



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL
CONSTRUÇÃO CIVIL**

NORA MARIA DE PATTA PILLAR

**PROPRIEDADES MECÂNICAS NAS PRIMEIRAS IDADES
COMO PREDITORAS DAS TENSÕES INDUZIDAS E
FISSURAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO
COM FIBRAS**

**Florianópolis
2014**

NORA MARIA DE PATTA PILLAR

**PROPRIEDADES MECÂNICAS NAS PRIMEIRAS IDADES
COMO PREDITORAS DAS TENSÕES INDUZIDAS E
FISSURAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO
COM FIBRAS**

Tese submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador:
Wellington Longuini Repette, Dr.

Florianópolis
2014

Catologação na fonte pela Biblioteca Universitária
da
Universidade Federal de Santa Catarina

**PROPRIEDADES MECÂNICAS NAS PRIMEIRAS IDADES
COMO PREDITORAS DO DESEMPENHO
DE CONCRETO PROJETADO
REFORÇADO COM FIBRAS**

Tese julgada adequada para a obtenção do Título de DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Florianópolis, 17 de outubro de 2014.

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, PhD
Coordenador do PPGEC-UFSC

Prof. Wellington Longuini Repette, Dr.
ECV-UFSC (Orientador)

Comissão Examinadora:

Prof. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro, Dr.

Prof. Paulo Cesar Correia Gomes, Dr.

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, PhD

Prof^ª. Janaíde Cavalcante Rocha, Dr.- Ing.

Prof. Philippe Jean Paul Gleize, Dr.

Dedico a Deus

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil desta universidade, pela oportunidade de realização do doutorado. Também, aos Professores deste Programa, em especial ao Professor Orientador Wellington Longuini Repette pelos conhecimentos transmitidos, amizade e auxílio para uma melhor compreensão teórica dos tópicos tratados na tese.

Ao Dr. Nadaraj Gowripalan pela a orientação do trabalho durante o período na UNSW- The University of New South Wales, Sydney, Austrália.

Aos colegas e professores Luis Alberto Gomez e Fernando Cruz respectivamente do ECV e INE da UFSC pelo auxílio na melhoria da parte computacional do modelo matemáticos apresentados nesta tese.

A Graham Clarke pelo encorajamento, comprometimento e o auxílio no processamento dos dados experimentais.

Agradeço à minha ex-aluna e agora colega do PPGEC, Ângela Grando, pela grande ajuda na formatação dos capítulos da tese.

Aos demais membros da comissão examinadora desta Tese, obrigada pela atenção e tempo dispendidos.

A CAPES pela bolsa durante período na Austrália.

A BASF (MBT) de Sydney/Austrália pelo fornecimento do concreto projetado e a fibra de polipropileno usada nesta tese.

Aos meus pais Francisco e Igéa (in memoriam) pelo amor incondicional aos filhos, por instilarem a busca pelo conhecimento naqueles que conviveram com eles.

Agradeço a todos os que me apoiaram e me encorajaram nesta jornada para obter o Doutorado.

Agradeço também a compreensão das pessoas que abdiquei atenção no período de composição dessa tese e, por fim, agradeço a todos que de alguma maneira contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

“A SABEDORIA é a coisa principal.”

Provérbios 4:7

RESUMO

Como o concreto projetado é normalmente carregado durante as primeiras horas da hidratação, sem nenhum processo de cura úmida para evitar a retração. A fissuração nesta fase pode ser um sério problema, comprometendo o comportamento da estrutura em curto e longo-prazo.

O objetivo desta tese é auxiliar na compreensão desta problemática explorando o uso das fibras. Desta forma, são investigadas experimentalmente as propriedades mecânicas durante o processo de hidratação de concretos projetados, reforçados com fibras polipropileno e aço, tipicamente utilizados em túneis, com vistas a prevenir a possibilidade de fissuração. Os dados experimentais também alimentaram um modelo empírico de um elemento teórico, espesso e restringido, de concreto projetado, durante o período mais intenso da hidratação.

A pesquisa experimental forneceu dados de velocidade de pulso ultrassônico, teor de umidade, resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade, temperatura, retração e fluência, bem como alguns parâmetros na pós-fissuração dos traços reforçados com fibras, tais como abertura de fissura e tensão reduzida de tração; desde o tempo de lançamento do concreto até a idade de 28 dias.

Os concretos reforçados com fibras tiveram melhor desempenho na fase plástica e na fase pós-fissurada do material. Apresentaram menor retração e perda de água na fase plástica, bem como reduziram a abertura de fissuras na fase pós-fissurada, demonstrando que as fibras são eficazes nestas fases. O concreto reforçado com fibra de polipropileno apresentou desempenho ligeiramente superior nestas fases se comparada ao concreto com fibra de aço.

O modelo empírico denominado PEAC- Prediction of Early Age Cracking foi desenvolvido para prever a idade de fissuração do elemento teórico, durante o período de tempo, desde a pega até que o calor de hidratação retorne à temperatura ambiente.

Baseando-se em PEAC, os concretos projetados não fissuraram por temperatura, retração e fluência, considerando a pega final como o *tempo zero* para retração. Se considerarmos o tempo de pega inicial como *tempo zero*, o concreto sem fibras, de controle, fissurou durante as primeiras 72 horas desde o lançamento do material.

Palavras-chave: concreto projetado, primeiras idades, fibras, pega, retração.

ABSTRACT

As shotcrete is normally loaded during hydration, without any wet curing process to prevent shrinkage, cracking at this stage can be a serious problem affecting the short and long-term performance of the structure.

The aim of this thesis is to contribute to better understand of such problem by exploring the potential of fibers. In this way, it was experimentally investigated the mechanical properties during the hidration process, of shotcretes reinforced with polypropilene and steel fibers, typically used in tunnels; toward the prevention of the possibility of cracking. The experimental data, also fed an empirical model of a thick and restrained, theoretical element made in shotcrete, during the most intense phase of hydration.

The experimental work provided data on ultrasonic pulse velocity, moisture content, compressive and tensile strength, modulus of elasticity, temperature, shrinkage and creep, as well as some post-cracking parameters such as crack opening and the reduced tensile stresses of the fiber reinforced mixes; from the time of casting until the 28 days of age.

The concretes reinforced with fibers performed better in the plastic and post- cracked phases of the material. They showed lower water loss and shrinkage in the plastic phase, as well as they reduced the crack opening in the post-cracked stage, showing that the fibers are effective in these phases. The concrete reinforced with polypropylene fiber showed slightly better performance in these phases, when compared to concrete with steel fiber.

