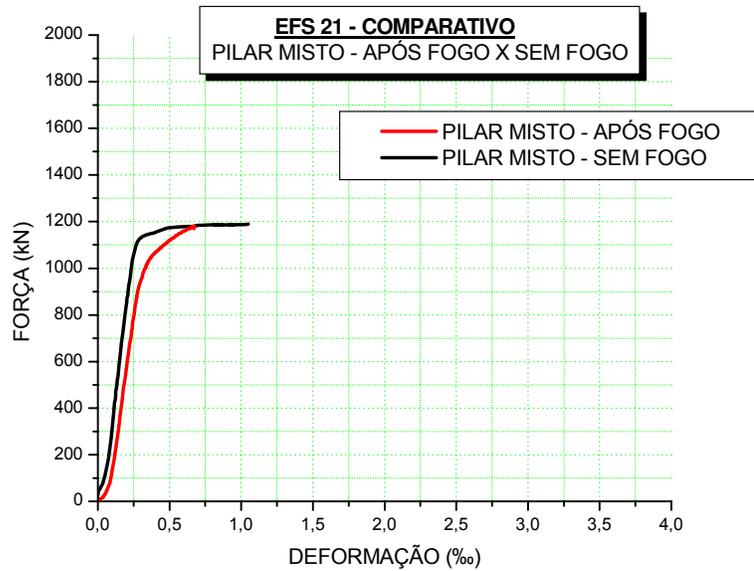


Figura 70 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

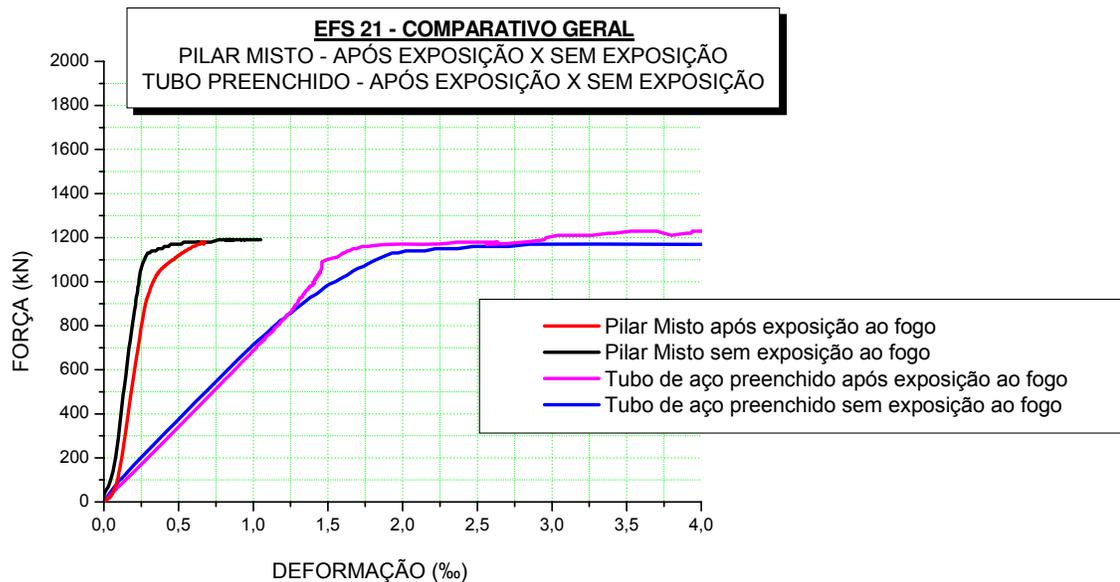


Figura 71 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 21 - Tubo ø 114 x 8,6

A tabela 18 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de escoamento do tubo de aço após exposto à altas temperaturas e força última do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

Tabela 18 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	F_u kN	$F_{u, \theta}$ kN	$\frac{F_{u, \theta}}{F_u}$	TRRF (min)
EFC 22	880	450	150	1150	—	—	1200	—	—	—
EFS 21	880	450	170	1150	1150	1	1200	1200	1	30

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc,\theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u,\theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.4 Análise dos gráficos referente ao grupo 4

O ensaio EFC 24 referente à figura 72, apresentou uma variação máxima de temperatura de aproximadamente 110°C com uma média de 80°C em relação à curva da ISO 834.

Pode-se notar claramente que houve uma elevação brusca da temperatura no núcleo do concreto após os 27 minutos, da mesma maneira em que ocorreu nos ensaios dos grupos anteriores, devido à evaporação da água livre do concreto.

Com relação à temperatura final, nota-se que não houve diferença de temperatura entre a temperatura do forno e a da curva da ISO 834, atingindo 940°C para um tempo de 60 minutos e para o aço e o concreto de aproximadamente 630 e 330 respectivamente.

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, apresentou o mesmo comportamento, com força de início de escoamento de 1150 KN. (figura 73)

Já no caso do pilar misto, nota-se a ocorrência de uma maior deformação para o mesmo nível de força no elemento misto após ter sido exposto a altas temperaturas,

porém a força última foi a mesma nos dois casos, com valor de 1200 kN, como pode ser visto na figura 74.

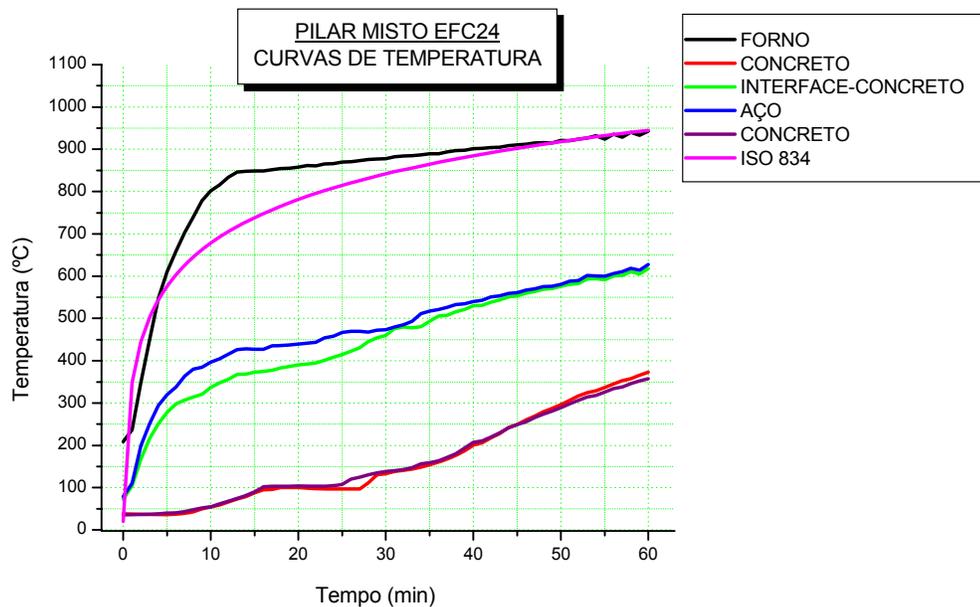


Figura 72 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 24
Tubo \varnothing 114 x 8,6

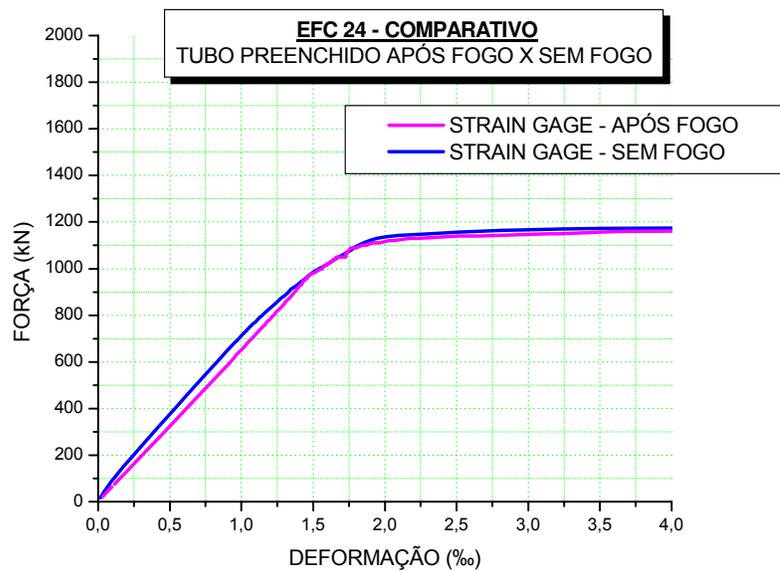


Figura 73 - Pilar Misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

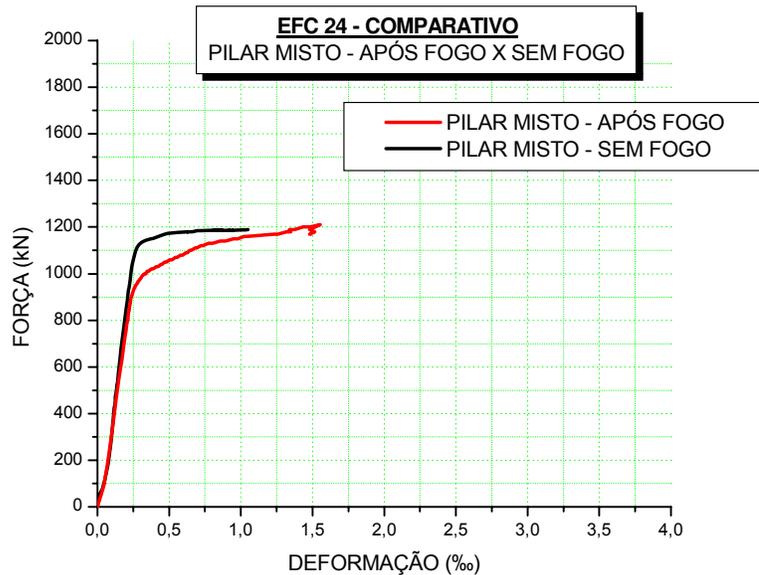


Figura 74 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

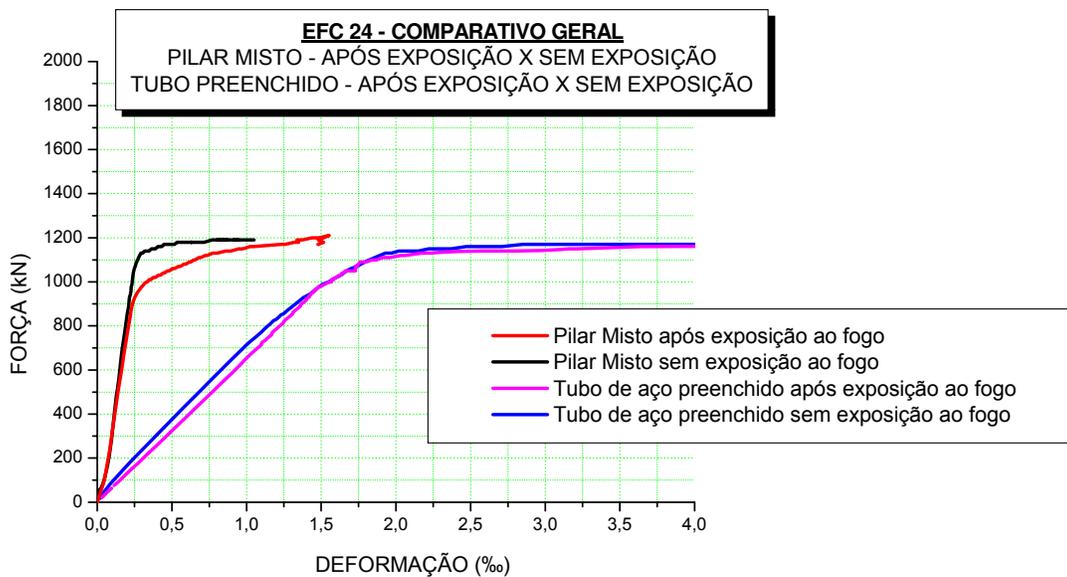


Figura 75 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

O ensaio EFS 23 indicou uma temperatura máxima no forno de 900°C para um tempo de 60 minutos, 640°C no tubo de aço e 450 °C no núcleo de concreto.

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, apresentou um comportamento sem patamar de início de escoamento definido, obtendo uma força máxima de 1120 KN inferior aos 1150 KN do tubo de aço sem exposição a altas temperaturas, como esta apresentado na figura 77.

No pilar misto da figura 78, nota-se a ocorrência de uma maior deformação para o mesmo nível de força no elemento misto após ter sido exposto as altas temperatura, e se agravou quando o tubo de aço do pilar misto começou a apresentar um comportamento com grandes deformações para níveis de força relativamente baixo, cerca de 750 KN. Porém, se for observada a capacidade resistente última, ambos os pilares mistos atingiram a mesma força, em torno de 1200 KN, conforme a figura 79.

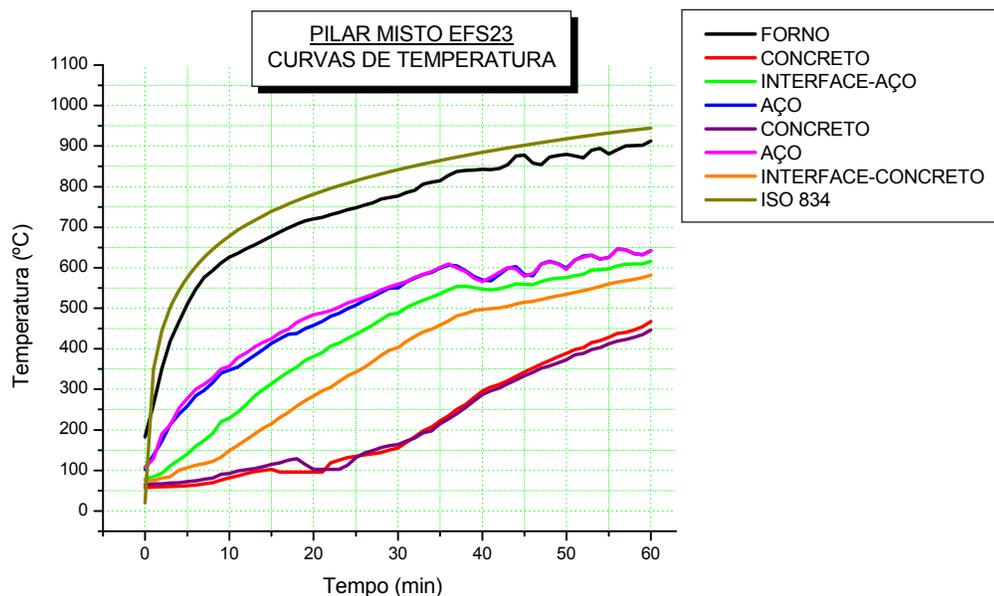


Figura 76 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 23
Tubo \varnothing 114 x 8,6

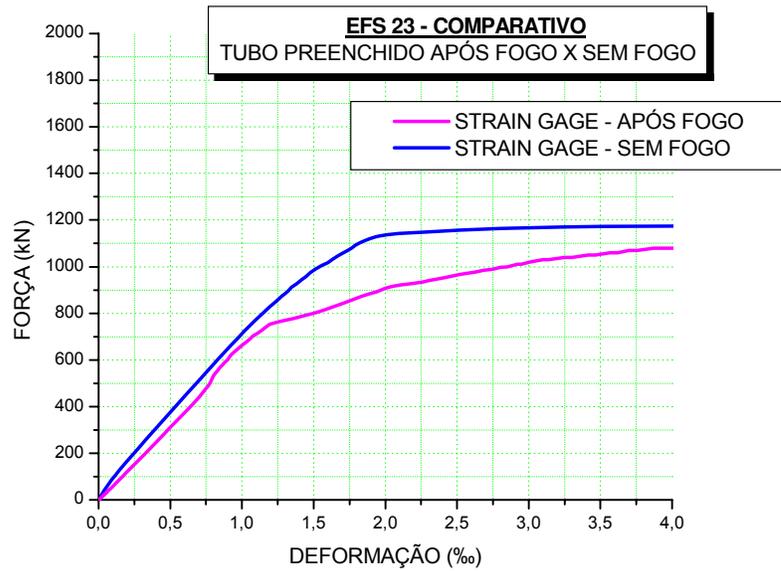


Figura 77 - Pilar misto – EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

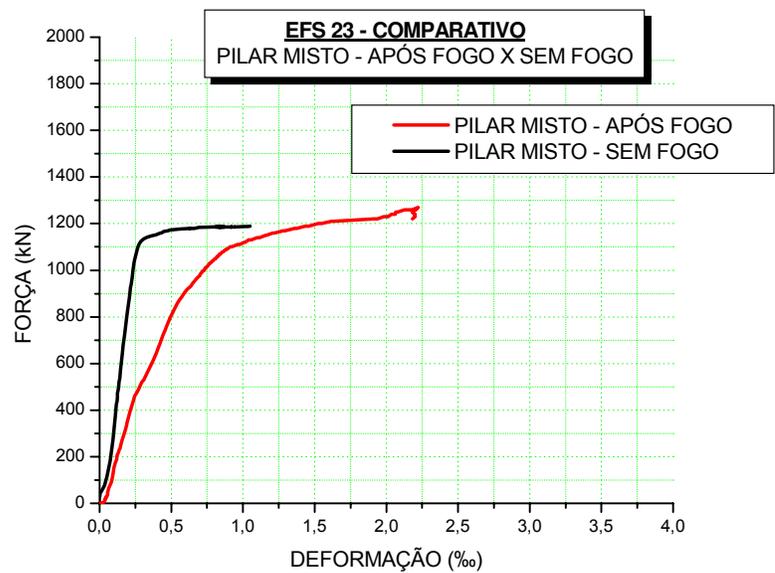


Figura 78 - Deformação vertical do pilar misto – EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

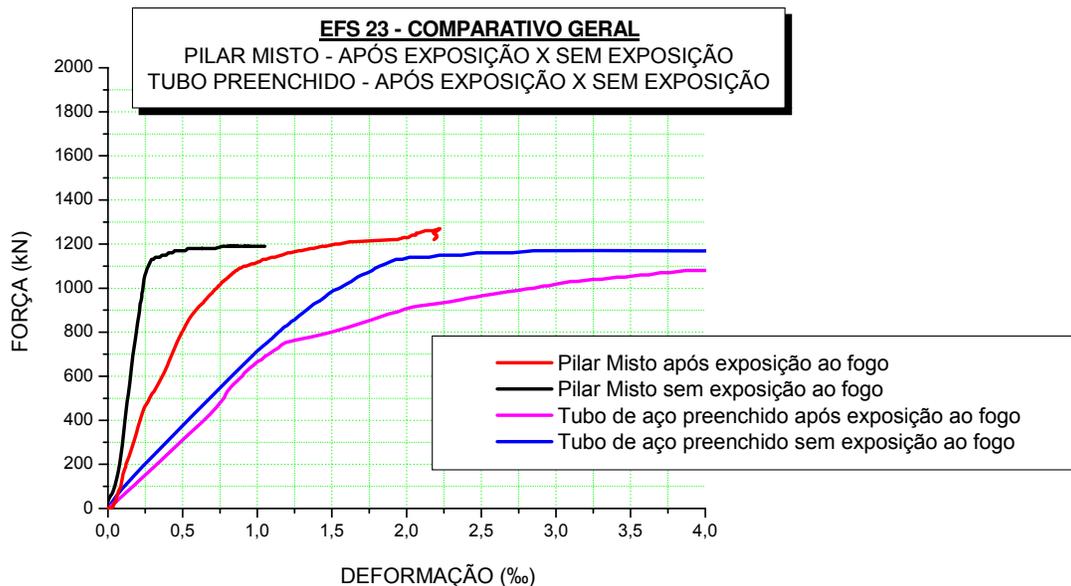


Figura 79 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 23 - Tubo \emptyset 114 x 8,6

A tabela 19 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de escoamento do tubo de aço após exposto a altas temperaturas e força última do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

Tabela 19 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	F_u kN	$F_{u, \theta}$ kN	$\frac{F_{u, \theta}}{F_u}$	TRRF (min)
EFC 24	940	630	330	1150	1150	1	1200	1200	1	60
EFS 23	900	640	450	1150	-	-	1200	1200	1	60

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u, \theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.5 Análise dos gráficos referente ao grupo 5

O ensaio da figura 80 indicou uma temperatura máxima no forno de 890°C para um tempo de 30 minutos e no aço e no concreto de aproximadamente 450 e 100 respectivamente.