PEAC - Prediction of Early-Age Cracking model was conceived to predict the cracking time, in the theoretical element, from setting until the heat of hydration returns to room temperature.

Based on PEAC the shotcrete mixes did not crack when temperature, shrinkage and creep are altogether considering the final setting time as *time zero* for shrinkage. However, if the initial setting time is considered as *time zero*, the control mix, without fiber, cracked during the heat of hydration process.

Keywords: shotcrete, early ages, setting time, shrinkage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Aplicações de Concreto Projetado	44
Figura 2 – Concentração de tensões em concreto sem fibras (a) e com fibras (b).....	61
Figura 3 – JSCE SF-4 (1984) caracterização da tenacidade de CRF .	70
Figura 4 – Funções intrínsecas do material para concreto projetado ..	76
Figura 5 – Detalhe do ensaio de fluência a compressão	84
Figura 6 – Conformidade da fluência (J) do concreto projetado ensaiado por Fishnaller (1992) e modelado por Sercombe et al. (2000)...	85
Figura 7 – Concreto sendo bombeado do caminhão betoneira para ser jateado nos moldes	112
Figura 8 – Processo de jateando do concreto diretamente nos moldes	113
Figura 9 – Blocos, prismas e cilindros de concreto projetado ainda em seus moldes	114
Figura 10 – Detalhes da caixa (900mm x 400mmx700mm) e disposição dos termopares no meio do bloco, T3 é o termopar do meio, T6 lê a temperatura ambiente	116
Figura 11 – Detalhe dos termopares (mostrados dentro do contorno em vermelho) sendo envolvidos pelo concreto projetado fresco ...	116
Figura 12 – Transdutores de Pulso Ultrassônico	117
Figura 13 – Montagem do ensaio de Módulo de Elasticidade nas primeiras idades	119
Figura 14 – Detalhe dos LSCTs em ambos os lados do corpo de prova de módulo de elasticidades nas primeiras idades	119
Figura 15 – Corpos de prova em fluência e retração (descarregado) em idades de 2 horas após moldagem (concreto em estado fresco)	120
Figura 16 – Aparelhos para medir fluência e retração até 8 horas após moldagem.....	121
Figura 17 – Pórtico de ensaio de fluência para carregamentos após 8 horas de idades	121
Figura 18 – Montagem do ensaio de tenacidade de CPRF – Concreto Projetado Reforçado com Fibras	123
Figura 19 – Detalhe do LSCT para medir abertura de fissura colocado na parte inferior do corpo de prova, a fenda e os 3 strain-gauges em um lado do corpo de prova.....	124
Figura 20 – Montagem dos ensaios de fratura para os CRF	125
Figura 21 – VPUs vs Tempo para todos os traços.....	128
Figura 22 – Detalhe de VPUs vs Tempo para todos os traços nas primeiras horas.....	130
Figura 23 – Fc vs VPU para CFPF	133

Figura 24 – Evolução de Fc vs tempo para todos os traços de concreto projetado CPS, CPFP e CPFA	134
Figura 25 – Evolução de Fc vs tempo para CS, CRFP e CRFA	135
Figura 26 – Módulo de elasticidade estático vs Tempo para todos os traços de concreto projetado (83% do módulo dinâmico)	137
Figura 27 – Módulo de elasticidade vs tempo para CS, CRFP, CRFA (ensaios de compressão)	138
Figura 28 – Módulo de elasticidade estático vs tempo dos concretos moldados (83% do módulo dinâmico obtido por VPU) para CS, CRFP e CRFA	138
Figura 29 – Retração vs tempo de CS, CRFP e CRFA medidas desde as 4 hrs de idade	140
Figura 30 – Domínios dos estados plásticos e endurecidos através da retração	141
Figura 31 – Retração de PS, CRFP e CRFA a partir das 8 horas de idade	142
Figura 32 – Retração e perda de água com o tempo para CS, CRFP e CRFA	145
Figura 33- Taxa de evaporação vs tempo de CS, CRFP e CRFA	146
Figura 34 – Superposição dos efeitos das deformações vs Tempo em CRFP carregado às 8 hrs de idade	150
Figura 35 - Coeficientes de fluência vs tempo para CRFA e CS para carregamentos às 72 hrs de idade	151
Figura 36 – Coeficientes de fluência em diferentes tempos de carregamento	152
Figura 37-- Resistências à tração vs tempo na flexão (σ_f) e à tração pura (F_t) de todos os traços	153
Figura 38 – Tensão de tração na flexão vs abertura de fissura de CPFP a 1 dia de idade	155
Figura 39 – Tensão de tração na flexão vs abertura de fissura de CPFA aos 28 dias de idade	156
Figura 40 – Tensão de Tração Pura vs CMOD de CPFP em várias idades	157
Figura 41 – Tensão de Tração Pura vs CMOD de CPFA em várias idades	157
Figura 42 – Corpos de prova de CPFA ensaiados em flexão	159
Figura 43 – Parede de túnel de 2000mm de diâmetro vs 400mm de espessura, usada no modelo	163
Figura 44– Como a parede do túnel se torna o elemento linear analisado no modelo	167
Figura 45 – Fluxograma de PEAC	169

Figura 46- Desenvolvimento de temperatura para todos os termopares de CPFP	174
Figura 47- VPU ajustada ao termopar T3 de CPS, CPFP e CPFA ...	175
Figura 48 – Resistência à Tração Pura de CPS, CPFA e CPFP no Termopar T3	176
Figura 49 – Módulo de elasticidade estático vs tempo de CPS, CPFA e CPFP em T3.....	177
Figura 50 – Retração vs tempo de CPS, CPFA e CPFP com Tempo Zero=1 hr no T3	178
Figura 51 – Retração vs tempo de CPS, CPFA e CPFP com Tempo Zero = 2 hrs no T3.....	179
Figura 52 – Coeficientes de Fluência CC vs tempo ajustados ao Termopar T3 para CPS, CPFA e CPFP	181
Figura 53 – PEAC CPS, Tempo Zero =1 hr em T3.....	182
Figura 54 – PEAC CPS, Tempo Zero = 2 hrs em T3	182
Figura 55 PEAC para CPFA Tempo Zero =1 hr em T3	183
Figura 56 – PEAC para CPFA Tempo Zero = 2 hr em T3	183
Figura 57- Tensão de retração produzida por PEAC para CPFA Tempo Zero=2 hrs em T3.....	184
Figura 58 – PEAC CPFP, Tempo Zero= 1 hr em T3	185
Figura 59 – PEAC CPFP, Tempo Zero= 2 hr em T3	185
Figura 60 – Temperatura vs tempo para todos os termopares de CPS	213
Figura 61 – Temperatura vs Tempo para CPFA.....	213
Figura 62 – Fc vs VPU para CPFA	214
Figura 63 – Fc vs VPU para CPS	214
Figura 64 – Superposição dos efeitos das deformações em CRFP carregado às 96 hrs de idade	215
Figura 65 – Superposição dos efeitos das deformações em CRFA carregado às 72 hrs de idade	215

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Traço típico de concreto projetado (Wood, 1992).....	45
Tabela 2 – Traço típico/m ³ de CPFA usado na Austrália	46
Tabela 3 – Macro-modelos para as primeiras idades do concreto	57
Tabela 4 – Micro-modelos para concreto nos últimos 7 anos	59
Tabela 5 – Classificação de acordo com os limites de $f_{R,3K}/f_{R,1K}$	72
Tabela 6 – Energia de Ativação E_a	91
Tabela 7 – Traço dos Tipos de Concreto.....	106
Tabela 8 – Composição do cimento SL-Shrinkage Limited.....	107
Tabela 9 – Fibras de Aço e Polipropileno	108
Tabela 10 – Dados técnicos do Acelerador Meyco SA 160	109
Tabela 11 – Dados físicos e químicos do Rheobuild 1000.....	110
Tabela 12 – Dados físicos e químicos do Pozzolith 370	110
Tabela 13 – Dados físicos e químicos do Delvocrete Stabilizer	111
Tabela 14 – Tipos de ensaios e quantidades de corpos de prova.....	113
Tabela 15 - Tipos de ensaios e quantidades de corpos de prova	115
Tabela 16- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPS. 129	
Tabela 17- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPFP 129	
Tabela 18- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPFA 129	
Tabela 19 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CS . 136	
Tabela 20 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CRFP 136	
Tabela 21 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CRFA	136
Tabela 22 – Perda de H ₂ O, pasta, taxa de evaporação e retração de CS	144
Tabela 23 – Perda de H ₂ O, pasta, taxa de evaporação e retração de CRFP.....	144
Tabela 24 – Perda de H ₂ O, pasta, taxa de evaporação e retração de CRFA	144
Tabela 25 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CS 148	
Tabela 26 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CRFP	148
Tabela 27 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CRFA	148
Tabela 28 – Dados dos ensaios de flexão de CPS	154
Tabela 29 – Dados dos ensaios de flexão de CPFP	154
Tabela 30 – Dados dos ensaios de flexão de CPFA	154
Tabela 31 – Dados de CMOD e Ft de CPFP	158
Tabela 32 – Dados de CMOD e Ft de CPFA	158
Tabela 33 – Temperaturas nos termopares de CPS	217

Tabela 34 – Temperaturas nos termopares de CPFPP.....	218
Tabela 35 – Temperaturas nos termopares de CPFA	219
Tabela 36 – Resistência à compressão de CPFPP e CPFA de corpos de prova compactados e extraídos de painel	219

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

ARR	Aditivo Redutor de Retração
cc	Coefficiente de Fluência (Creep Coefficient)
CMOD	deformação por abertura de fissura (<i>Crack mouth opening displacement</i>)
CAR	Concreto de Alta Resistência
CPS	Concreto Projetado Simples
CPFA	Concreto Projetado com Fibra de Aço
CPRF	Concreto Projetado Reforçado com Fibras
CPFP	Concreto Projetado com Fibra de Polipropileno
CPS	Concreto Projetado Simples
CRFP	Concreto Reforçado com Fibra de Polipropileno
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRN	Concreto de Resistência Normal
CS	Concreto Simples
EFNARC	European Specification for Sprayed Concrete, European Federation of National Association of Specialist Repair Contractors and Material Suppliers for the Construction Industry
E	Módulo de elasticidade
FPZ	processo da zona de fratura (<i>Fracture process zone</i>)
HAC	Cimento com alto teor de alumínio (<i>High alumina cement</i>)
LEFM	Mecânica da Fratura Elástica-Linear (<i>Linear elastic fracture mechanics</i>)
LN	Linha Neutra (<i>Neutral Axis</i>)
LSCT	Linear Strain Compression Transducer (Transdutor de Deformação Linear em Compressão)
LVDT	Linear Variable Displacement Transducer (Transdutor de Deslocamento Linear Variável)
NATM	New Austrian Tunnelling Method/Novo Método Austríaco de Túneis)

NLFM	Non Linear Elastic Fracture mechanics (<i>Mecânica da Fratura Não Linear</i>)
PU	Pulso Ultrassônico
OPC	Cimento Portland
SL	Retração Limitada/ <i>shrinkage limit</i>
VPU	Velocidade de Pulso Ultrassônico

Alfabeto Latino

a	Comprimento de fissura
A_f	Área da seção transversal de fibra
A_{lig}	Área de ligamento (pela fibra)
b	Largura do corpo de prova
CAH	Hidrato de Aluminato de Cálcio
C_3A_3S	Etringita
C_3A	Aluminato tricálcico/ <i>tricalcium aluminate</i>
C_2S	Silicato dicálcico/ <i>dicalcium silicate</i>
C_3S	Silicato tricálcico/ <i>tricalcium silicate</i>
CaO	Óxido de cálcio (cal)
C-S-H	Calcium silicate hydrates
C	Capacidade calorífica do bloco de concreto projetado (J/s)
Cem_{m^3shot}	Teor de cimento por m^3 de concreto projetado (kg/m^3)
d	Profundidade da amostra (largura)
d_{eq}	Diâmetro equivalente da fibra
d_f	Diâmetro da fibra
d_{form}	Espessura do compensado de fôrmica dos grandes blocos
d_{ps}	Espessura do isopor usado como isolante nos grandes blocos
$dt=\Delta t$	intervalo de tempo
d	Profundidade da amostra (largura)
E_a	Energia de ativação (J/(mol))
$Q = E_a/R \approx 4.000^\circ K$	Usado para a maioria dos concretos (energia de ativação $E_a= 33256$ J/mol dividida pela constante universal dos gases [$R=8,314$ J/(mol. K)]) ($^\circ K$)