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto a altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto a temperaturas elevadas, apresentou comportamento diferenciado, com força de início de escoamento de 1200 KN para o pilar misto não exposto e 1000 KN para o pilar misto após ter sido exposto a altas temperaturas, porém para a força última não houve variação, atingindo cerca de 1200 KN, figura 81.

No caso do pilar misto, figura 82 nota-se a ocorrência de uma maior deformação para o mesmo nível de força no elemento misto após ter sido exposto à altas temperatura, quando foi atingido o patamar de início de escoamento do tubo de aço, porém a força última foi a mesma do pilar misto sem ter sido levado ao forno, com valor de força última de 1400 KN, como pode ser visto na figura 83.

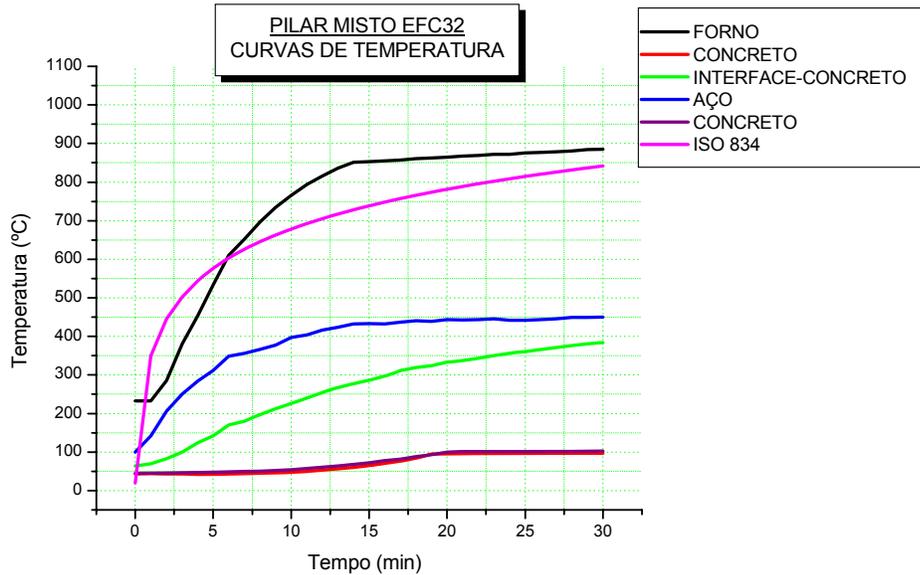


Figura 80 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 32
Tubo \varnothing 141 x 6,3

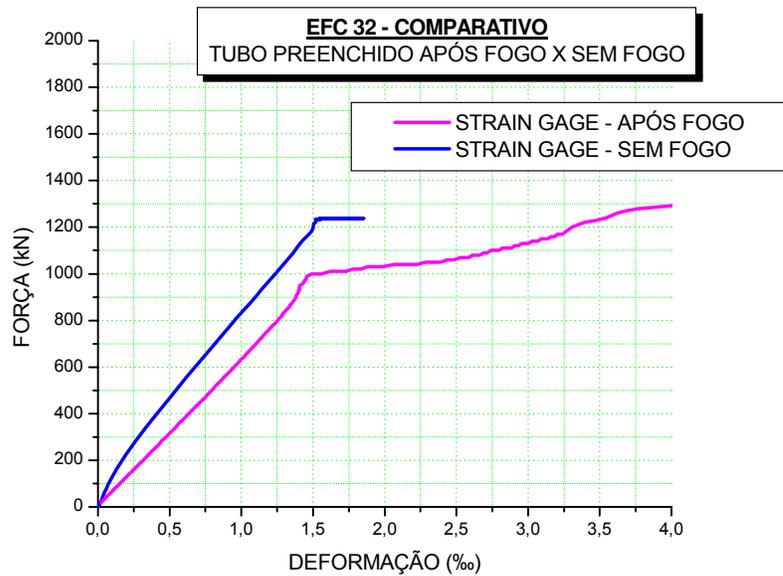


Figura 81 - Pilar Misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

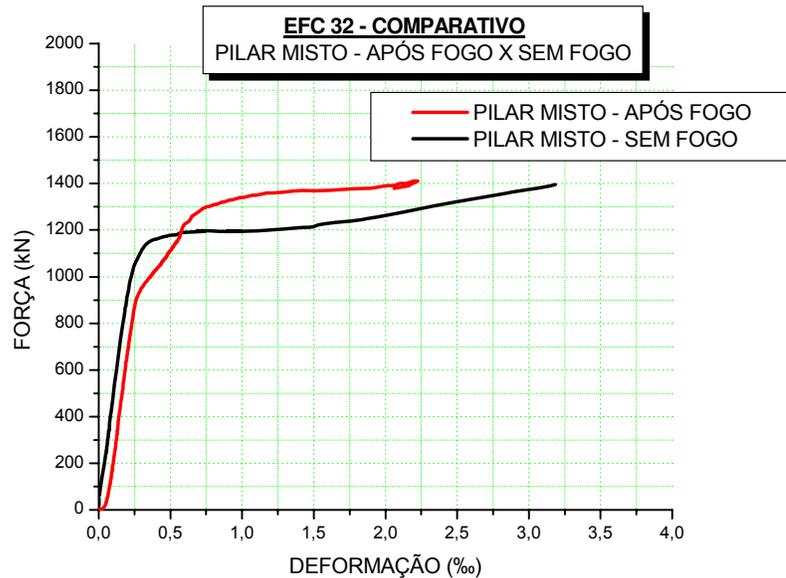


Figura 82 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

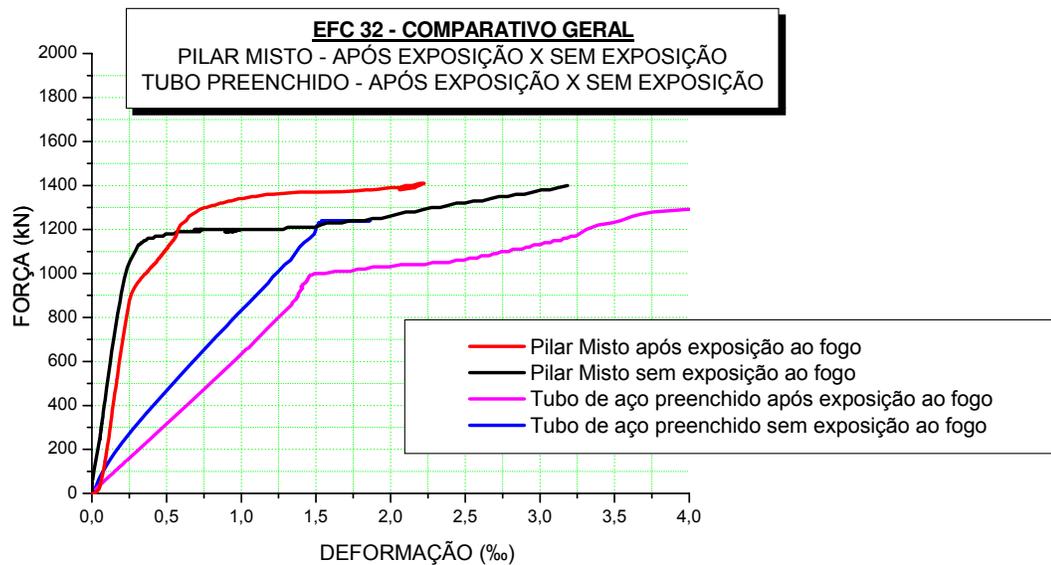


Figura 83 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

As figuras 84, 85, 86 e 87 apresentam os gráficos referentes ao ensaio do pilar misto EFS 31, indicando que para o tempo de 30 minutos de exposição não houve

perda de capacidade resistente tanto para o tubo de aço do pilar misto quanto para o pilar misto.

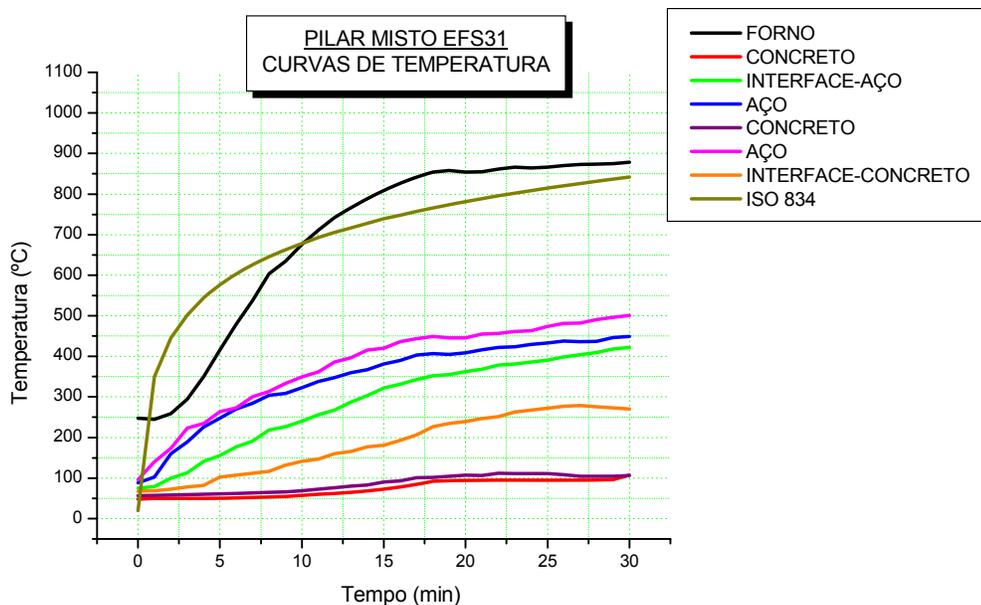


Figura 84 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 31
Tubo \varnothing 141 x 6,3

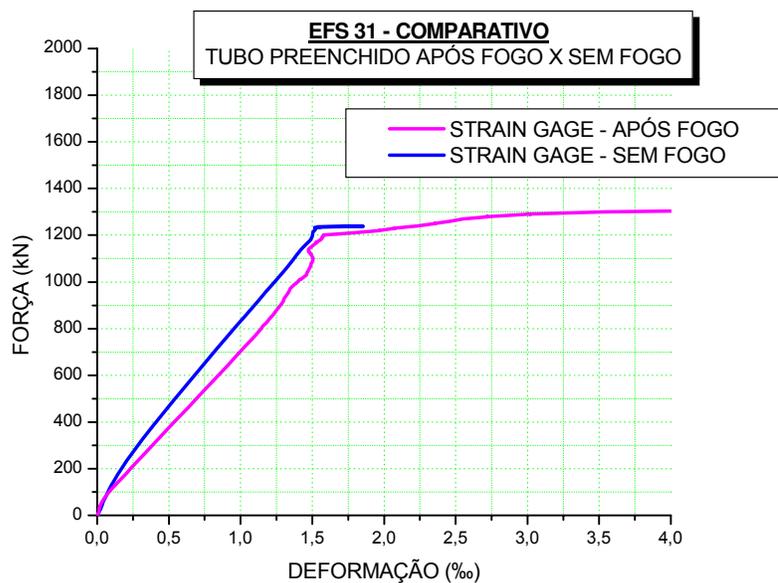


Figura 85 - Pilar Misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

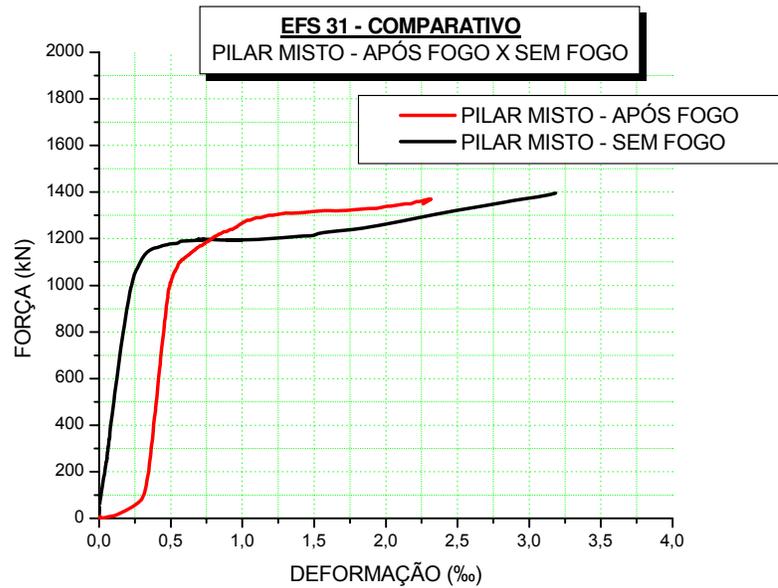


Figura 86 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

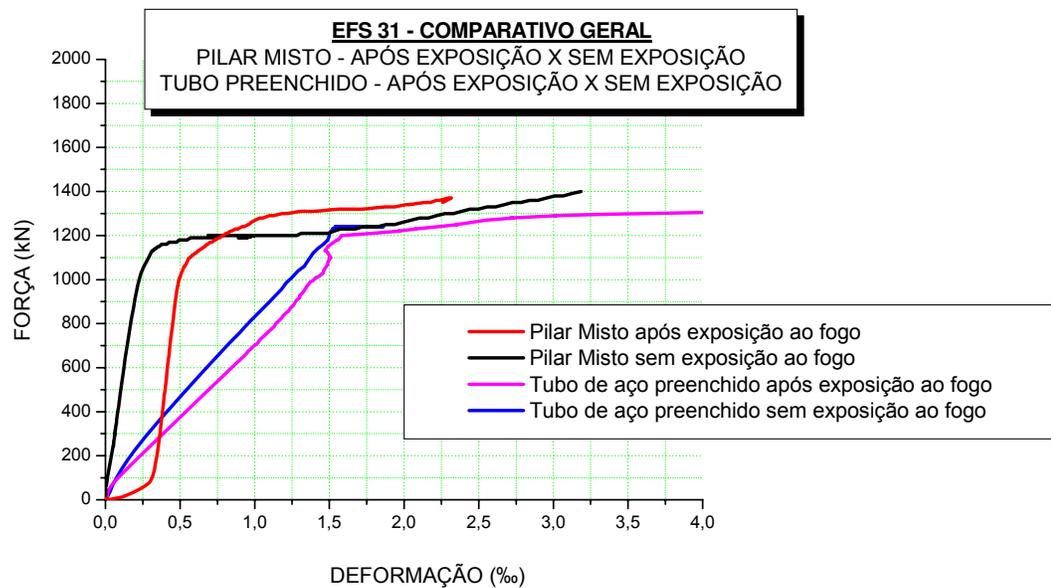


Figura 87 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

A tabela 20 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de escoamento do tubo de aço após exposto a altas temperaturas e força última do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

Tabela 20 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	TRRF (min)
EFC 32	890	450	100	1200	1000	0,833	30
EFS 31	890	500	100	1200	1190	0,992	30

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u, \theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.6 Análise dos gráficos referente ao grupo 6

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto à altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto à temperaturas elevadas, apresentou comportamento diferenciado, com força de início de escoamento de 1200 KN para o Pilar não exposto e 880 KN para o Pilar após ter sido exposto a altas temperaturas, e força última de 1250 KN para o não exposto e 1150 KN para o pilar após exposto (figuras 89; 90 e 91).