E_f	Módulo de elasticidade para um determinado tempo final dos ensaios de fluência nas primeiras idades (no caso 28 dias)
$E(t)$	Evolução do módulo de elasticidade com o tempo
F_c	Resistência à compressão
$f_c(t)$	Evolução do crescimento da resistência à compressão com o tempo
F_t	Resistência à tração pura
G	Taxa de liberação de energia ou tenacidade do material
G_f	Energia de fratura
I	Momento de inércia da seção transversal em relação ao CG
IN	Índice de tenacidade (dureza)
$I5, I10, I20, I30$	Índices de tenacidade
K	Fator de intensidade de tensão ou resistência à fratura
l_c	Comprimento crítico da fibra
l	Vão (distância entre apoios)
L	Comprimento do elemento
L_f	Comprimento da fibra
MOR	Módulo de ruptura
P	Carga na primeira fissura
R	Constante Universal dos gases ($R=8,314510J/molK$)
$R\sigma(t)$	Razão da tensão de tração em comparação com a tensão de tração em 1 dia de idade
R_f	Relação de aspecto da fibra
s	Segundo
t	Função tempo no modelo empíricos
t_0	Tempo inicial no modelo
t_i	Tempo inicial nos ensaios de fluência
t_f	Tempo final nos ensaios de fluência (28 dias)
t_{max}	Tempo final
t_{lim}	Tempo limite = tempo final
t_c	Idade do concreto ajustada à temperatura pela abordagem da maturidade
T	Temperatura (função ou devido à temperatura)

$T(\Delta t_i)$	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$) durante o intervalo de tempo Δt_i (maturidade)
T_0	Temperatura inicial
T_a	Temperatura ambiente
T_1	Temperatura no termopar T_1
T_3	Temperatura no termopar T_3
T_6	Temperatura no termopar T_6 (temperatura ambiente)
F_c	Resistência à Compressão
V_{cr}	Fração crítica em volume de fibras
V_f	Fração de volume
w	Abertura de fissura
$WTOT$	Largura total da fissura

Alfabeto Grego

α	Coefficiente de dilatação térmica
ϵ	Deformação específica (adimensional)
ϵ_{tot}	Deformação específica total
ϵ_0	Deformação específica instantânea
ϵ_{cr}	Deformação específica da fluência
ϵ_{sh}	Deformação específica por retração
δ	Deflexão (flecha na primeira fissura)
ϵ_T	Deformação específica por temperatura
ΔT	Varição de temperatura
δ_T	Deformação devido à temperatura
δ_{cr}	Deformação devido à fluência
$\Delta \delta_{cr}$	Varição de deformação devido à fluência
δ_{sh}	Deformação devido à retração
$\Delta \delta_{sh}$	Varição devido à deformação por retração
Δt	Intervalo de tempo
Δt_i	Número de dias que e temperatura T ocorre (maturidade)
Δ_0	Encurtamento axial
ρ	Densidade

ϕ	Coeficiente de fluência= cc
γ	Peso específico
ν	Coeficiente de Poisson (adimensional)
σ	Tensão a Compressão
σ_f	Resistência à Tração na Flexão
σ_f'	Tensão de tração na fibra quando a matriz rompe
$\sigma_{f(max)}$	Resistência de Tração máxima na flexão
τ	Resistência de cisalhamento interfacial

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	33
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS, CONTEXTUALIZAÇÃO E PROBLEMÁTICA	33
1.2	OBJETIVOS	35
1.2.1	OBJETIVO PRINCIPAL	35
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	35
1.3	MÉTODO DA PESQUISA	36
1.3.1	DESAFIOS	36
1.3.2	SOLUÇÃO.....	36
1.4	JUSTIFICATIVA.....	37
1.5	ORIGINALIDADE	37
1.6	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	39
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	41
2.1	INTRODUÇÃO	41
2.2	CONCRETO PROJETADO	42
2.2.1	APLICAÇÕES DO CONCRETO PROJETADO.....	43
2.2.2	COMPOSIÇÃO DO CONCRETO PROJETADO	44
2.2.2.1	ADIÇÕES PARA CONCRETO PROJETADO	47
2.2.2.2	ADIÇÃO DE FIBRAS AO CONCRETO PROJETADO	49
2.2.3	AMOSTRAGEM DE CONCRETO PROJETADO NAS PRIMEIRAS IDADES	50
2.3	ESTIMATIVA DE FISSURAÇÃO DEVIDO AO CALOR DE HIDRATAÇÃO.....	51
2.3.1	TIPOS DE MODELOS	53
2.3.1.1	EQUAÇÕES USADAS.....	54
2.3.2	REVISÃO DOS MODELOS.....	56
2.3.2.1	MACRO MODELOS	56
2.3.2.2	MICRO MODELOS	57
2.4	CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS	60
2.5	PAPEL DAS FIBRAS EM CRF – CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS	63
2.5.1	CONCEITOS BÁSICOS	64
2.5.2	REVISÃO DOS MÉTODOS PARA OBTEN TENACIDADE EM CRF	68
2.5.2.1	JSCE-SF4 (1984)	68
2.5.2.2	EN 14651 (2007) – MÉTODO DE ENSAIO PARA CRF	70
2.6	COMPORTAMENTO NAS PRIMEIRAS IDADES DO MATERIAL CONCRETO.....	73
2.6.1	PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS NAS PRIMEIRAS IDADES	73
2.6.2	FISSURAS NAS PRIMEIRAS IDADES	77
2.6.3	RETRAÇÃO E FLUÊNCIA NAS PRIMEIRAS IDADES	78
2.6.3.1	RETRAÇÃO.....	78
2.6.3.2	FLUÊNCIA	82
2.6.3.3	FATORES QUE AFETAM A RETRAÇÃO E A FLUÊNCIA	86
2.7	MÉTODO DE MATURIDADE (MATURITY METHOD ASTM C 1074-11)	87
2.7.1	FUNÇÕES DA MATURIDADE	87
2.7.2	ENERGIA DE ATIVAÇÃO	90
2.8	TEMPO DE PEGA E ENDURECIMENTO.....	92
2.9	VELOCIDADE DO PULSO ULTRASSÔNICO – VPU	93
2.9.1	VANTAGENS	94
2.9.2	CORRELAÇÃO DE VPU, FC E MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	95

2.9.3	ESTIMATIVA DE MÓDULO DE ELASTICIDADE UTILIZANDO VPU.....	95
2.10	CAUSAS DE DEFORMAÇÕES TÉRMICAS	99
2.11	SÍNTESE DA REVISÃO.....	99
3	PESQUISA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA.....	103
3.1	INTRODUÇÃO	103
3.1.1	JUSTIFICATIVAS	104
3.2	MATERIAIS.....	105
3.2.1	CIMENTO.....	107
3.2.2	AGREGADOS	107
3.2.3	FIBRAS	107
3.2.4	ADITIVOS	108
3.2.4.1	ACELERADOR	108
3.2.4.2	SUPERPLASTIFICANTE.....	110
3.2.4.3	ADITIVO REDUTOR DE ÁGUA	110
3.2.4.4	ESTABILIZADOR.....	111
3.3	PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	112
3.3.1	COM CONCRETO PROJETADO	112
3.3.2	COM CONCRETO MOLDADO.....	114
3.4	PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	115
3.4.1	PERFIS DE TEMPERATURA.....	115
3.4.2	ENSAIOS DE VPU	117
3.4.3	FC – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	118
3.4.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE NAS PRIMEIRAS IDADES	118
3.4.5	ENSAIOS DE RETRAÇÃO, FLUÊNCIA E PERDA DE ÁGUA.....	120
3.4.6	ENSAIO DE TENACIDADE	122
3.4.7	ENSAIOS DE FRATURA	124
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO.....	127
4.1	INTRODUÇÃO	127
4.2	VELOCIDADE DE PULSO ULTRASSÔNICO- VPU.....	127
4.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	132
4.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE	137
4.5	RETRAÇÃO POR SECAGEM E PERDA DE ÁGUA	139
4.5.1	RETRAÇÃO.....	139
4.5.2	PERDA DE ÁGUA	142
4.6	FLUÊNCIA	147
4.7	RESULTADOS DOS ENSAIOS À FLEXÃO	152
4.8	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO 4.....	159
5	MODELO PARA PREVISÃO DE FISSURAÇÃO NAS PRIMEIRAS IDADES – PEAC	163
5.1	INTRODUÇÃO	163
5.2	JUSTIFICATIVA.....	163
5.3	PEAC – PREDICTION OF EARLY AGE CRACK	165
5.3.1	OBJETIVO	165
5.4	CÁLCULO DAS TENSÕES	170
5.4.1	TENSÃO TÉRMICA.....	171
5.4.2	TENSÃO DE RETRAÇÃO.....	171

5.4.3 HIPÓTESE ACERCA DO EFEITO DE FLUÊNCIA	171
5.5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS USADOS EM PEAC	172
5.5.1 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.....	173
5.5.2 TEMPO DE PEGA	174
5.5.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PURA	176
5.5.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE	177
5.5.5 RETRAÇÃO.....	178
5.5.6 FLUÊNCIA	180
5.6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	182
5.7 CONCLUSÕES	186
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	189
6.1 CONCLUSÕES	189
6.2 RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	193
REFERÊNCIAS	195
APÊNDICE A – Figuras.....	213
APÊNDICE B – Tabelas.....	217
APÊNDICE C – PROGRAMA.....	221

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais, Contextualização e Problemática

Concreto projetado é uma técnica em que o concreto é forçado através de uma mangueira flexível e ejetado, em alta velocidade sobre um substrato, por uma pistola pneumática. Sendo simultaneamente auto-compactado e produzindo uma massa densa e homogênea. A pistola de ejetar foi inventada por Carl Akeley em 1907, que obteve patentes para o equipamento e método em 1911, e em 1912 as vendeu para uma empresa produtora de concreto. A partir daí o concreto projetado passou a ser usado nas mais diversas aplicações, em obras de engenharia mundo afora, tais como: estrutura de suporte inicial em encostas e túneis, revestimento final de estruturas dos túneis, reabilitação e reparo, ou como camada protetora (Pillar e Gowripalan, 1996; Austin, 1995).

O uso de concreto projetado em obras de infraestrutura cresceu enormemente nas últimas décadas, devido à versatilidade e facilidade de aplicação deste material. Entretanto, como o concreto projetado recebe cargas já no seu “gênesis”, durante a hidratação do cimento, a fissuração nesta fase pode acarretar sérios problemas, não só nas primeiras idades, como também no longo-prazo (Schütz et al, 2011). Dentro dos túneis as temperaturas são naturalmente elevadas, além de haver grande umidade, fatores estes que aceleraram a hidratação do cimento Portland. Entretanto, nos túneis de infraestrutura principalmente, ocorrem as piores condições de cura, pois ventos quentes ou frios sopram continuamente dentro dos mesmos, o que propicia a perda de água por secagem, acarretando a retração e consequente fissuração (Melbey, 1996). Para amenizar tal situação, fibras têm sido incorporadas ao concreto projetado principalmente em obras de infraestrutura (Salvador, 2013).

Por outro lado, a determinação das propriedades físicas e mecânicas do concreto projetado com vistas ao dimensionamento, tem sido realizada de forma puramente empírica, principalmente por meio de ensaios de compressão aos 28 dias. Na comunidade técnica e científica que trabalha com concreto projetado, é aceitável usar as mesmas propriedades usadas para concreto sem ser projetado, exceto a consideração de incorporação de ar que não é aplicada (Uotinem, 2011). Entretanto, há uma carência de dados experimentais para concreto projetado acerca de suas outras características físicas, tais como curvas de temperatura do calor de hidratação, retração e fluência. Raros pesquisadores se empenham em determinar experimentalmente tais

características do concreto projetado, reconhecidamente necessárias para a caracterização das primeiras idades deste material, pois são complexas de serem obtidas (Hellmich, 1999; Shützet al, 2011).

Por isso, em 1999 Hellmich (Hellmich, 1999) deplorava a carência de dados experimentais das características mecânicas do concreto projetado na literatura. Shütz et al (2011) se depararam com a mesma dificuldade, afirmando que “um conjunto completo de dados experimentais para um tipo particular de concreto projetado para várias idades é raro, se não impossível de encontrar.”

Portanto, é conveniente fornecer informações relativas à idade que permitam que o potencial de desenvolvimento da resistência e a fissuração do concreto projetado sejam estimados. Isto tanto pode ajudar a prever o comportamento futuro da estrutura, bem como, pode permitir que ações corretivas sejam tomadas antes que o concreto projetado defeituoso apresente seus efeitos danosos em serviço. Desta forma, modelos matemáticos têm sido implementados com dados teóricos, com o intuito de modelar o comportamento mecânico do concreto projetado, nas primeiras idades. Tais modelos teóricos são calibrados com resultados esparsos de ensaios obtidos em diferentes partes do mundo, em concretos projetados sem correlação entre eles (Ulm and Coussy, 1996; Hellmich, 1999; Shütz et al, 2011).

A fissuração nas primeiras idades do concreto é um problema grave, especialmente em elementos espessos e restringidos e, é a consequência das tensões induzidas devido à temperatura, retração e fluência durante o processo de hidratação, segundo Khanet al (1998).