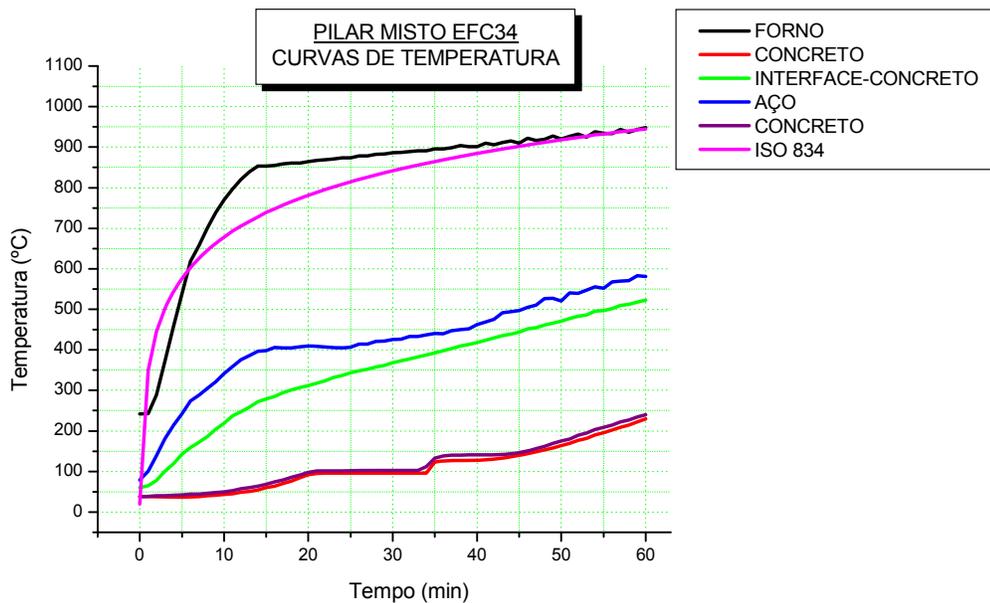


Figura 88 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 34
Tubo \varnothing 141 x 6,3

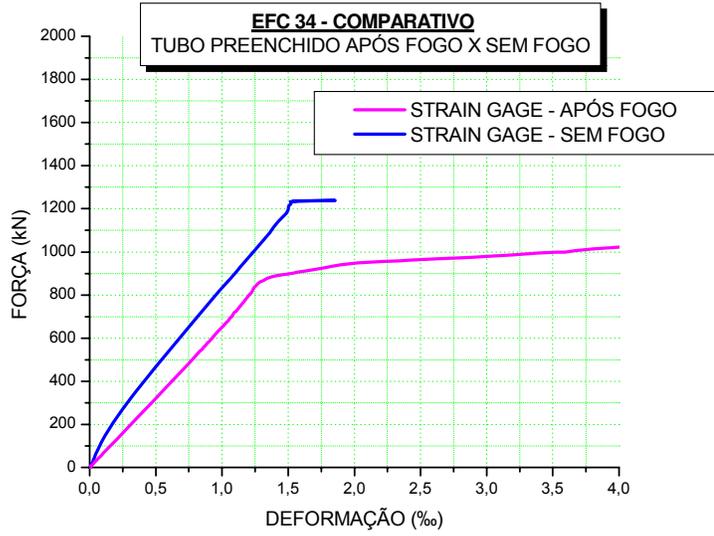


Figura 89 - Pilar Misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

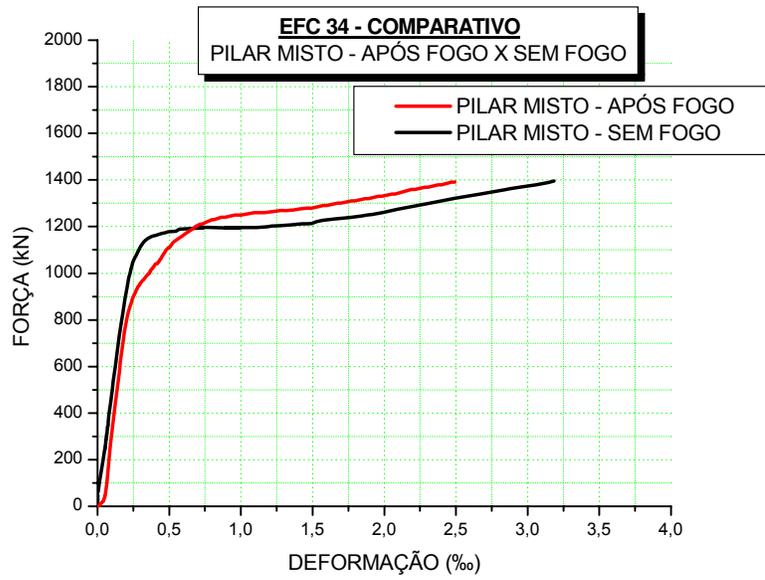


Figura 90 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

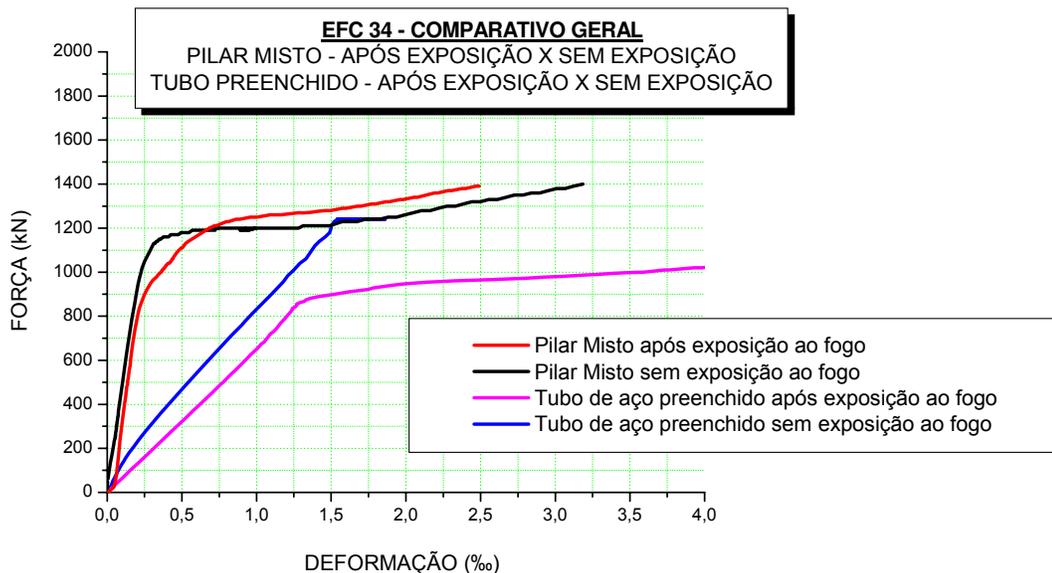


Figura 91 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

O gráfico força x deformação do tubo de aço do pilar misto após exposto à altas temperaturas em relação ao tubo de aço do pilar misto sem ter sido exposto à temperaturas elevadas, apresentou comportamento diferenciado, com força de início de escoamento de 1200 kN para o Pilar não exposto e 910 kN para o Pilar após ter sido exposto a altas temperaturas, e força última de 1250 kN para o não exposto e 1150 kN para o pilar após exposto. (figura 93 e 94)

Sobrepondo os gráficos, figura 95, nota-se que para o tempo de 60 minutos de exposição não houve perda de capacidade resistente do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

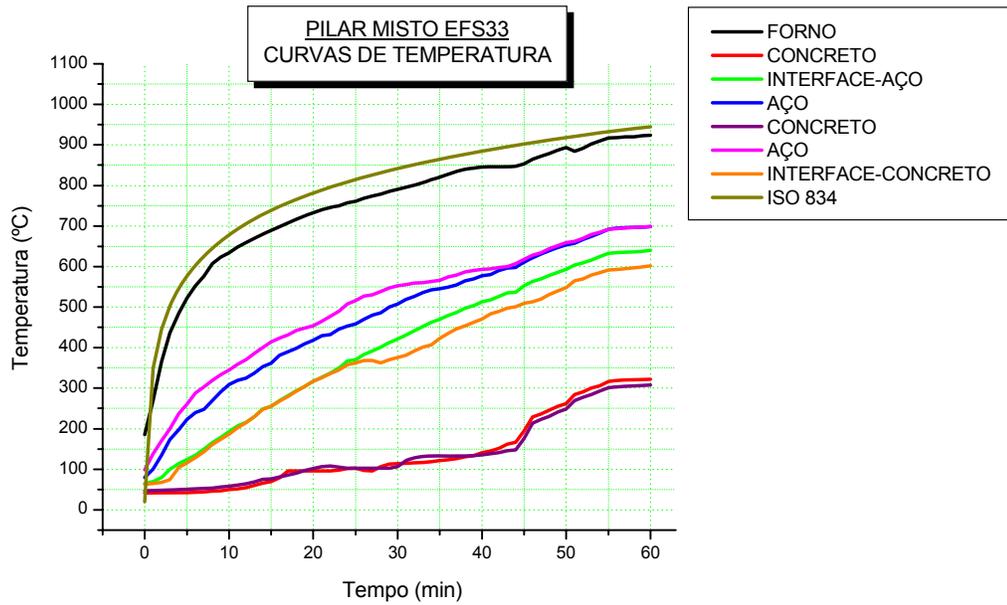


Figura 92 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFS 33
Tubo \varnothing 141 x 6,3

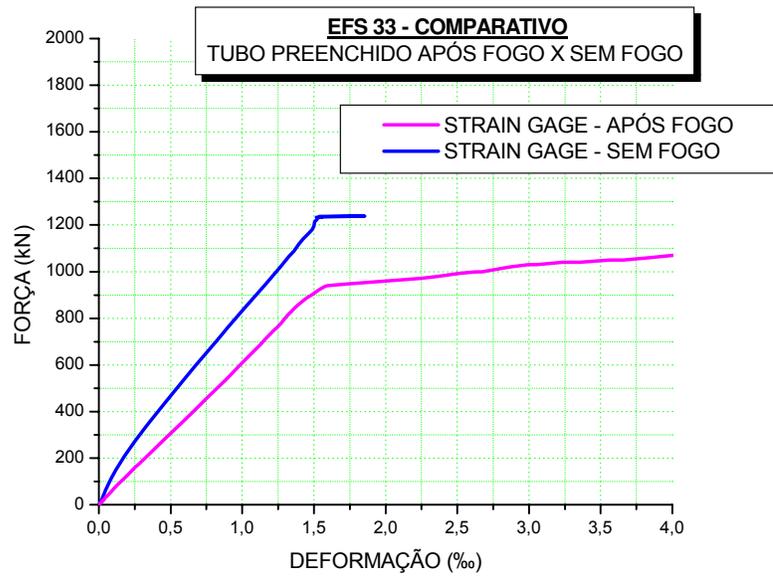


Figura 93 - Pilar Misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

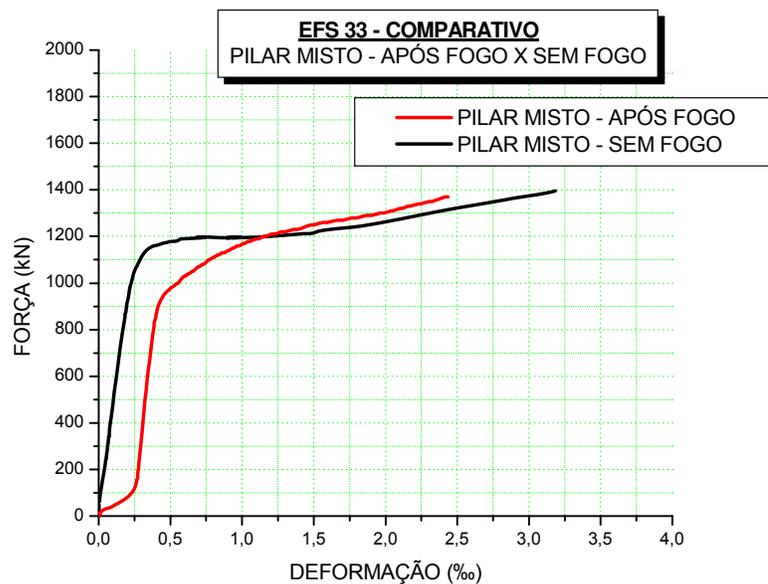


Figura 94 - Deformação vertical do pilar misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

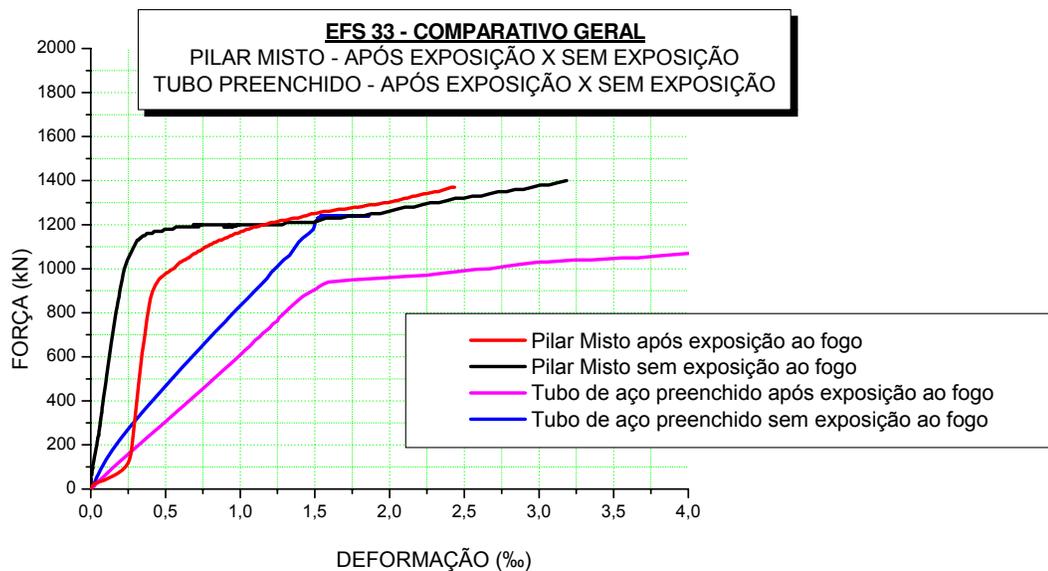


Figura 95 - Comparativo Geral - Força X Deformação do pilar misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

A tabela 21 apresenta os resultados dos valores das temperaturas máximas atingidas para os respectivos tempos requeridos de resistência ao fogo, da força de

escoamento do tubo de aço do pilar misto em temperatura ambiente, referente ao trabalho de mestrando de Simões, R.(2008); da força de escoamento do tubo de aço após exposto a altas temperaturas e força última do pilar misto após exposto a altas temperaturas.

Tabela 21 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

Pilar Misto	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	F_u kN	$F_{u, \theta}$ kN	$\frac{F_{u, \theta}}{F_u}$	TRRF (min)
EFC 34	950	590	240	1200	880	0,733	1400	1400	1	60
EFS 33	950	700	340	1200	910	0,758	1400	1400	1	60

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares depois de esfriados

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u, \theta}$ Força última dos pilares após esfriados

TRRF Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

5.7 Resumo dos resultados dos ensaios

A tabela 22 apresenta os resultados da força de início de escoamento para todos os ensaios realizados. Esses valores de escoamento foram obtidos conforme procedimento apresentado no artigo dos autores Han L.N. et al (2005).

No ensaio EFC 13 houve problema com o forno, a temperatura não obedeceu à curva programada, atingindo temperaturas muito elevadas.

No ensaio EFC 22, os valores dos deslocamentos foram perdidos durante o ensaio estático.

Tabela 22 - Temperaturas máximas e forças de escoamento

GRUPO	PILAR MISTO	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_{esc} kN	$F_{esc, \theta}$ kN	$\frac{F_{esc, \theta}}{F_{esc}}$	TRRF (min)
1	EFC 11	890	800	290	780	640	0,821	30
	EFC 12	890	500	150	780	750	0,962	30
	EFS 11	880	550	150	780	780	1	30
2	EFC 13	1200	1140	725	780	500	0,641	60
	EFC 14	940	630	360	780	680	0,872	60
	EFS 13	940	650	440	780	700	0,897	60
3	EFC 21	750	700	155	1150	950	0,826	30
	EFC 22	880	450	150	1150	-	-	30
	EFS 21	880	450	170	1150	1150	1	30
4	EFC 23	860	800	655	1150	1000	0,870	60
	EFC 24	940	630	330	1150	1150	1	60
	EFS 23	900	640	450	1150	-	-	60
5	EFC 31	750	550	125	1200	-	-	30
	EFC 32	890	450	100	1200	1000	0,833	30
	EFS 31	890	500	100	1200	1190	0,992	30
6	EFC 33	945	650	250	1200	1050	0,875	60
	EFC 34	940	590	240	1200	880	0,733	60
	EFS 33	950	700	340	1200	910	0,758	60

F_{esc} Força de escoamento dos pilares em temperatura ambiente

$F_{esc, \theta}$ Força de escoamento dos pilares após esfriados

O gráfico da figura 96 apresenta a comparação das forças de início de escoamento dos pilares ensaiados em temperatura ambiente, desenvolvidos no trabalho de mestrado de Simões R.(2008), com os pilares ensaiados nesta pesquisa, os quais foram submetidos a altas temperaturas nos TRRFs de 30 e 60 minutos e esfriados até a temperatura ambiente.

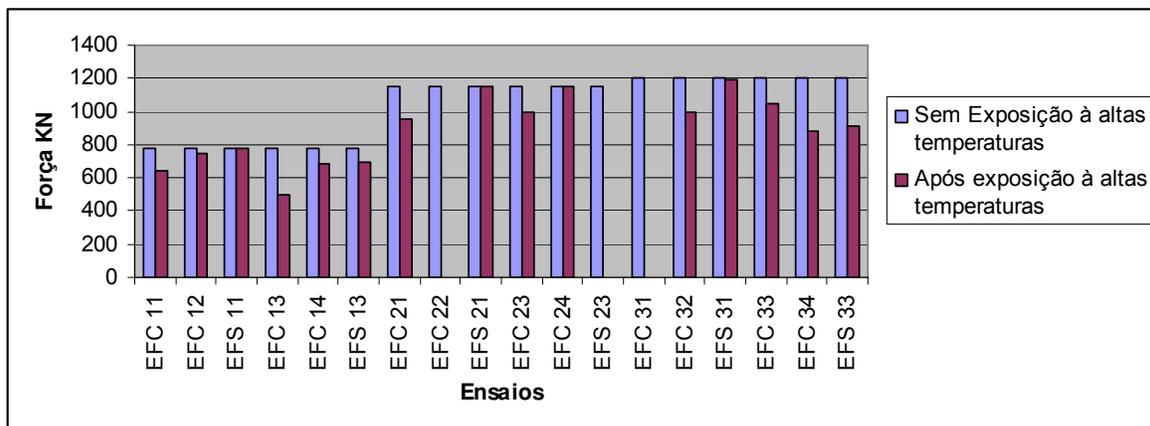


Figura 96 - Pilares em temperatura ambiente X Pilares após exposição ao fogo

A tabela 23 apresenta os resultados da força última para todos os ensaios realizados.

Tabela 23 - Temperaturas máximas e forças últimas

GRUPO	PILAR MISTO	Forno °C	Aço °C	Concreto °C	F_u kN	$F_{u,\theta}$ kN	$\frac{F_{u,\theta}}{F_u}$	TRRF (min)
1	EFC 11	890	800	290	900	850	0,944	30
	EFC 12	890	500	150	900	950	1,056	30
	EFS 11	880	550	150	900	900	1	30
2	EFC 13	1200	1140	725	900	500	0,556	60
	EFC 14	940	630	360	900	860	0,956	60
	EFS 13	940	650	440	900	970	1,078	60
3	EFC 21	750	700	155	1200	1000	0,833	30
	EFC 22	880	450	150	1200	-	-	30
	EFS 21	880	450	170	1200	1200	1	30
4	EFC 23	860	800	655	1200	1040	0,867	60
	EFC 24	940	630	330	1200	1200	1	60
	EFS 23	900	640	450	1200	1200	1	60
5	EFC 31	750	550	125	1400	1400	1	30
	EFC 32	890	450	100	1400	1400	1	30
	EFS 31	890	500	100	1400	1400	1	30
6	EFC 33	945	650	250	1400	1400	1	60
	EFC 34	940	590	240	1400	1400	1	60
	EFS 33	950	700	340	1400	1400	1	60

F_u Força última dos pilares em temperatura ambiente

$F_{u,\theta}$ Força última dos pilares após esfriados

O gráfico da figura 97 apresenta a comparação das forças últimas dos pilares ensaiados em temperatura ambiente, desenvolvidos no trabalho de mestrado de Simões, R.(2008), com os pilares ensaiados nesta pesquisa.

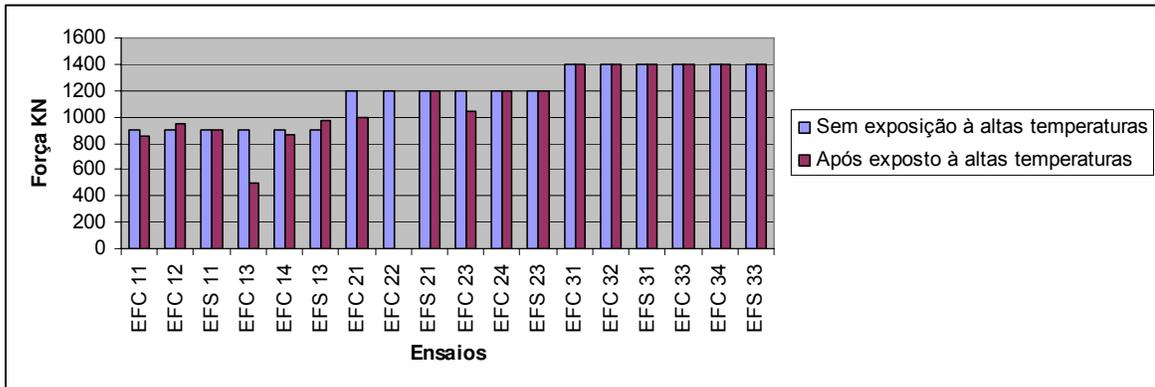


Figura 97 - Pilares em temperatura ambiente X Pilares após exposição ao fogo

As figuras 98 a 100 apresentam os gráficos referentes ao tempo de exposição de 30 minutos para a elevação da temperatura na superfície do tubo de aço, na interface entre o aço e o concreto e no núcleo do concreto.

Nos ensaios EFC11, EFC 21, EFC 31, não foram utilizados na análise dos resultados devido ao termopar do forno da Unicamp apresentar problemas de leitura durante a fase de aquecimento, causando irregularidade na curva de aquecimento.

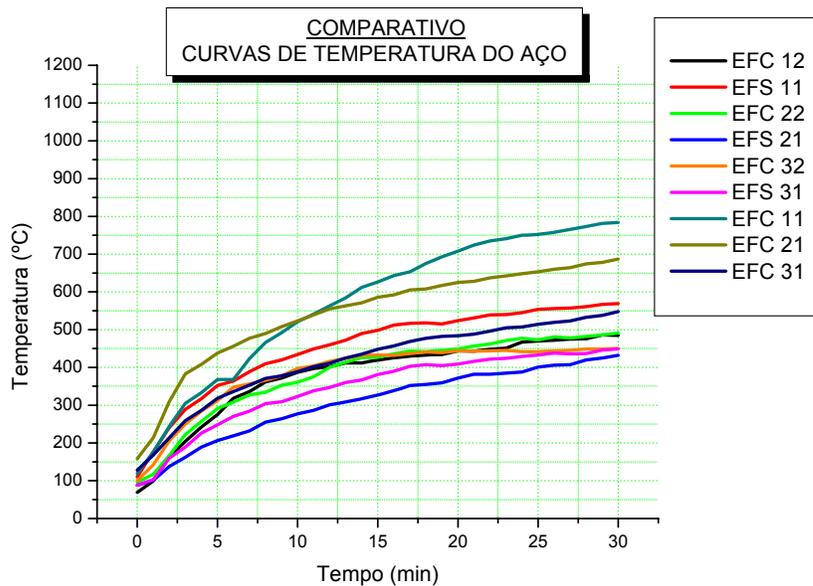


Figura 98 - Curvas temperatura x tempo no Aço para tempo de exposição de 30 minutos

Observando o gráfico da figura 98, nota-se que o diâmetro do tubo não influenciou na temperatura externa dos pilares mistos.

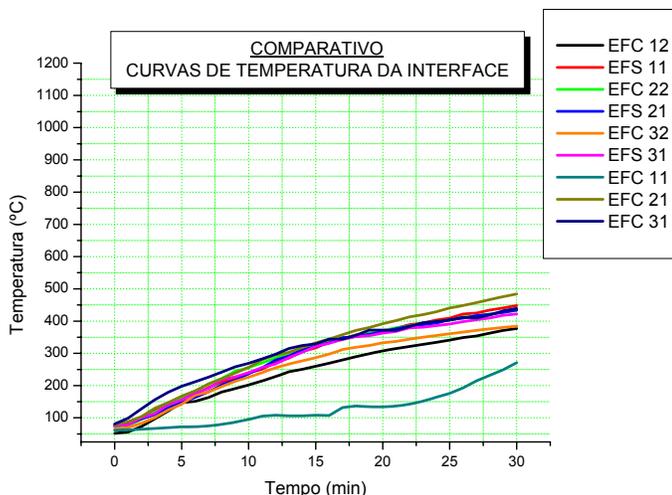


Figura 99 - Curvas temperatura x tempo na Interface aço - concreto para tempo de exposição de 30 minutos

No gráfico da figura 99, existe um indicativo que a espessura do tubo influencia temperatura da interface aço e concreto, mostrando que a temperatura foi mais baixa na interface dos tubos mais espessos.

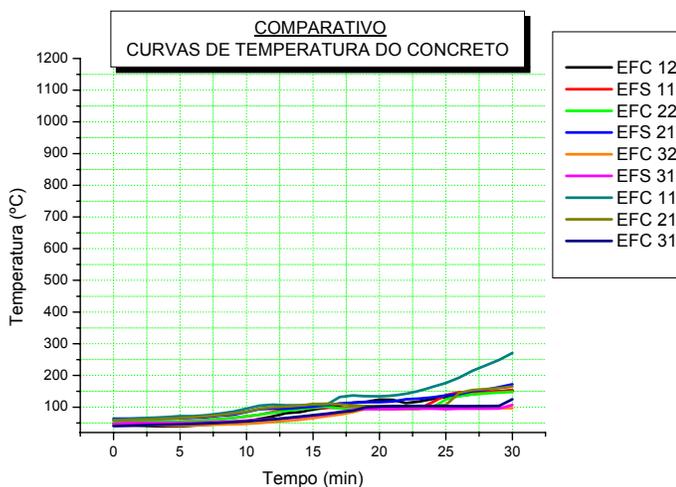


Figura 100 - Curvas temperatura x tempo no Concreto para tempo de exposição de 30 minutos

A figura 100 apresenta o comportamento da temperatura no núcleo de concreto e mostra um indicativo que a temperatura foi inferior nos tubos com maiores diâmetros e maiores espessuras.

As figuras 101 a 103 apresentam os gráficos referentes ao tempo de exposição de 60 minutos para a elevação da temperatura na superfície do tubo de aço, na interface entre o aço e o concreto e no núcleo do concreto.

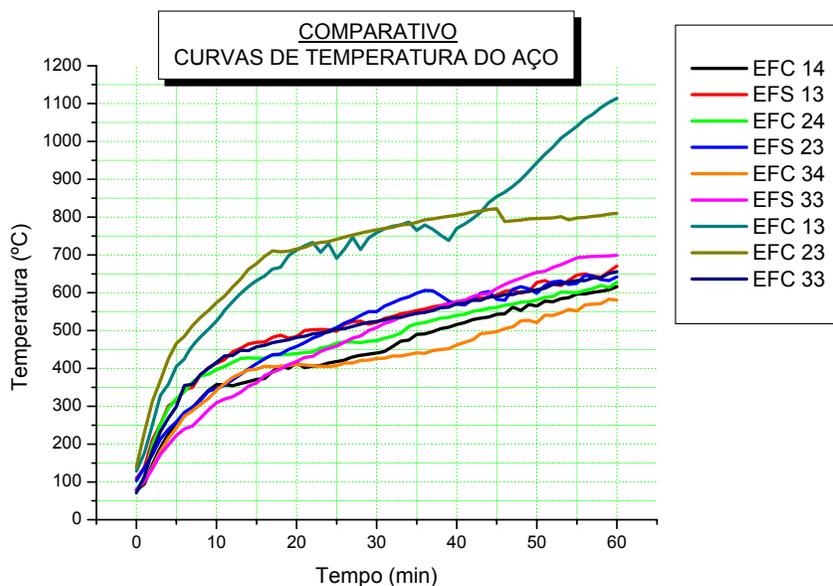


Figura 101 - Curvas temperatura x tempo no Aço para tempo de exposição de 60 minutos

Observando o gráfico da figura 101, nota-se que o diâmetro do tubo não influenciou na temperatura externa dos pilares mistos.

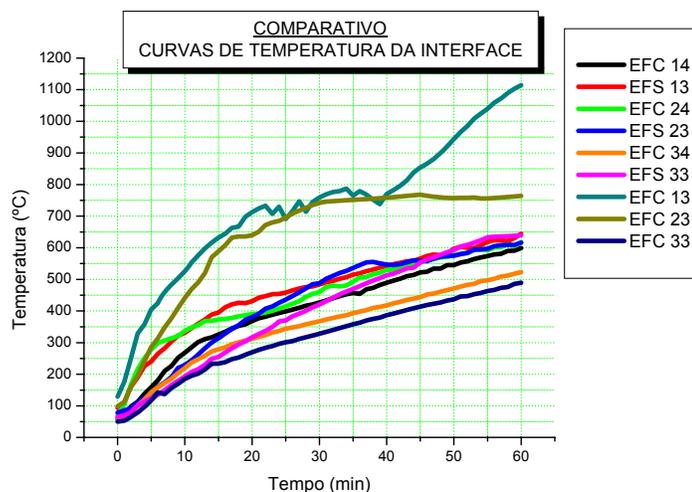


Figura 102 - Curvas temperatura x tempo na Interface aço - concreto para tempo de exposição de 60 minutos

No gráfico da figura 102, existe um indicativo que a espessura do tubo influencia temperatura da interface aço e concreto, mostrando que a temperatura foi mais baixa na interface dos tubos mais espessos.

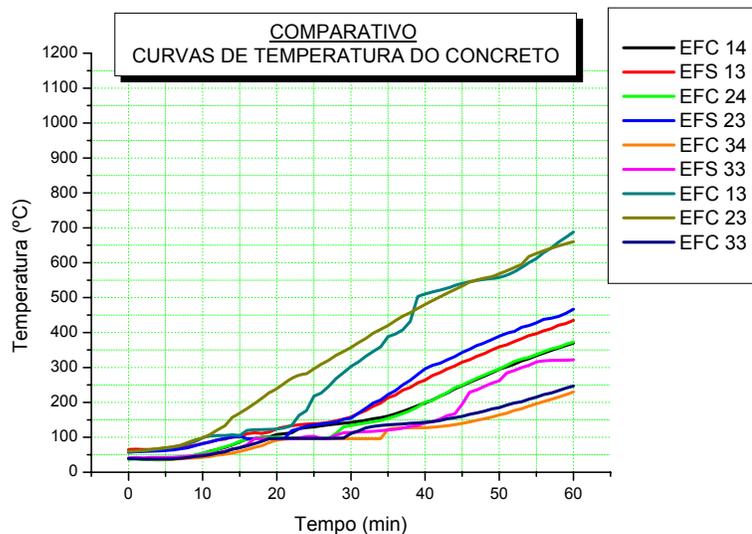
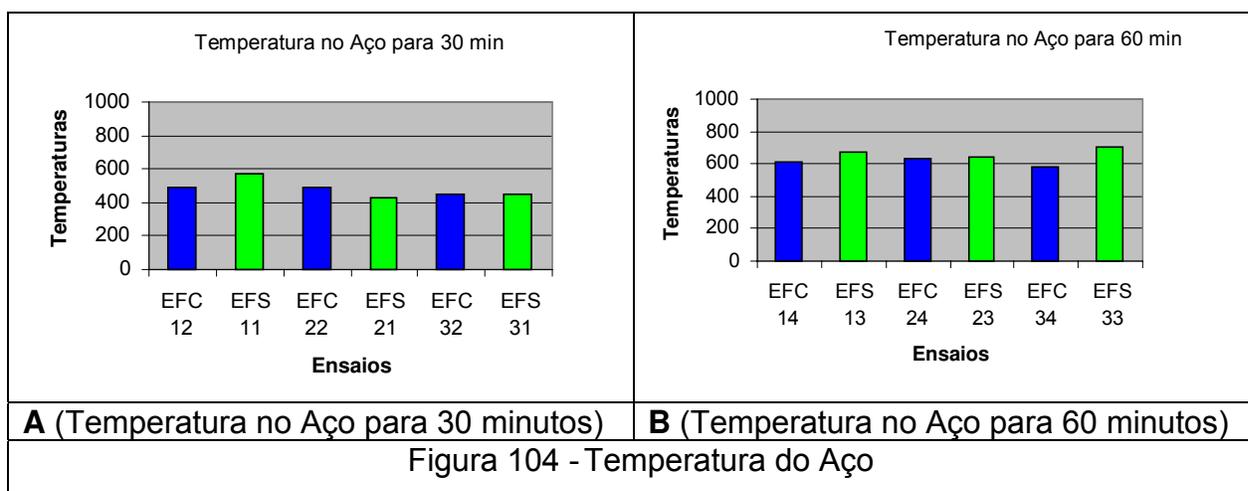


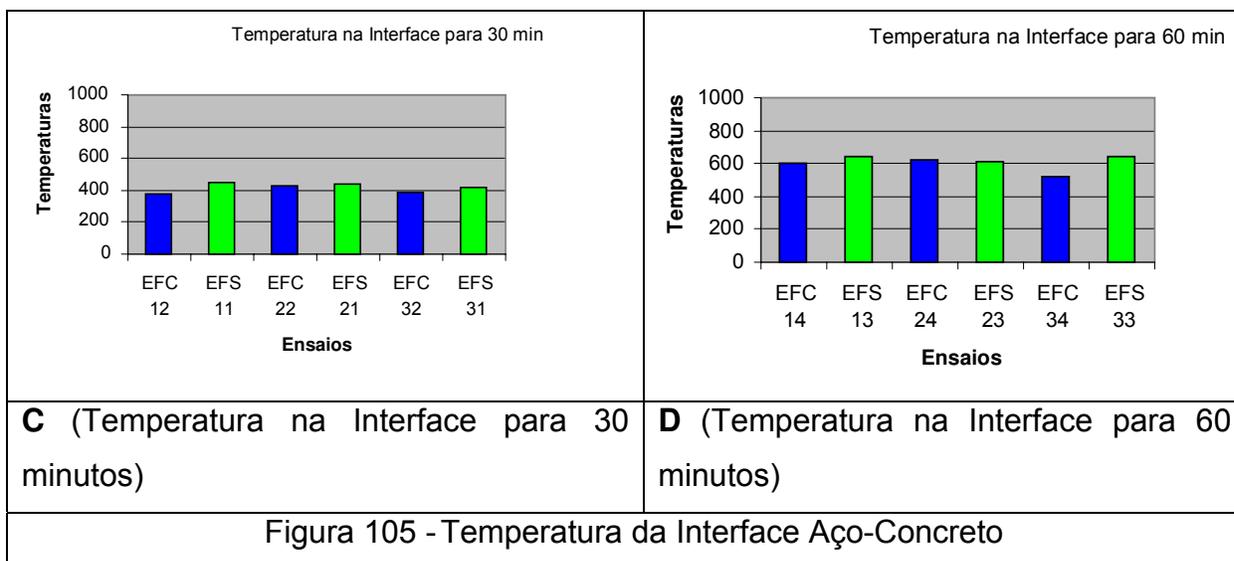
Figura 103 - Curvas temperatura x tempo no Concreto para tempo de exposição de 60 minutos

A figura 103 apresenta o comportamento da temperatura no núcleo de concreto e é possível notar que a temperatura foi inferior nos tubos com maiores diâmetros e maiores espessuras.

Os gráficos das figuras 104 à 106 apresentam a comparação entre as temperaturas dos pilares ensaiados no forno com carregamento e pilares ensaiados no forno sem carregamento para os tempos de 30 e 60 minutos, indicando que para tempos de 30 minutos a superfície tubo de aço ficou entre os 400 e 500°C, não ocorrendo praticamente nenhuma perda da capacidade resistente para esse valor de temperatura; já no caso do tempo de 60 minutos os pilares apresentaram temperaturas variando entre 600 e 700°C, o que fez com que os tubos de aço desses pilares mistos entre em escoamento com valores inferiores aos mesmos pilares sem terem sido levados a altas temperaturas, como foi apresentado no item 5.7.



A figura 105 apresenta as temperaturas na interface entre o aço e o concreto para os tempos de 30 e 60 minutos.

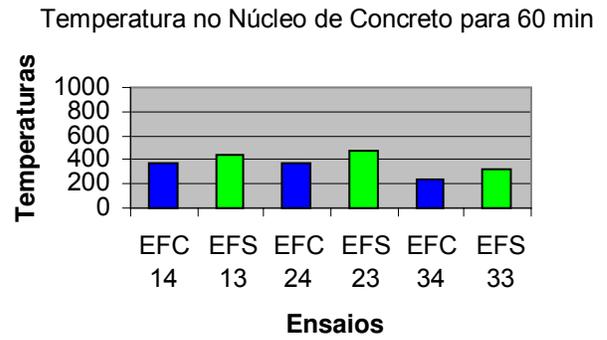
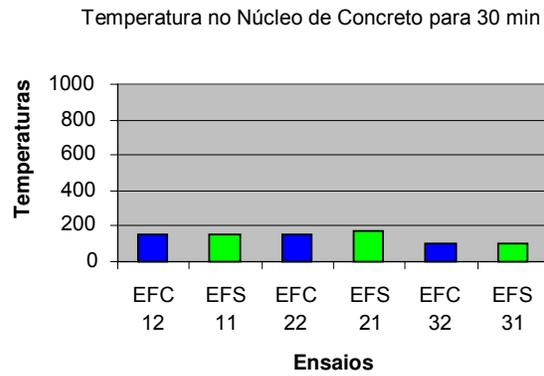


A figura 106 apresenta as temperaturas no núcleo de concreto para os tempos de 30 e 60 minutos.

Nota-se que houve um ligeiro aumento das temperaturas no núcleo de concreto nos pilares sem carregamento dentro do forno, indicando que o carregamento dificultou a evaporação da água livre do concreto, retardando o aumento da temperatura, devido ao sistema de prensa impedir essa evaporação pelas extremidades dos pilares mistos, mesmo com a presença de furos laterais nos tubos de aço que permitem a liberação do vapor, conforme explicado no item 4.

Observa-se também, que para os pilares com maior diâmetro a temperatura do concreto foi inferior, como pode ser observado no pilar EFS 33, que apresentou uma maior temperatura na superfície do tubo de aço (figura 104-B), porém uma menor temperatura no núcleo de concreto (figura 106-F).

Também é possível observar que a espessura do tubo de aço não influenciou de maneira significativa no aumento de temperatura no núcleo de concreto, figuras 104-B e 106-F, como por exemplo: os pilares EFC14, EFS13, EFC24 e EFS23



E (Temperatura no Núcleo de Concreto para 30 minutos)

F (Temperatura no Núcleo de Concreto para 60 minutos)

Figura 106 - Temperatura do concreto

6 CONCLUSÃO

Analisando os resultados dos ensaios de temperatura por meio dos gráficos apresentados no item 5 e anexo B, nota-se que houve uma variação no comportamento da curva temperatura x tempo para cada ensaio realizado.

Verificando a tabela 22 do item 5.7 é possível comparar os resultados de dois ensaios de cada um dos seis grupos que foram objetos deste estudo, pois desenvolveram curvas de elevação de temperatura semelhantes e dentro dos limites de variação de temperatura em relação à curva de incêndio-padrão da NBR 5628.