Com a intenção de contribuir para o desenvolvimento de um concreto projetado mais eficiente desde as primeiras idades, foi realizado um conjunto de ensaios experimentais para a obtenção das características físicas e mecânicas deste tipo de concreto. Tais resultados experimentais servem de inputs para dois modelos matemáticos empíricos para estimar o comportamento do material nas primeiras idades, com relação às tensões induzidas que ocorrem, se a estrutura estiver restringida. O modelo foram concebidos para prever, se a estrutura fissurará ou não, durante o período da mais vigorosa hidratação, dando ênfase ao uso das fibras.

No contexto desta pesquisa, a fase mais importante da hidratação é o período desde o lançamento do concreto projetado até o momento em que este se arrefece ao atingir a temperatura ambiente. Durante o processo de hidratação, enquanto as propriedades mecânicas do aglomerante (material cimentício) se desenvolvem, as mudanças térmicas induzem tensões internas, se a estrutura de concreto estiver

restringida. Somado a isto, os materiais aglomerantes sujeitos à retração e fluência produzem tensões induzidas adicionais. O aglomerante se contrai na fase de resfriamento, se o elemento estrutural estiver livre para se deslocar. Entretanto se o elemento estrutural estiver restringido, tensões de tração poderão ocorrer, e fissuras acontecerão quando as tensões induzidas atingem a resistência à tração do material, material este que ainda não desenvolveu totalmente sua capacidade resistente. O desenvolvimento de tensões por temperatura, retração, e fluência e suas correspondentes relações, dependem das dimensões, rigidez, grau de restrição e idade do elemento.

No contexto desta problemática as seguintes questões podem ser formuladas:

Qual a abrangência da influência das fibras como elementos absorvedores das tensões que causam fissuras nas primeiras idades?

Quais os parâmetros que permitem prever tais efeitos?

Estas são as questões principais que motivaram esta tese.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo principal

Analisar o efeito das fibras na prevenção da fissuração de concreto projetado.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Analisar a influência das fibras nas fases plástica e endurecida dos concretos estudados;
2. Analisar a perda de água devido à retração e a sua correspondência com a retração e a quantidade de pasta dos traços;
3. Analisar a influência das fibras na absorção de fissuras; e
4. Estimar as tensões induzidas causadas pelos efeitos combinados de temperatura, retração e fluência, durante as primeiras idades de concretos projetados para um elemento teórico, espesso e restringido, chamado de “parede de túnel”.

1.3 Método da Pesquisa

Após uma revisão da literatura sobre a problemática da fissuração nas primeiras idades em concreto projetado, decidiu-se realizar um trabalho experimental com a possibilidade de quantificar os parâmetros necessários para tal estudo. O trabalho experimental foi realizado nos laboratórios de concreto da Escola de Engenharia Civil da Universidade de NSW (UNSW - The University of New South Wales) e na antiga Master Builders Technology (MBT) (hoje BASF), em Sydney, Austrália. Ensaios de teor de umidade, perda de água compressão, módulo de elasticidade, medidas de temperatura em condições semiadiabáticas de um espesso bloco de concreto projetado simulando uma “parede de túnel”, VPU- Velocidade de Pulso Ultrassônico, ensaios de flexão, ensaios de retração e fluência foram realizados em um traço básico de concreto projetado usado em túneis como controle. A este traço de controle foram adicionadas fibras para obter os concretos reforçados com fibras. Uma fibra de aço tradicionalmente usada em concreto projetado, e uma fibra de Polipropileno que fora especialmente desenvolvida para concreto projetado foram utilizadas nesta pesquisa.

1.3.1 Desafios

Compatibilizar os dados obtidos nos dois programas experimentais, na UNSW e BASF, bem como os dados para o modelo do elemento teórico.

Como os ensaios foram iniciados em idades muito precoces era importante saber quando os concretos passaram da fase plástica para a fase de endurecimento.

Definir o Tempo Zero ou a idades em que o concreto começa a desenvolver tensões.

1.3.2 Solução

O uso do método não destrutivo de VPU-Velocidade de Pulso Ultrassônico e o Método de Maturidade foram decisivos para resolver tais desafios.

1.4 Justificativa

A motivação principal deste estudo foi contribuir para uma melhor compreensão do efeito das fibras no concreto projetado nas primeiras idades. O uso das fibras para atenuar a retração na fase plástica e a abertura de fissuras na fase fissurada de concretos projetados em túneis cresceu nas últimas décadas no Brasil e no mundo (Salvador, 2013). Entretanto, a maioria dos estudos envolvendo fibras se refere à tenacidade, na fase fissurada, apresentada em termos de Índices de Tenacidade, como uma característica específica do material (Figueiredo, 2011). A absorção da retração plástica do concreto projetado pela adição de fibras tem sido pouco investigada (Shütz et al, 2011). Não há referência sobre a modelagem das tensões induzidas nas primeiras idades de concretos projetados reforçados com fibras, quando o calor de hidratação, retração e fluência são combinados. Os macro-modelos existentes na literatura para concreto projetado sobre tensões induzidas nas primeiras idades são para concretos sem fibras (Hellmich, 1999; Shütz et al, 2011).

Esta tese, portanto, contribui para uma melhor compreensão e atenuação da problemática da fissuração nas primeiras idades do concreto projetado, através do uso de fibras.

1.5 Originalidade

O desempenho do concreto projetado, empregado na construção de túneis de mineração ou de infraestrutura, é altamente dependente de seu comportamento nas primeiras idades, uma vez que o material recebe cargas imediatamente ao ser jateado.

Em túneis de mineração, principalmente, é comum bloquear-se as passagens de uma galeria para a outra com uma estrutura provisória, aqui chamada de “parede de túnel”. Parede esta resistente a explosões e que não poderá fissurar, a fim de não permitir a passagem dos gases dos explosivos altamente tóxicos utilizados na abertura das novas galerias de mineração, para atingir novos veios do minério explorado. Tal barramento permite que as frentes de trabalho de mineração sigam com mais segurança em outras partes da mina.