O comportamento força X deformação dos pilares mistos foi alterado após exposição a altas temperaturas em relação aos mesmos pilares em temperatura ambiente, sendo mais evidente nos ensaios de 60 minutos, os quais atingiram temperaturas mais elevadas.

Quando comparamos esses ensaios com os de temperatura ambiente, as forças de escoamento e o limite de proporcionalidade foram menores para os pilares submetidos ao fogo, em relação aos mesmos pilares ensaiados em temperatura ambiente.

Esses resultados foram obtidos comparando-se a capacidade resistente dos pilares mistos submetidos às altas temperaturas com os ensaios realizados pelo mestrando Renato Simões, que ensaiou pilares mistos curtos em temperatura ambiente (Simões, R (2008)).

No que se refere à aplicação de carga nos pilares dentro do forno, pôde-se concluir que a temperatura do núcleo de concreto para os pilares carregados foi inferior à temperatura dos pilares sem carregamento. Há uma indicação de que isso ocorreu devido ao carregamento impedir que houvesse evaporação da água pela face superior e inferior dos pilares, fazendo com que a temperatura se elevasse mais lentamente devido a presença de água livre na pasta de cimento, o que ajudou na maior capacidade resistente em relação aos pilares não carregados.

Portanto o carregamento aplicado durante o ensaio no forno influenciou na temperatura do concreto, porém, com a intensidade de força de 50% da capacidade resistente dos pilares mistos em situação de incêndio (tabela 14), não houve influência na capacidade resistente residual desses pilares, visto que tais intensidades de carga são baixas e não chegam a interferir no comportamento tensão X deformação dos pilares durante a exposição às altas temperaturas.

Nos ensaios em que o diâmetro do tubo foi o mesmo, mas as espessuras eram diferentes (ensaio EFC24 e EFC 14), pôde-se observar que a temperatura máxima na interface entre o tubo metálico e o concreto foi menor, quanto maior a espessura.

Verificou-se também que o diâmetro influenciou a temperatura final no núcleo de concreto, quando foram comparados os resultados dos grupos 6 (EFC 33, EFC 34 e EFS 33) com os resultados dos ensaios do grupo 2 (EFC 13, EFC 14 e EFS 13).

Os pilares mistos com tubos de aço de diâmetros maiores apresentaram resistência de início de escoamento inferior aos tubos de menor diâmetro, mas com mesma espessura, no caso dos ensaios a 60 minutos.

Foi observado que não houve perda da capacidade resistente para as forças últimas, tanto para os ensaios com tempo de 30 minutos quanto para os ensaios com tempo de 60 minutos.

Os gráficos força X deformação dos pilares mistos após exposição a altas temperaturas indicaram um comportamento semelhante aos pilares sem terem sido expostos, até o momento em que o tubo de aço atingiu o início de escoamento. A partir desse instante os pilares desenvolveram curvas diferentes de deformação, sendo mais evidente nos tempos de 60 minutos, apresentando maior deformação para o mesmo nível de força, porém as forças últimas foram praticamente as mesmas dos ensaios pilares sem exposição às altas temperaturas.

6.1 Continuidade da Pesquisa

Por se tratar de um trabalho experimental e inédito no Brasil, são sugeridas as seguintes propostas para continuidade desta pesquisa:

- Estudo de pilares mistos nos TRRFs de 90 e 120 minutos;
- Estudo numérico;
- Utilização de tubos com seção transversal quadrada;
- Variação da resistência do concreto de preenchimento do tubo;
- Maiores variações da relação D/t do tubo;
- Pilares mistos esbeltos;

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. ASTM E-119-00a. **Standard test methods for fire tests of buildings constructions and material**. West Conshohocken. USA. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 : **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323 :**Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: **Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 1980.

COSTA, I. A. **Estudo paramétrico da resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto**. 2001. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP. Minas Gerais.

CONSTRUCTION WITH HOLLOW STEEL SECTIONS. **Design guide for structural hollow section columns exposed to fire**. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire. Koln : Verl. TUV Rheinland. 1994.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 4: **Design of composite steel and concrete** structures – part 1.2: General rules – Structural fire design. prEN 1994-1-2. CEN: Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 4: **Design of composite steel and concrete structures - part 1-1: General rules and rules for buildings**. prEN 1994-1-1 CEN: Brussels, 2001.

EUROPEAN PRESTANDARD. **Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow steel columns**. ENV 13381-6 Austrian. 2002.

HAN L.H. et al. **Experimental Study and Calculation of Fire Resistance of Concrete-Filled Hollow Steel Columns** Journal of Structural Engineering, China, v. 129, n. 3, p. 346-356, Mar 2003.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION – **Fire resistance tests – Elements of building construction**. ISO 834. Genève. 1994.

KODUR V.K.R. Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. Journal of Constructional Steel Research 51 (1999) 21-36

LIMA R.C.A et al. **Efeito de altas temperaturas no concreto**. II Seminário de Patologia das Edificações – Novos Materiais e Tecnologias Emergenciais – Porto Alegre – RS 2004

LIE, T.T. **Fire and Buildings** London: Applied Science Publishers, Ltd, 1972.

LIE, T.T. **Structural fire protection** 78 ed. : T.T. Lie, 1992. 241 p.

HAN L.N. et al. Compressive and flexural behaviour of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire. Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 882-901.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J. **Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto** Belo Horizonte: O Lutador, 2001. 336 p.

SILVA, V.P. **Estruturas de aço em situação de incêndio** São Paulo: ZIGURATE, 2004. 249 p.

SIMÕES, R. **Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto.** 2008. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. São Paulo.

Vargas M.R e Silva V.P. (2003). **Resistência ao fogo das estruturas de aço.** Rio de Janeiro, 2003. 78 p. (Série Manual de Construção em Aço)

LIMA, R.C.A. et al. **Efeito de Altas Temperaturas no Concreto.** In: II SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES – NOVOS MATERIAIS E TECNOLOGIAS EMERGENTES, Porto Alegre, RS. 2004.

7.1 BIBLIOGRAFIAS CONSULTADAS

SOUZA, A.A.A. ; MORENO JR, A.L. Efeito de Altas Temperaturas na Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação do Concreto **Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia**, v. 6, p. 21-30, Set./Out 2003.

LIE T.T. and STRINGER D.C. Calculation of fire resistance of steel hollow structural columns filled with plain concrete. Canadian Journal Civil Engineering. 21 (1994) 382-385.

TAN K.H, and TANG C. Y. Interaction Model for Unprotected Concrete Filled Steel Columns Under Standard Fire Conditions. Journal of Structural Engineering, ASCE 2004; 130 (9): 1405-1413.

Yin Jing, et al. **Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns.** Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 723-729.

ANEXO A – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO

O concreto utilizado nesta pesquisa foi desenvolvido por meio de um estudo de dosagem feito pela aluna Natália Lo Tierzo, em um trabalho de iniciação científica patrocinado pela FAPESP com bolsa de estudos através do processo 05/02897-1.

Para a produção do concreto de resistência de 25MPa foi utilizado aditivo na proporção de 2%, em massa, em relação ao cimento e teor de argamassa de 54%, sendo estipulado um valor de teor de água materiais secos de H= 9,5%.

Depois de definida a dosagem por meio de vários estudos teóricos e práticos realizados, iniciou-se o processo de produção do concreto. Com as informações de teor de argamassa e relação água/materiais secos foi possível determinar o traço exato do concreto que foi rodado e determinar as características do concreto em seu estado fresco e endurecido.

Com os valores das massas específicas dos agregados e do cimento e os referidos valores do traço foi possível calcular o consumo de cimento para um metro cúbico de concreto pela seguinte fórmula:

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + x}$$

Sendo:

C= consumo de comento, em Kg;

a = quantidade de areia, em Kg;

p = quantidade de Brita, em Kg;

x = relação água/cimento;

γ_c = massa específica do cimento (kg/dm³);

γ_a = massa específica da areia (kg/dm³);

γ_p = massa específica da brita (kg/dm³);

O cálculo da massa específica do concreto em estado fresco é feito pelas seguintes fórmulas, segundo a norma **NBR 8339:1987**

$\gamma_{conc} = \frac{M_{CONC}}{V_{CONC}}$ Massa específica do ensaio

$$\gamma_{conc} = \frac{1 + a + p + x}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + x} \text{ Massa específica calculada}$$

γ_{conc} massa específica do concreto (kg/dm³)

M_{CONC} massa do concreto (kg);

V_{CONC} volume do concreto (dm³);

a quantidade de areia Kg;

p quantidade de Brita Kg;

x relação água/cimento;

γ_c = massa específica do cimento (kg/dm³);

γ_a = massa específica da areia (kg/dm³);

γ_p = massa específica da brita (kg/dm³);

Na tabela 24 é mostrado o traço do concreto produzido, assim como a relação água/cimento, massa específica e o consumo de cimento.

Tabela 24 - Cálculos realizados

1 :m	1 :a : p	Relação água-cimento (x)	Massa específica calculada (Kg/ dm ³);	Massa específica de ensaio (Kg/ dm ³);	Consumo de cimento (Kg)
1 :6,5	1 : 3,05 : 3:45	0,7125	2,455	1,957	298,01

Como apresentado anteriormente, para a produção do concreto foi utilizado 2% de aditivo em relação à massa do cimento. Conhecendo-se a massa específica do aditivo ($\gamma_{ad}=1,19 \text{ g/cm}^3$) e a quantidade de sólidos (aproximadamente 39% em massa), pôde-se fazer as correlações entre a quantidade de água incorporada no aditivo que deve ser descontada da água calculada pela relação água-cimento.

Sendo essa a quantidade de sólidos estimada, na tabela 25 será mostrada a relação água/cimento escolhida pelo cálculo, o consumo de água devido a essa relação, assim como a relação água/cimento descontando a água retirada na hora da produção do concreto, devido à quantidade de sólidos presentes no aditivo e o consumo de água com este desconto.

Tabela 25 - Correlações entre aditivo e água

1 : m	Relação água cimento de cálculo	Consumo de água por metro cúbico(l)	Quantidade de aditivo adicionado (ml)	Relação água cimento final	Consumo de água final
1: 6,5	0,7125	212,998	305,17	0,701	209,560

O ensaio de perda de abatimento para o concreto com traço 1:6,5 e H=9,5 % esta expresso na tabela 26.

Tabela 26 - Resultados da perda de abatimento do concreto de traço 1:6,5.

.Tempo (min)	Temperatura (°C)	Umidade relativa do ar (%)	Slump Test (mm)
0	26,10	64	160
15	26,30	64	110
30	26,50	64	75
45	27,30	63	45
60	27,90	63	22,5

A seguir, na figura 107 é apresentada de forma gráfica os resultados obtidos pela perda de abatimento do concreto, sendo possível notar que independente dos horários e temperaturas a perda de abatimento ocorre de forma rápida devido a grande declividade apresentada pelos gráficos.

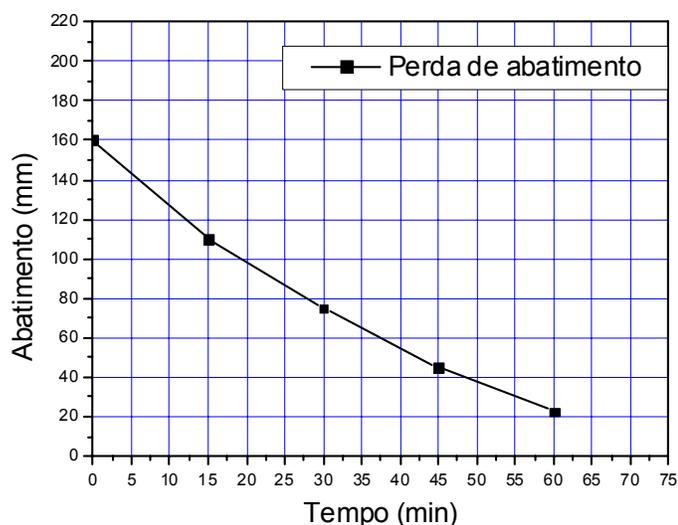


Figura 107 - Gráfico de perda de abatimento do concreto de traço 1:6,5

O ensaio de determinação dos tempos de pega por meio de resistência à penetração, conforme a NBR NM 9:2003, consiste em determinar os tempos de início e fim de pega por meio da resistência à penetração com o uso de um penetrômetro. Pela norma o tempo de início de pega se dá quando a resistência a penetração é igual a 3,4 MPa e o fim de pega ocorre quando a resistência à penetração é igual a 27,6MPa.

Devem ser feitas determinações de penetração em intervalos regulares de tempo de modo a obter uma curva regular. Devem-se ter pelo menos sete pontos, dos quais

pelo menos três antes do início de pega três devem se situar entre os limites de início e fim de pega e um ponto deve corresponder a um valor de resistência maior ou igual 27,6 Mpa.

Essas penetrações devem ser feitas por agulhas que variam de espessura de acordo com o endurecimento do concreto, e a resistência é medida através da força necessária para que a agulha penetre 25 mm no concreto.

Devido ao endurecimento do concreto no final da pega, o aparelho utilizado para os ensaios de penetração não atingia a perfuração de 2,5 cm, desta forma foi considerado como fim de pega a última leitura de resistência com a penetração de 2,5 cm.

Pelo fato ter sido utilizado aditivo houve um retardamento no tempo de início de pega (resistência de 3,4MPa), os valores encontrados são mostrados na tabela 27. Nesta tabela são mostrados também o número de determinações realizadas e o tempo passado após o contado inicial do cimento com a água, em que cada uma dessas penetrações foi realizada.

Observando a tabela 27 é possível notar que o tempo de início de pega (resistência de 3,4MPa), se encontra em um intervalo entre determinações, não sendo possível determinar a hora exata. E o tempo de fim de pega foi considerado como a última determinação realizada.

Analisando a tabela 27 é possível notar que a adição de aditivo fez com que a pega demorasse mais tempo para iniciar, já que sem aditivo isso levaria cerca de 6 a 7 horas para ocorrer, esse é um fator muito importante que deve ser analisado quando houver a adição de aditivos ao concreto, pois alguns aditivos podem acelerar ou retardar a pega influenciando no momento de moldagem e cura do concreto.

É mostrado na figura 108, o resultado de cada ensaio através da forma gráfica. Neste gráfico foram feitas aproximações por polinômios de 3º grau, desta forma é possível chegar a valores aproximados de tempo de início e fim de pega, já que nos experimentos realizados os tempo de início de pega não foram obtidos com exatidão, mais sim através de intervalos, assim como o tempo de fim de pega não foi obtido com precisão sendo o maior valor encontrado durante o experimento foi a resistência de 7,3MPa. As equações de 3º grau representam a curva contida no gráfico.

Tabela 27 - Tempo de pega do concreto de traço 1:6,5

Número de penetrações	Tempo após o contato água como cimento (horas)	Resistência à penetração (MPa)
1	3	0,19
2	4	0,23
3	5	0,38
4	6	0,65
5	7	0,78
6	8	0,86
7	9	1,12
8	10	1,56
9	11	2,10
10	12	3,45
11	13	4,78
12	14	6,00
13	15	7,12

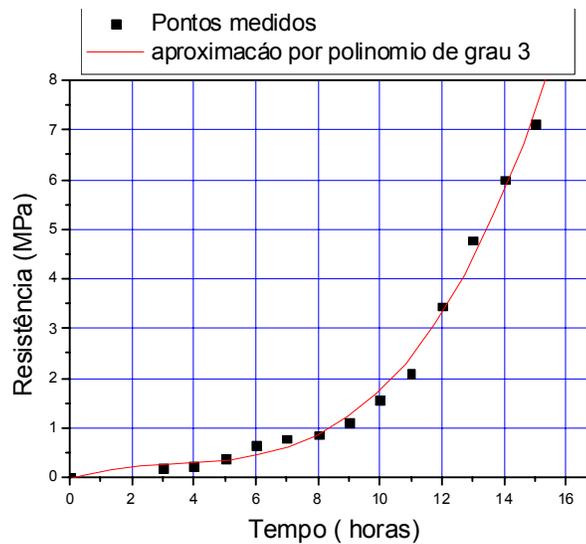


Figura 108 - Gráfico do tempo de pega do concreto de traço 1:6,5

Após o processo de produção e moldagem dos corpos-de-prova iniciou-se o processo de determinação das características mecânica do concreto em estado endurecido: resistência à tração, resistência à compressão e módulo de deformação.

Para os ensaios de resistência a compressão e resistência à tração foram moldados três corpos-de-prova para cada idade de ruptura e para cada traço diferente, sendo rompido os corpos-de-prova com 7, 14, 21 e 28 dias. O módulo de deformação foi medido aos 7 e 28 dias.

Como critério de resultado final para os corpos-de-prova calculou-se a média dos resultados obtidos de cada corpo-de-prova e foi comparado cada resultado individual com a média. Caso este resultado ultrapassasse em mais de 10% o valor da média, ele é descartado e uma nova média tirada.

Na tabela 28 é mostrado o resultado obtido no ensaio de tração, para cada idade foram rompidos três corpos-de-prova, os resultados apresentados na tabela correspondem à média.

Tabela 28 - Resultados dos ensaios de tração (MPa)

	1: 6,5
7 dias	2,101
14 dias	2,291
21dias	2,737
28dias	2,750

A tabela 29 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de compressão. Para cada idade foram rompidos três corpos-de-prova e os valores apresentados na tabela correspondem à média.

Tabela 29 - Resultados dos ensaios de compressão (MPa)

	1: 6,5
7 dias	21,475
14 dias	25,210
21dias	25,630
28dias	27,162

Na tabela 30 é apresentado o resultado obtido nos ensaio de módulo de deformação, para cada idade foram rompidos três corpos-de-prova e os valores apresentados na tabela correspondem à média.

Tabela 30 - Resultados do módulo de deformação segundo a norma (GPa)

	1: 6,5
7 dias	21,449
28 dias	22,975

Para o cálculo do módulo de deformação foi utilizado $\sigma_{0,4}$ conforme a norma.

Na Tabela 31 Esta apresentado o valore de módulo de deformação encontrado por meio dos ensaios de laboratório

Tabela 31 - Resultado do módulo de elasticidade aos 28 dias.

Traço	f_{c28} (MPa)	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (GPa)	$E_{sec,N}$ (MPa)	$E_{cs} / E_{sec,N}$
1:6,5	27,16	20,56	21,58	22,98	0,94

Na figura 109 é mostrado o equipamento e a forma como foi realizado o ensaio de tração por compressão diametral, e esse mesmo equipamento foi utilizado para o ensaio de compressão simples mostrado na figura 110.



Figura 109 - Esquema do ensaio de tração por compressão diametral



Figura 110 - Ensaio de compressão

Em seguida na figura 111 são mostrados alguns corpos-de-prova após eles serem ensaiados à compressão.



Figura 111 - Corpos-de-prova rompidos

As figuras 112 e 113 mostram o ensaio de módulo de deformação em que o corpo-de-prova é ligado a extensômetros que medem sua deformação longitudinal enquanto uma carga de compressão é aplicada em sua seção transversal.



Figura 112 - Prensa usada no ensaio de módulo

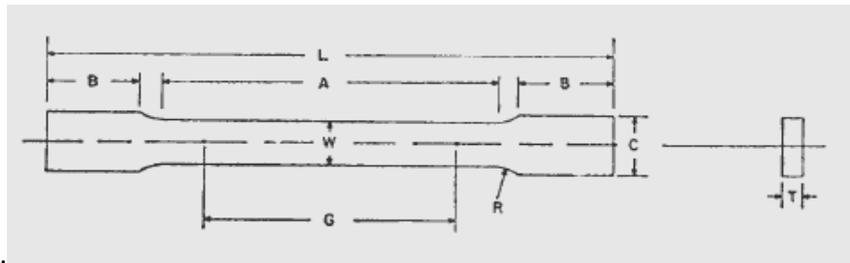


Figura 113 - Instrumentação para obtenção do módulo

A caracterização do aço foi feita no Laboratório de Propriedades Mecânicas - Departamento de Engenharia de Materiais - FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA-UNICAMP, sendo utilizada para a realização do ensaio as seguintes normas: NBR 6152 Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração (1992), EM8 – Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials [Metric]1 (2002)

Para o ensaio de determinação das propriedades mecânicas à tração do aço foram usados 12 corpos-de-prova retirados de tubos de aço. Esses tubos possuíam como variáveis o diâmetro e a espessura, sendo, então, separados para o ensaio em quatro séries com três corpos-de-prova para série conforme a tabela 32.

Os corpos-de-prova foram confeccionados de acordo com a norma EM8 – Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials [Metric]1 (2002) conforme a figura 114:



$$G = 25,0 \pm 0,1$$

$$W = 6,0 \pm 0,1$$

$$T = \text{Variável}$$

$$R = 6$$

$$L = 100$$

$$A = 32$$

$$B = 30$$

$$C = 10$$

Figura 114 - Corpo-de-prova utilizado no ensaio (unidade em mm)

Na tabela 32 são mostradas as informações de dimensão, espessura e diâmetro, dos tubos de aço dos quais foram retirados os corpos-de-prova para o ensaio de tração.

Tabela 32 - Valores das variáveis dos tubos de onde foram tirados os corpos-de-prova

Corpo-de-prova	Espessura (mm)	Diâmetro (mm)
1-a	8,7	114
1-b	8,7	114
1-c	8,7	114
2-a	6,3	141
2-b	6,5	141
2-c	6,3	141
3-a	6,0	114
3-b	6,0	114
3-c	6,0	114

Para o ensaio de tração foi utilizado o equipamento servohidráulico para ensaios mecânicos modelo 810-TESTSTARII, fabricante MTS, capacidade 100 KN.

Na figura 115 é mostrado o equipamento utilizado para a realização dos ensaios de tração dos corpos-de-prova de aço e o computador para o qual os dados são transferidos. Na figura 116 é mostrada a forma como o corpo-de-prova deve ser encaixado para a realização dos ensaios



Figura 115 - Equipamento para ensaio do aço



Figura 116 - Corpo-de-prova inserido no equipamento

Para a realização dos ensaios o equipamento foi regulado para uma velocidade de 0,02 mm/s até o escoamento e uma velocidade de 0,05 mm/s após o escoamento.

Na tabela 33 são mostrados os resultados encontrados de tensão máxima do aço, além da redução de área da amostra após o ensaio. Estão presentes também os resultados individuais de cada corpo-de-prova testado.

Para cada grupo de corpos-de-prova tirou-se a média e foi analisado cada resultado individualmente em relação à média, caso este resultado tivesse ultrapassado em mais de 10% o valor da média, ele seria descartado e uma nova média tirada.

Tabela 33 - Resultados do ensaio

Corpo – de – prova	Dimensão inicial (mm)	Dimensão final (mm)	Carga máxima (KN)	Tensão Máxima (MPa)	Redução da área (%)
1-a	5,9 x 8,7	3,0 x 4,8	24,042	468,381	28,054
1-b	6,0 x 8,7	3,1 x 4,8	24,168	463,000	28,506
1-c	5,9 x 8,7	2,9 x 4,8	24,013	467,816	27,119
2-a	5,9 x 6,3	3,3 x 3,7	17,344	466,613	32,849
2-b	5,9 x 6,5	3,4 x 3,9	18,004	469,465	34,576
2-c	5,9 x 6,3	3,6 x 3,7	17,467	469,922	35,835
3-a	5,9 x 6,0	3,5 x 3,8	16,674	471,017	37,570
3-b	5,9 x 6,0	3,4 x 3,7	16,592	468,701	35,554
3-c	5,9 x 6,0	3,5 x 3,5	16,630	469,774	34,605

Desta forma temos os seguintes resultados finais na tabela 34.

Tabela 34 - Resultados finais

Corpo-de-prova	Tensão máxima (MPa)	Redução da área (%)
1	507,598	27,405
2	468,667	34,420
3	466,399	27,893

Os gráficos apresentados nas figuras de 117 a 125 se referem aos ensaios de tração realizados individualmente em cada corpo-de-prova ensaiado, neles é possível observar a máxima resistência à tração e o patamar de escoamento de cada amostra.

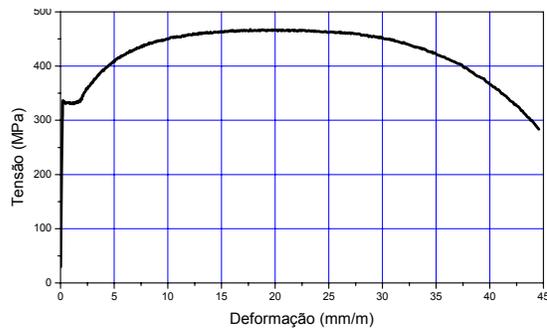


Figura 117 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1a

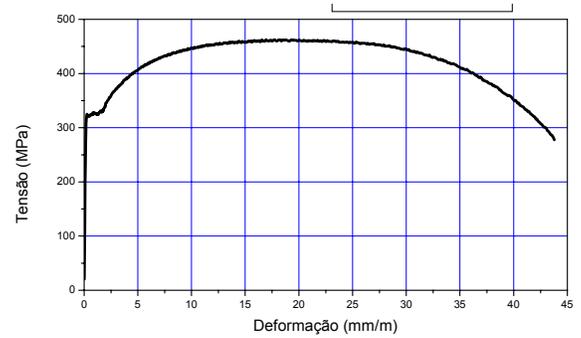


Figura 118 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1b

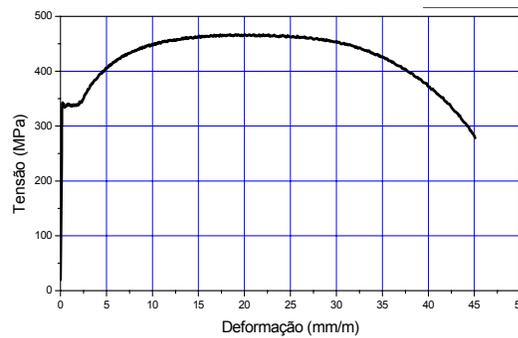


Figura 119 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 1c

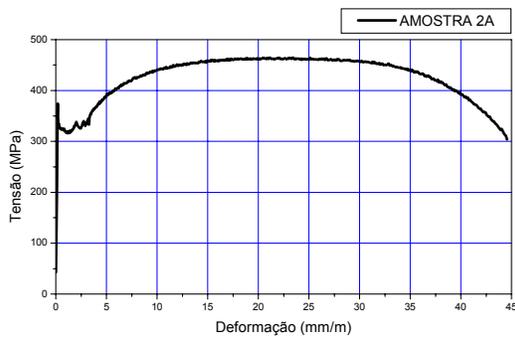


Figura 120 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2a

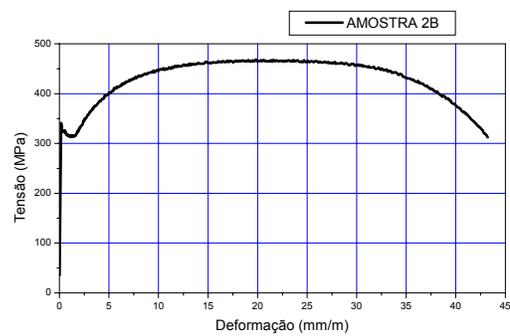


Figura 121 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2b

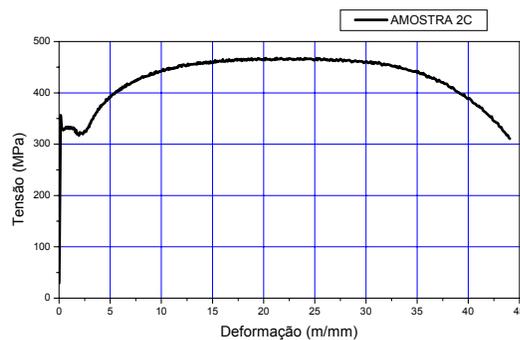


Figura 122 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 2c

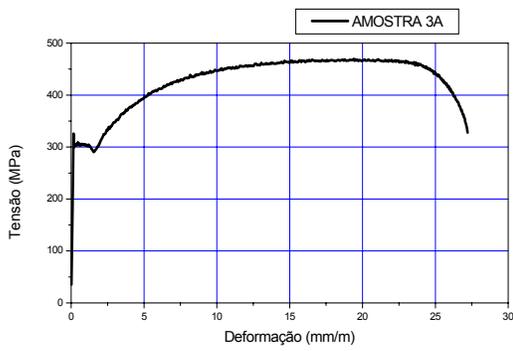


Figura 123 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3a

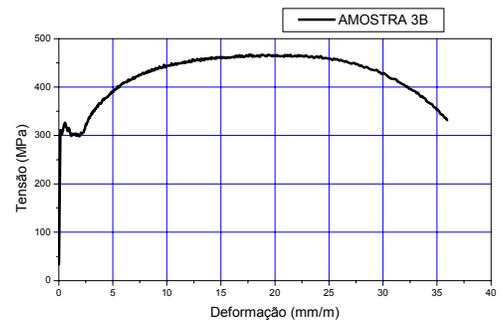


Figura 124 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3b

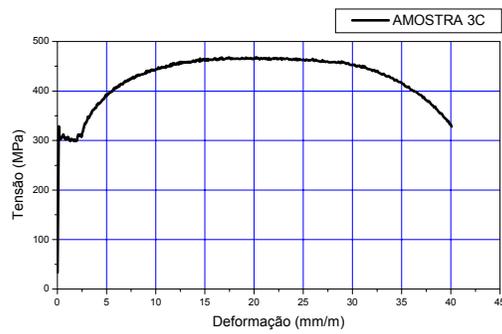


Figura 125 - Gráfico de tensão x deformação do corpo-de-prova 3c

ANEXO B – COMPARATIVO ENTRE O COMPORTAMENTO TEMPERATURA X TEMPO E COMPORTAMENTO FORÇA x DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO PILAR MISTO

Este anexo apresenta o comportamento da variação da temperatura dos pilares mistos, por meio do gráfico temperatura x tempo, e correlaciona esse gráfico com o comportamento força x deformação longitudinal dos tubos metálicos preenchidos com concreto em temperatura ambiente e comportamento força x deformação dos tubos de aço em situação de incêndio, para os grupos de pilares mistos em estudo.

Para o gráfico temperatura x tempo, as leituras das temperaturas foram feitas por meio de termopares e no gráfico força x deformação esta apresentada a média referente a aquisição dos dados de cada pilar ensaiado por meio de dois relógios comparadores, cujo objetivo era obter os deslocamentos longitudinais dos pilares misto durante a aplicação de carga axial de compressão.

- Gráficos referente ao grupo 1

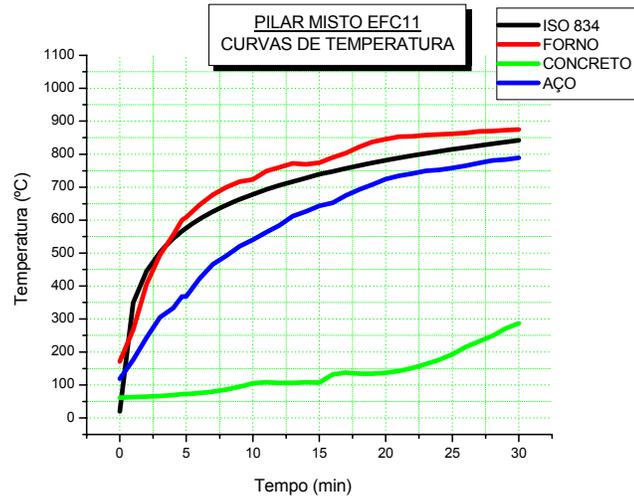


Figura 126 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 11
Tubo \varnothing 114 x 6,02

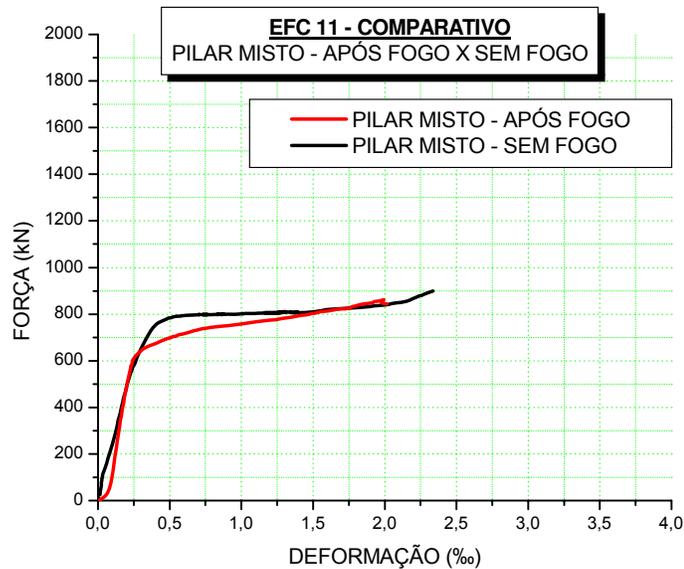


Figura 127 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

- Gráficos referentes ao grupo 2

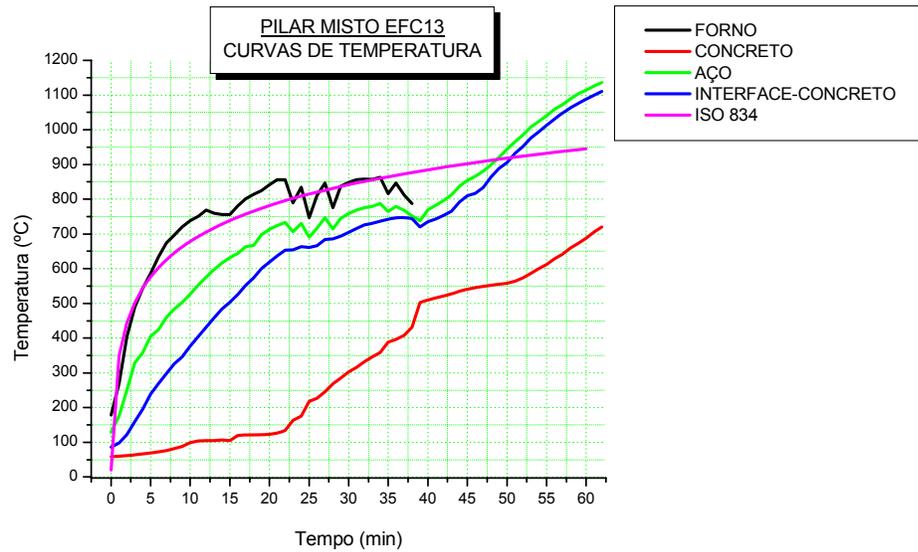


Figura 128 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC13
Tubo \varnothing 114 x 6,02

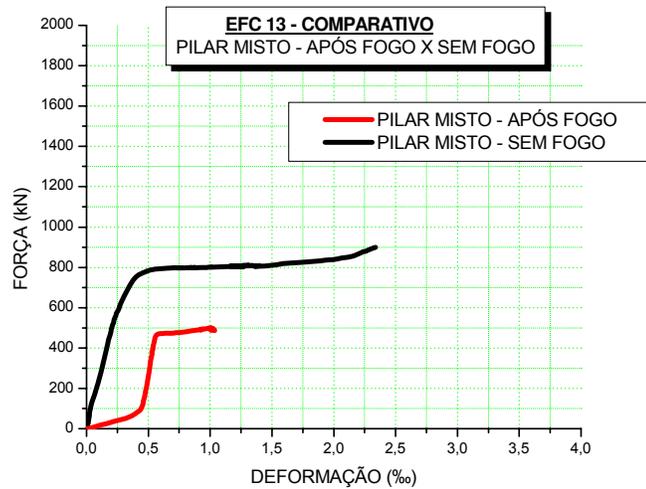


Figura 129 - Deformação vertical do pilar misto – EFC 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

- Gráficos referentes ao grupo 3

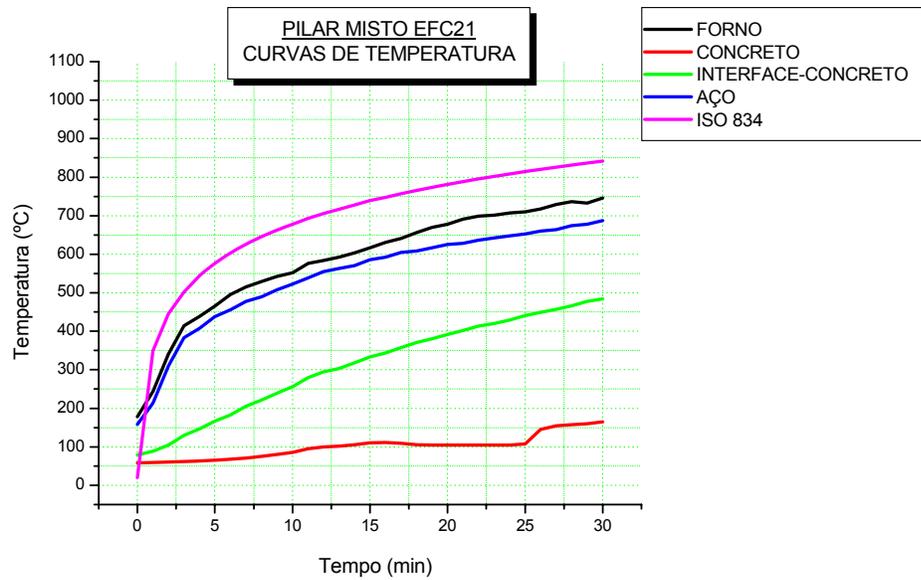


Figura 130 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 21
Tubo \varnothing 114 x 8,6