Como a estrutura é restringida pelas laterais do túnel, o notório efeito da fluência que ocorre no concreto projetado auxiliará grandemente na redução das tensões impostas pela retração e contração térmica. Como as fibras são benéficas na redução da retração plástica, é possível atenuar ou mesmo impedir que tal material fissure nas

primeiras idades. Christian Hellmich (1999) e Shütz et al, (2011) modelaram as tensões induzidas nas primeiras idades do concreto projetado simples (CPS) para túneis sem adição de fibras. Eles desenvolveram seus modelos para “linhas de túneis” construídos pelo NATM – New Austrian Tunnelling Method, baseando-se na abordagem da Plasticidade Química. Eles utilizaram dados experimentais de outros pesquisadores de diferentes partes do mundo, em concretos projetados sem muitas relações em comum. Por exemplo, Hellmich (1999) e Shütz et al (2011) utilizaram as mesmas curvas de temperatura obtidas em 1991 por um pesquisador da Universidade de Innsbruck, na Austria, para um determinado concreto projetado de túnel; Hellmich (1999) utilizou a curva de resistência à compressão deste mesmo concreto de 1991 e de outro concreto projetado de 1995, ambos com diferentes composições, enquanto Shütz et al (2011) adotaram a resistência à tração obtida por um outro pesquisador em 1990 e curvas de compressão de outro pesquisador de 1989; e assim por diante com respeito às outras propriedades necessárias para alimentar seus modelos.

Portanto, a originalidade desta tese é que um conjunto de ensaios de laboratório foi realizado para determinar as propriedades físicas e mecânicas em genuínos concretos; explorando os possíveis benefícios das fibras, na prevenção de fissuração por retração e na pós-fissuração, nestas primeiras idades. Os dados experimentais serviram de “inputs” para o modelo empírico. Além disso, uma fibra de polipropileno, especialmente desenvolvida para concreto projetado para a antiga MBT-Master Builder Technology (hoje BASF), pelo Professor Nemkumar Banthia, da University of British Columbia, Canadá e pelo Dr Dudley Robert Morgan da África do Sul (radicado nas últimas décadas no Canadá), foi utilizada nesta pesquisa; bem como uma fibra de aço extensivamente usada em concreto projetado para túneis na Austrália. O potencial de uso destas fibras ficou evidenciado nas inúmeras propriedades investigadas nesta tese. Também não há registros na literatura atual de macro-modelos, para prever as tensões induzidas nas primeiras idades para concretos projetados em que foram utilizadas tais fibras de aço e de polipropileno (Asche, H., 1997; Hellmich, C., 1999; Sercombe et al, 2000; Hellmich et al, 2001a; Shütz et al, 2011).

1.6 Organização do Trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, seguidos de referências e apêndices. Uma revisão da literatura sobre o material publicado sobre temas relacionados é apresentada no Capítulo 2. No Capítulo 3 descreve-se a investigação experimental utilizada neste trabalho de pesquisa, incluindo detalhes dos traços e da metodologia para os ensaios experimentais realizados. Os ensaios foram para o teor de umidade, a resistência à compressão, módulo de elasticidade, temperatura, fluência, retração, velocidade do pulso ultrassônico (VPU) em idades muito precoces, bem como ensaios de flexão e fratura. No Capítulo 4 apresentam-se os resultados e discussão de toda a investigação experimental, que fornecerá os parâmetros experimentais necessários para desenvolver o modelo numérico a ser apresentado no Capítulo 5. No Capítulo 5 os efeitos das primeiras idades do concreto projetado são modelados pelo processo incremental de tempo, quando calor de hidratação, rigidez, retração, fluência, resistência à compressão e à tração são considerados. Tais parâmetros foram ajustados por maturidade à idade equivalente à temperatura do bloco semiadiabático simulando uma “parede de túnel”.

No Capítulo 5 apresenta-se o modelo na fase pré-fissuração dos traços de concreto projetado aqui investigados, durante o período das primeiras 72 horas desde o jateamento.

Por fim, no Capítulo 6 apresenta-se, de forma sucinta, as principais conclusões do trabalho, e algumas sugestões para estudos futuros.

Dados complementares obtidos nos ensaios, como gráficos, tabelas e o código de PEAC, são apresentados nos Apêndices A, B e C respectivamente, dispostos ao final deste volume.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Como a hidratação do cimento é uma reação exotérmica, a taxa de evolução do calor de hidratação é um indicativo do grau de hidratação. Portanto, o progresso da hidratação do cimento pode ser determinado pela medida da evolução do calor que ocorre no concreto. Quando o cimento Portland é produzido num forno, devido ao grande consumo de energia, o material resultante contém um alto teor de energia latente. No entanto, quando o cimento se hidrata, os seus componentes reagem com a água, por conseguinte, níveis de energia mais baixos são atingidos liberando calor (Neville, 1995).

Desta forma, nas primeiras idades, as propriedades mecânicas do concreto, tais como resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade são grandemente dependentes do tempo (Vitharana, 1995) e a vida útil deste material é altamente dependente do calor de hidratação desenvolvido durante seu processo de endurecimento (Lokhorts et al., 1995).

Se um elemento de concreto confinado é submetido a temperaturas elevadas, devido ao processo de hidratação, o material irá hidratar mais rapidamente do que em condições normais de laboratório, com conseqüente desenvolvimento precoce da rigidez e resistência. Este fato deve ser considerado quando se lida com as propriedades físicas e mecânicas nas primeiras idades. O começo das reações de hidratação do cimento e suas alterações microestruturais associadas ("pega") desempenham um papel determinante no controle da trabalhabilidade do concreto (Pinto e Schindler, 2010).

Fibras têm sido incorporadas ao concreto projetado para melhorarem suas características físicas e mecânicas. O uso de CPRF – Concreto Projetado Reforçado com Fibras cresceu nas últimas décadas, principalmente em estruturas de infraestrutura (Salvador, 2013).

Este capítulo revisará tópicos concernentes ao concreto projetado com ênfase ao entendimento da problemática das primeiras idades tais como: técnica do concreto projetado, as propriedades nas primeiras idades, o papel das fibras, pega, retração, fluência, módulo de elasticidade, resistência à tração e compressão, velocidade de ultrassom, bem como o que está sendo feito em termos de modelos para avaliar tais

efeitos. Isto permitirá uma melhor compreensão dos capítulos subsequentes.