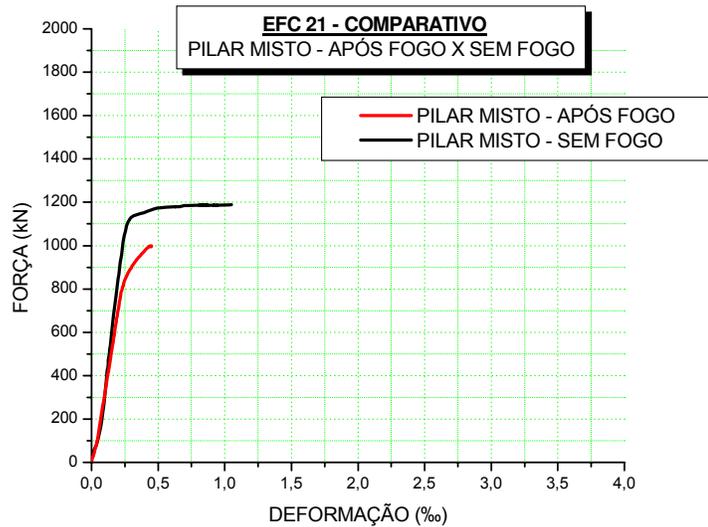


Figura 131 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

- Gráficos referentes ao grupo 4

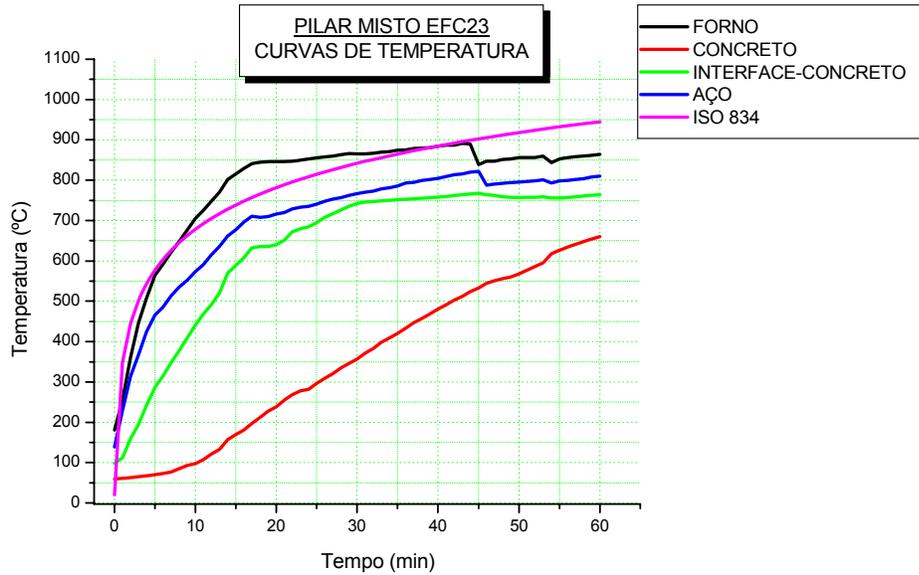


Figura 132 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 23
Tubo \varnothing 114 x 8,6

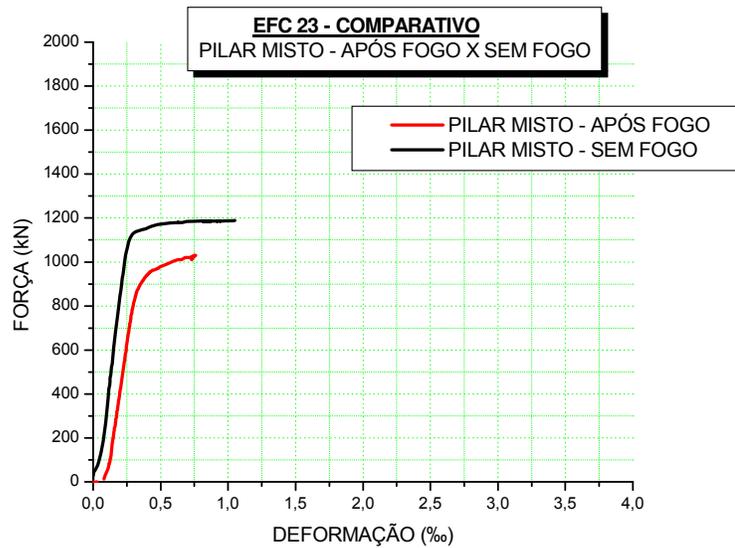


Figura 133 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

- Gráficos referentes ao grupo 5

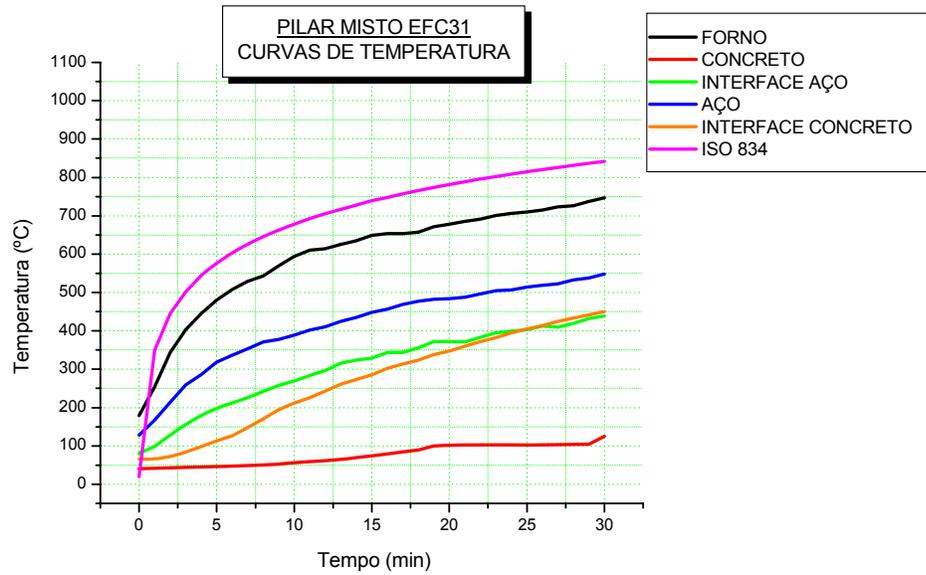


Figura 134 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 31
Tubo \varnothing 141 x 6,3

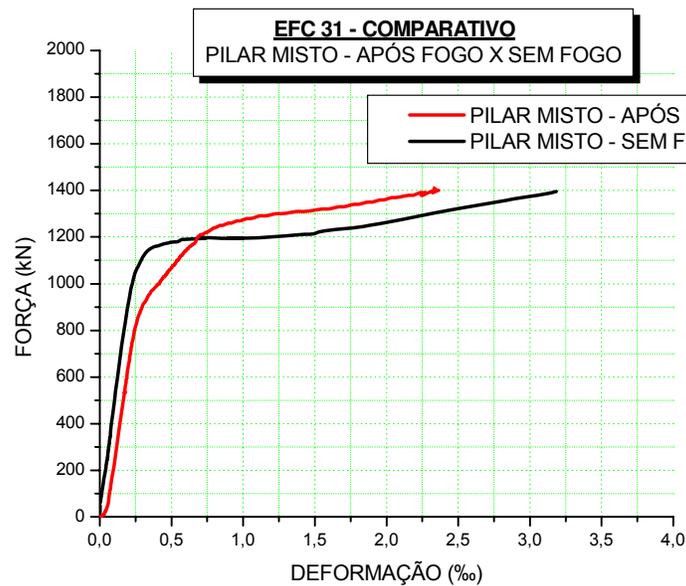


Figura 135 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

- Gráficos referentes ao grupo 6

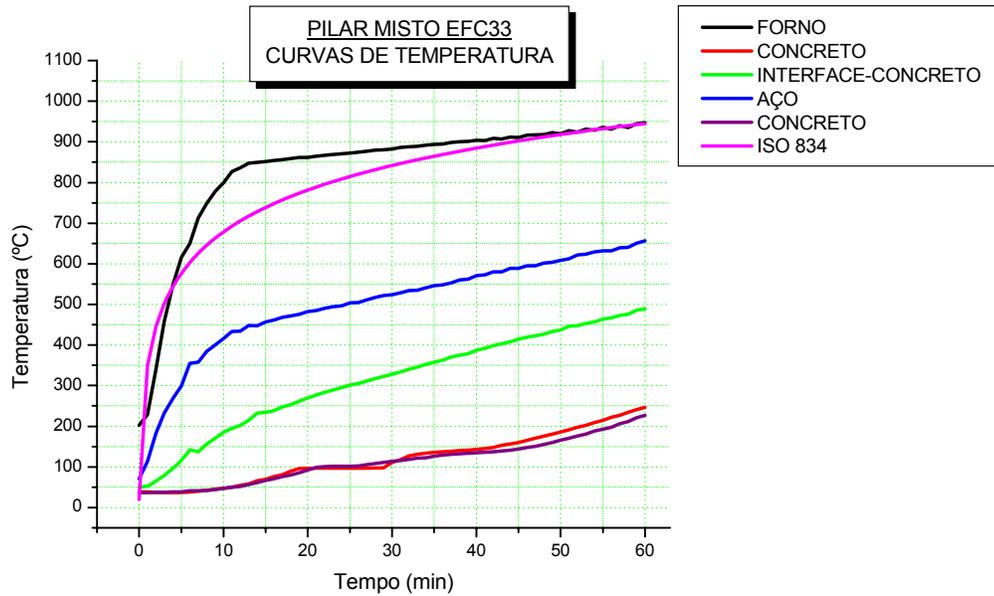


Figura 136 - Curvas de elevação de temperatura do pilar misto EFC 33
Tubo \varnothing 141 x 6,3

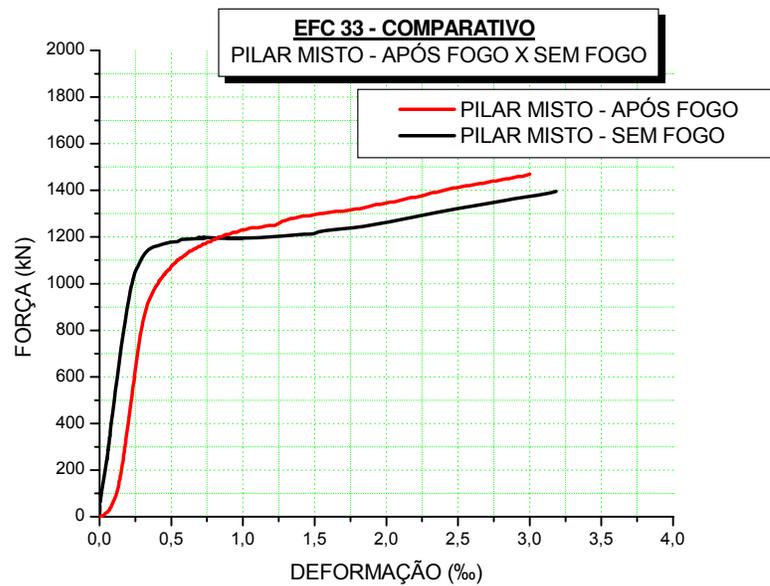


Figura 137 - Deformação vertical do pilar misto - EFC 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

ANEXO C - COMPORTAMENTO FORÇA x DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO TUBO PREENCHIDO COM CONCRETO

Este anexo apresenta a média do comportamento força x deformação longitudinal dos tubos metálicos preenchidos com concreto em temperatura ambiente e comportamento força x deformação dos tubos de aço em situação de incêndio. Para cada corpo de prova, instalaram-se três *strain gages* na posição vertical, espaçados de 120°, cujo objetivo foi obter dados que possibilitassem o estudo das deformações longitudinais dos tubos preenchidos com concreto em função do carregamento axial de compressão. Após a impressão dos dados obtidos com os *strain gages*, plotou-se uma média dos comportamentos. As figuras abaixo apresentaram todas as séries estudadas.

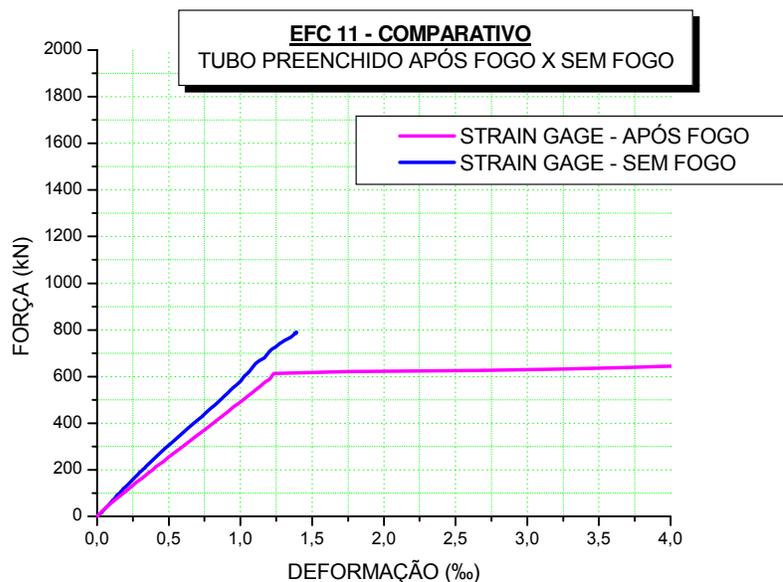


Figura 138 - Pilar Misto - EFC 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

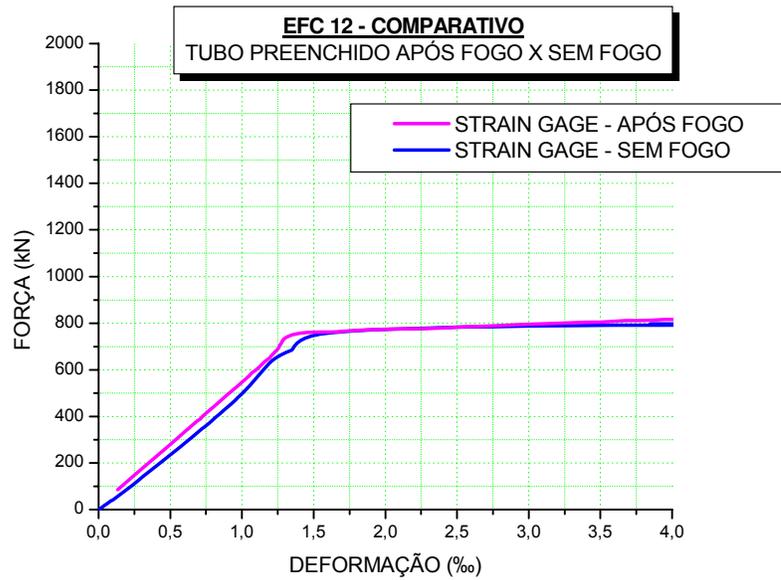


Figura 139 - Pilar Misto - EFC 12 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

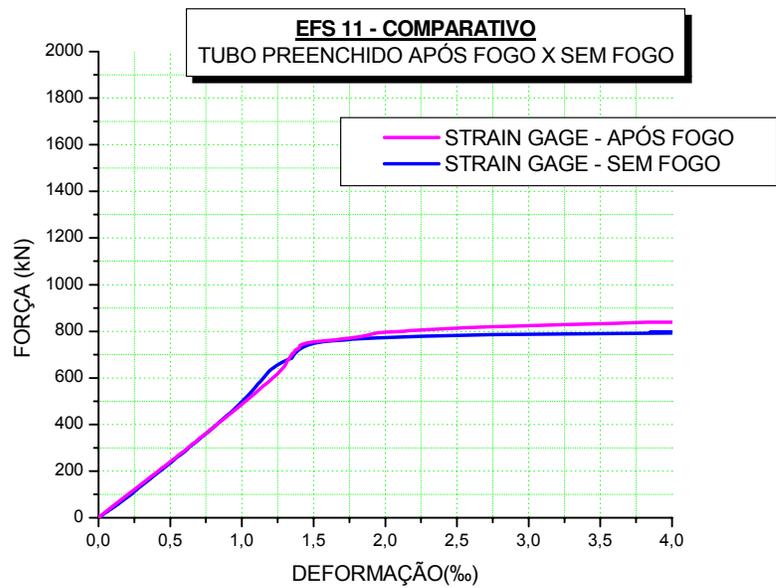


Figura 140 - Pilar Misto - EFS 11 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

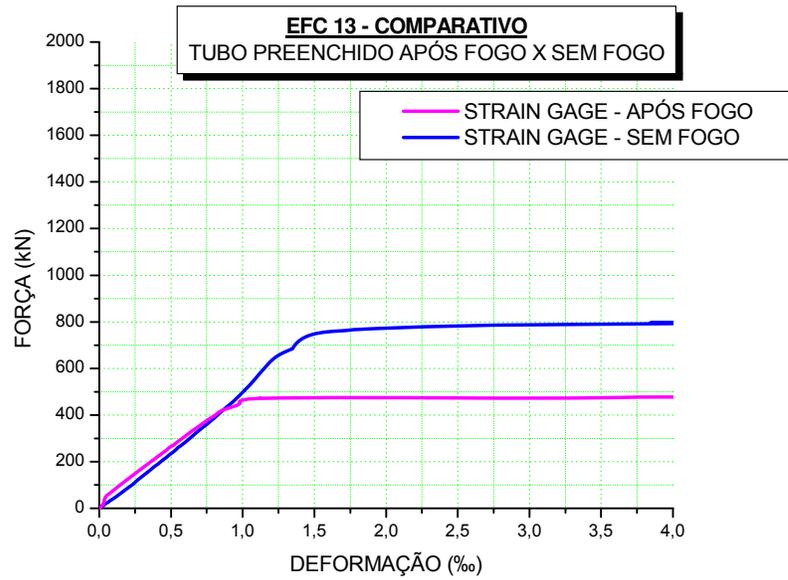


Figura 141 - Pilar Misto - EFC 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

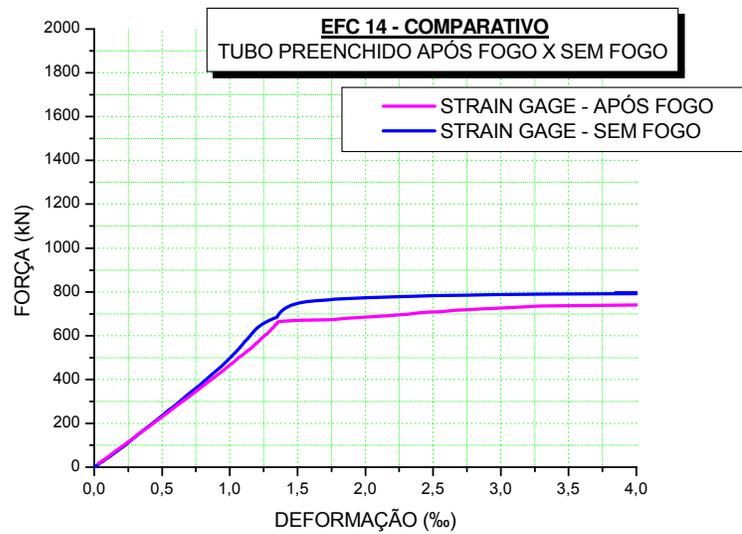


Figura 142 - Pilar Misto - EFC 14 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

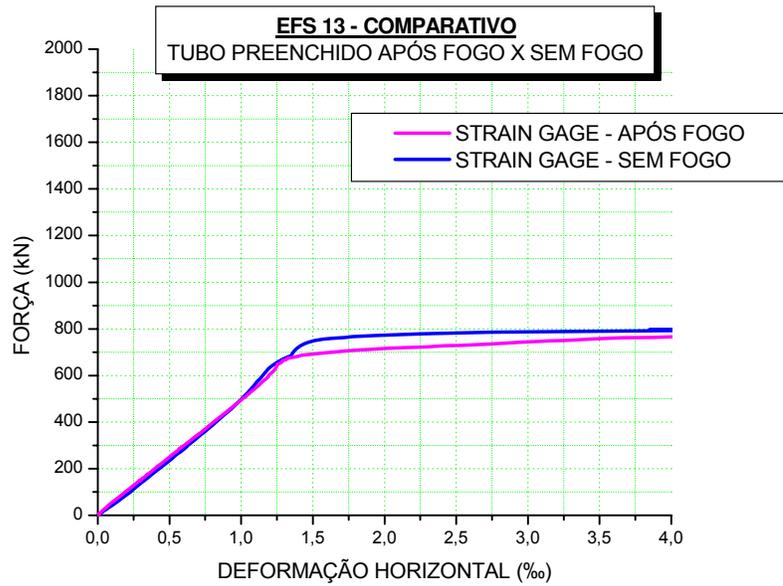


Figura 143 - Pilar Misto - EFS 13 - Tubo \varnothing 114 x 6,02

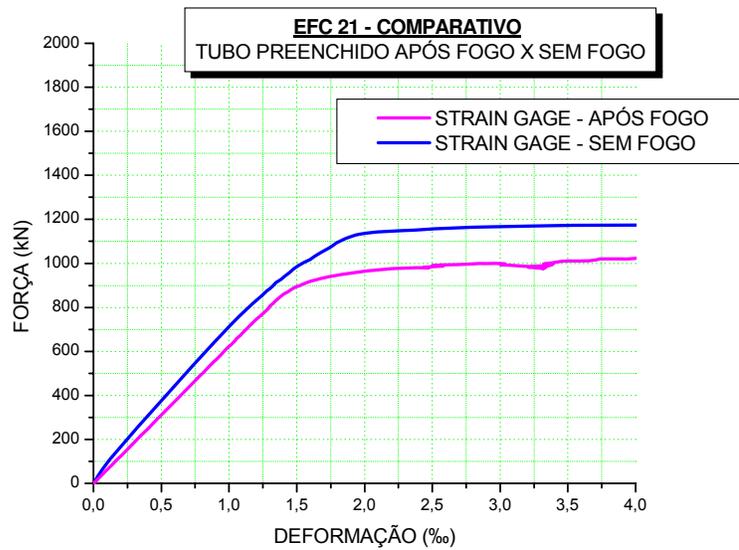


Figura 144 - Pilar Misto - EFC 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

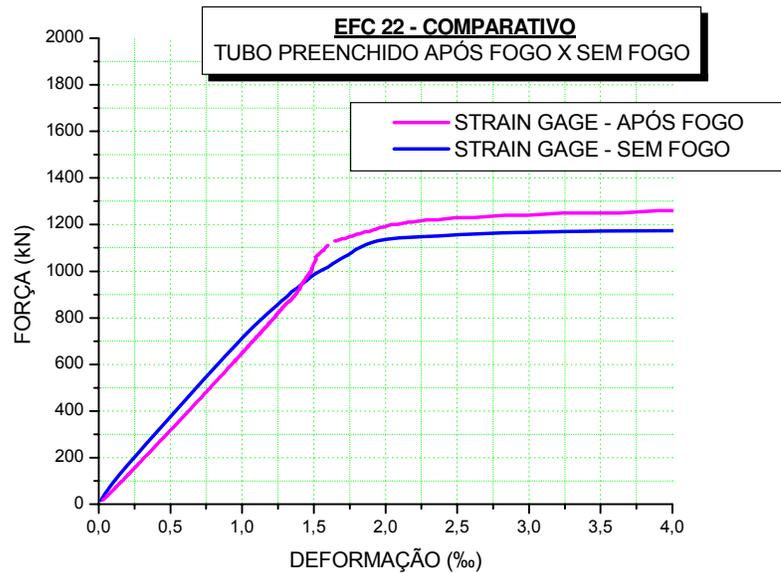


Figura 145 - Pilar Misto - EFC 22 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

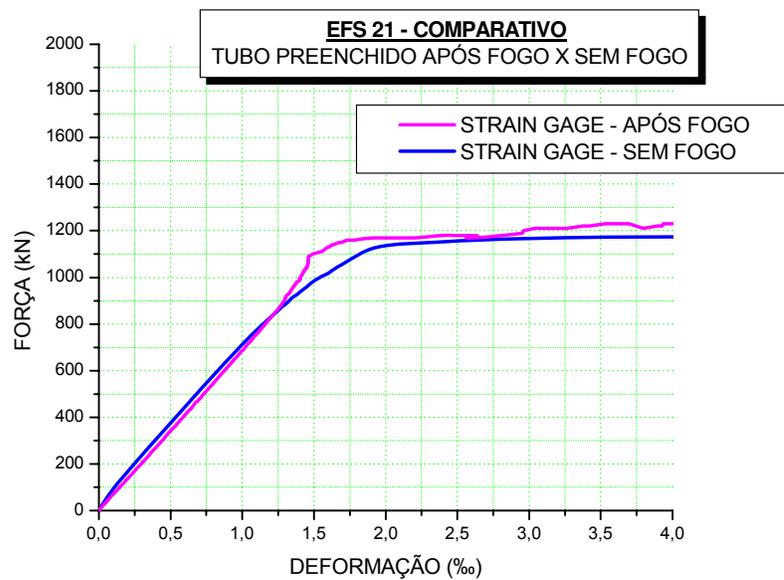


Figura 146 - Pilar Misto – EFS 21 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

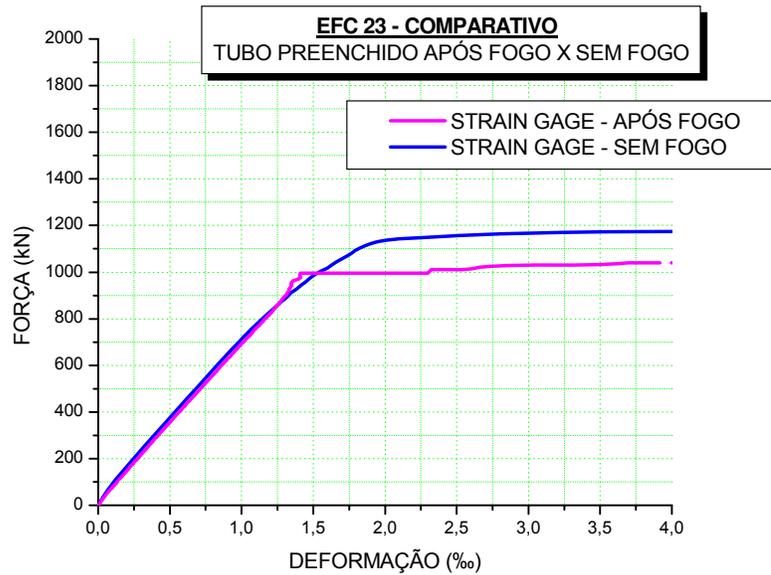


Figura 147 - Pilar Misto - EFC 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

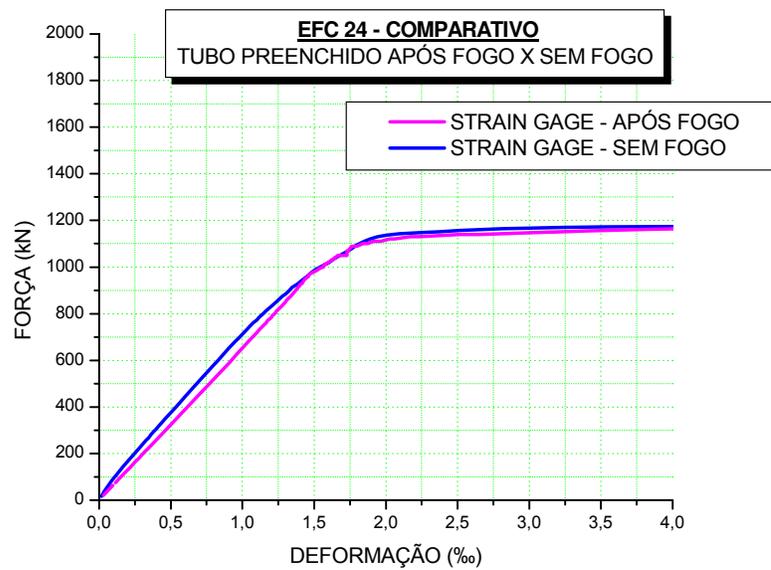


Figura 148 - Pilar Misto - EFC 24 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

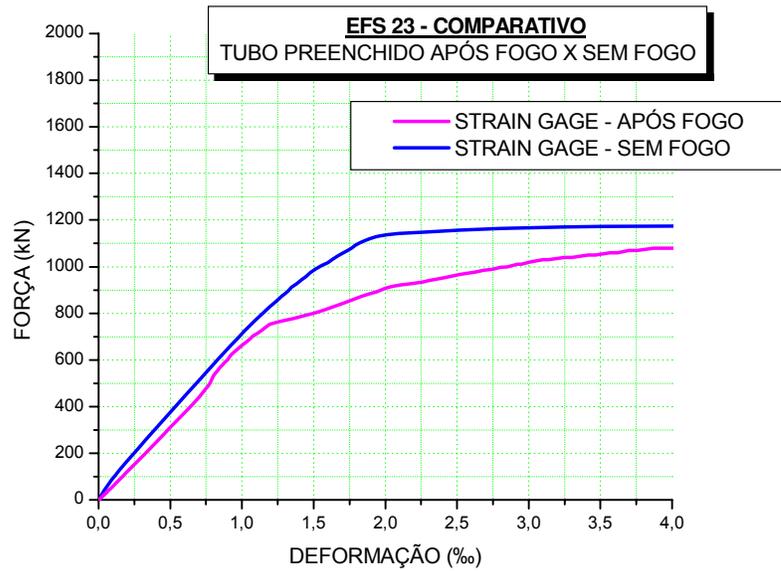


Figura 149 - Pilar Misto - EFS 23 - Tubo \varnothing 114 x 8,6

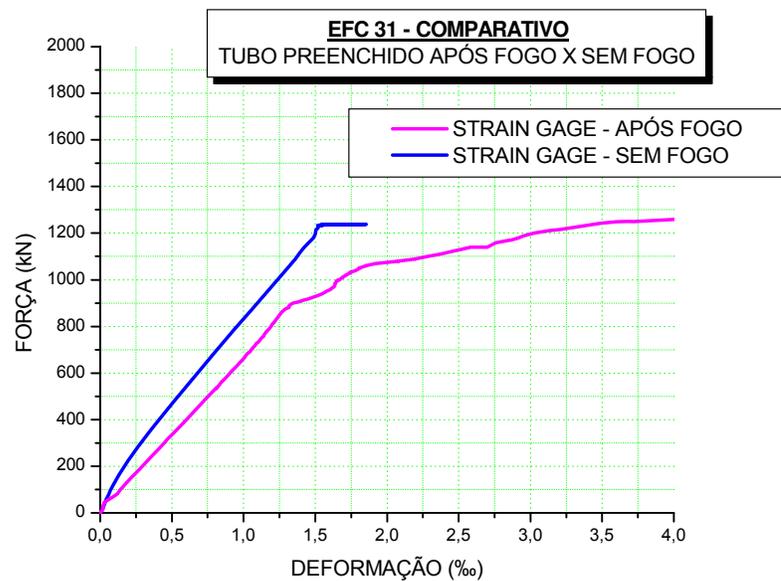


Figura 150 - Pilar Misto - EFC 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

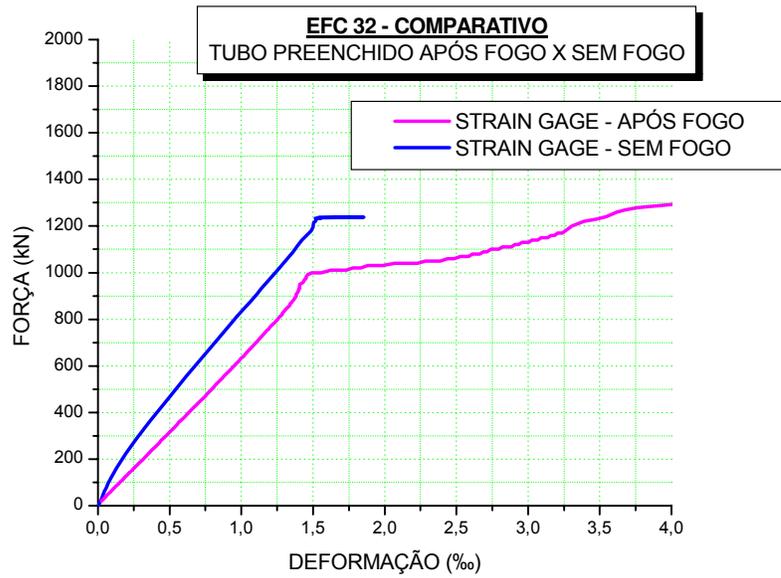


Figura 151 - Pilar Misto - EFC 32 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

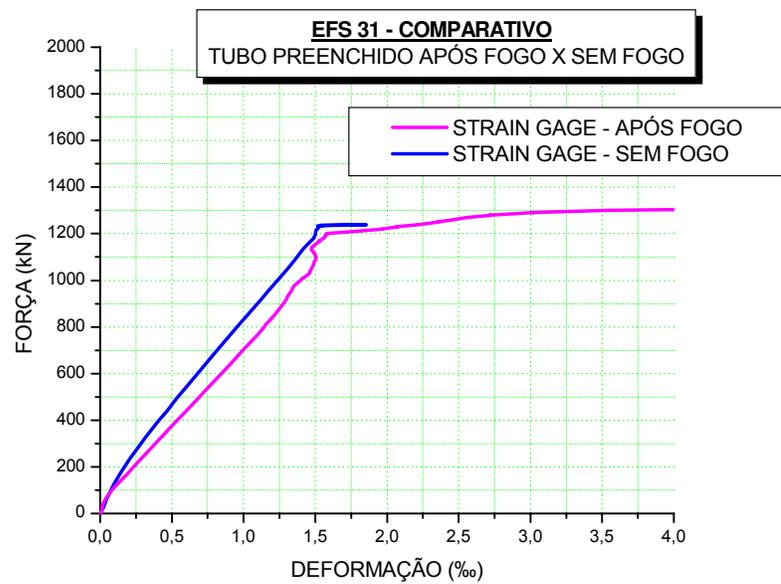


Figura 152 - Pilar Misto - EFS 31 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

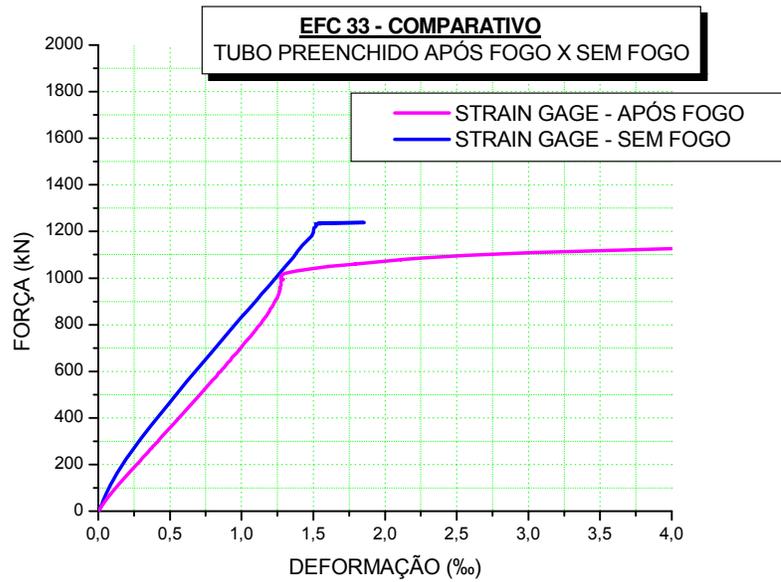


Figura 153 - Pilar Misto - EFC 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

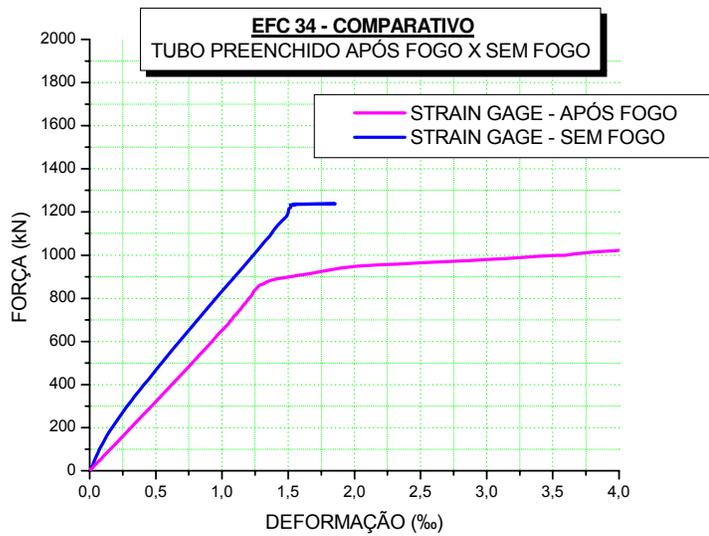


Figura 154 - Pilar Misto - EFC 34 - Tubo \varnothing 141 x 6,3

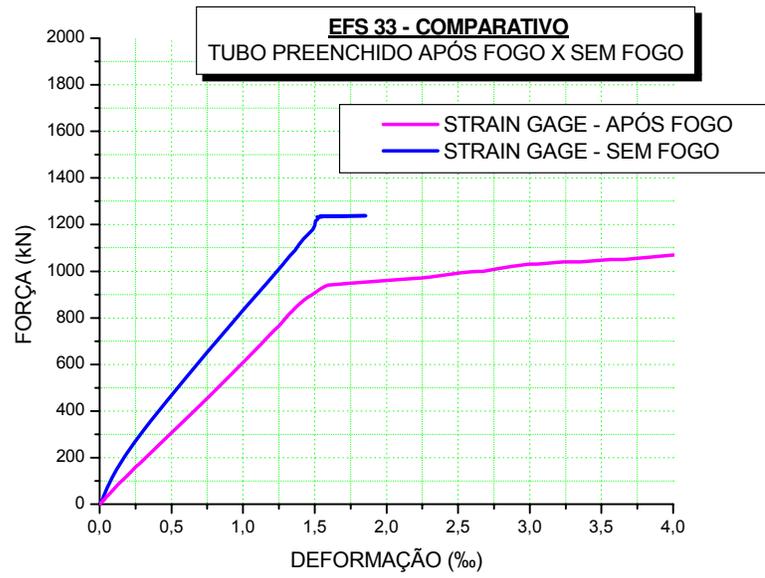


Figura 155 - Pilar Misto - EFS 33 - Tubo \varnothing 141 x 6,3