2.2 Concreto Projetado

Carl Ethan Akeley, Taxidermista do Museu de História Natural de Chicago, utilizou concreto projetado pela primeira vez nos Estados Unidos em 1907 para fazer modelos de dinossauros para um parque temático. Ele obteve patentes para a "pistola para cimentar" e o seu método em 1911, e as vendeu a uma empresa de Allentown, USA chamada de Cement Gun Company. Esta empresa rapidamente se expandiu internacionalmente, mudando-se para a Alemanha em 1921, sucessivamente para o Reino Unido em 1924 onde se tornou totalmente britânica em 1953. Em 1912 a palavra "gunité" foi utilizada pela primeira vez para este processo. Hoje, o termo "shotcrete" é usado nos EUA e foi adotado na Austrália; "sprayed concrete" tem sido usado no Reino Unido; "béton projeté" na França e Bélgica; "Spritzbeton" na Áustria e na Alemanha e "Concreto Projetado" no Brasil. Em essência, o concreto projetado pode ser considerado como um outro processo para o lançamento de concreto, mas como em qualquer outro concreto, há necessidades a serem satisfeitas durante seu período de preparação e lançamento. (Austin, 1995; Pillar e Gowripalan, 1996; Wood, 1997).

Apesar do fato de que houve uma quantidade significativa de pesquisas sobre concreto projetado nas últimas décadas, esta tecnologia pode ser considerada ainda incipiente, se comparada com o concreto armado. Concreto projetado ainda não é totalmente compreendido, principalmente em relação às suas propriedades proeminentes das primeiras idades, tais como os efeitos de fluência, que é a principal propriedade física responsável pelo sucesso do NATM – New Austrian Tunnelling Method desenvolvido entre 1957 e 1965 na Austria. Na comunidade técnica, o termo NATM é comumente utilizado para identificar os túneis executados por etapas com revestimentos não muito espessos em concreto projetado, aplicados imediatamente à escavação do túnel, para absorver as deformações excessivas das rochas ou seu desprendimento, sem uso de tirantes. A idéia principal é usar a tensão geológica das rochas vizinhas para estabilizar o túnel por si só. A ausência de um código mundial de concreto projetado específico para ensaios de fluência e retração é uma evidência desta carência (Hellmich, 1999; Shütz et al, 2011). O NATM ainda é o método mais utilizado mundialmente para a construção de túneis nos dias atuais.

2.2.1 Aplicações do concreto projetado

Há dois processos diferentes para a produção e lançamento de concretos projetados, *via seca* e *via úmida*. No processo de *via seca*, a água de mistura é adicionada no bocal da pistola, antes do concreto projetado ser pneumáticamente consolidado por impacto contra a superfície receptora. No processo *via úmida*, os materiais secos e a água de mistura, são pré-misturados, como acontece com o concreto convencional. O concreto projetado é bombeado pneumáticamente através de uma mangueira com alta pressão de ar aplicada no bocal para impulsionar e consolidar o concreto, por impacto, sobre a superfície receptora. Ambos os processos, *via seca* e *via úmida*, têm vantagens e desvantagens. O processo de mistura *via seca* é adequado para aplicações de reparo, em que exigem interrupções do trabalho; enquanto que o processo de mistura *via úmida* é mais adequado para aplicações de concreto projetado extensas que requeiram grandes quantidades de concreto projetado de uma só vez.

Concreto projetado tem sido utilizado nas mais variadas aplicações, tanto em construções novas, como para o reparo de estruturas danificadas ou deterioradas já existentes. Para as construções novas, concreto projetado é usado principalmente em túneis rodoviários e ferroviários tanto no revestimento primário e final; linhas de veio em túneis de mineração; sistemas de ventilação; túneis para escoamento de água e esgoto; sistemas de drenagem; rotas de fuga para pedestres; estabilização de encostas e rochas; piscinas; muros de contenção; paredes em cortinas de subsolos profundos; obras costeiras; telhados; lajes; estruturas em domos; caixas de água e tanques. Concreto projetado é também utilizado para reparos estruturais e reforço de estruturas já existentes de concreto, tais como: pontes, barragens, estacas, chaminés e estruturas costeiras (Pillar e Gowripalan, 1996).

As maiores vantagens do concreto projetado são: rapidez de execução; dispensa de formas; poder ser aplicado a qualquer formato e superfície (Figura 1). Robôs têm sido utilizados nas aplicações de difícil acesso, como em túneis de mineração. Além disso, devido a grande fluência que ocorre nas primeiras idades no concreto projetado, este material consegue sofrer deformações maiores ao ser carregado, do que na fase endurecida, sem que isso danifique a estrutura (Thomas, 2004 apud Shütz et al, 2011).

Figura 1 – Aplicações de Concreto Projetado



a) Aplicação 1: Túneis



b) Aplicação 2: contenção de encostas

2.2.2 Composição do concreto projetado

Um traço básico adequado de concreto projetado normalmente contém aproximadamente 20% de aglomerante, 15 a 20% de agregado graúdo (2 a 10mm de máxima dimensão) e 60 a 65% de agregados miúdos, como mostrado na Tabela 1, Wood (1992). É necessário um teor de cimento e areia relativamente elevado, em comparação com o concreto convencional para promover uma abundância de pasta, que atuará como um amortecedor de impacto e para o agregado graúdo ter um mínimo desprendimento (rebound) da camada de concreto projetado que está sendo jateada. Altas resistências à compressão, típicas de produtos de concreto projetado, são também uma função do alto teor de cimento em combinação com os relativamente baixos fatores água-aglomerantes (0,3-0,4 para concreto projetado via seca, e 0,4-0,5 para concreto projetado via úmida) (Wood, 1992). Na Austrália, um traço típico para cada metro cúbico de CPFA - Concreto Projetado Reforçado com Fibra de Aço é mostrada na Tabela 2.

Tabela 1 – Traço típico de concreto projetado (Wood, 1992)

COMPONENTE PROPRIEDADE	TIPO	PROPORÇÃO	EXIGÊNCIAS/COMENTÁRIOS
Cimento	OPC	18 – 20% do peso dos componentes secos	
Microsílica	> 90% SiO ₂	8 – 13% do peso do cimento adicionado ao traço	Superplastificante exigido no produto via úmida
Fibra de Aço	Fibra de aço de alta resistência, deformada, gravada ou de chapa fendida	45-80 kg/m ³ Dependendo da tenacidade requerida	Fator de aspecto: comprimento/diâmetro equivalente de 50 a 70
Aditivos	Redutor de água	0,5 litros/100 kg de cimento	Usado na mistura via úmida
	Superplastificante	1 a 1,5 litros/100 kg de cimento	Exigido no concreto projetado via úmida com sílica ativa
	Aditivo incorporador de ar	10-12% de ar na bomba, 4 a 6% no jateamento	Pode ser usado em via úmida para durabilidade em casos de congelamento-descongelamento
	Acelerador	Tipicamente 2-5% do peso de cimento adicionado à mistura	Usualmente não é necessário em traços via seca que contenham sílica ativa
Fator água/aglomerantes		0,3 – 0,4 via seca 0,4- 0,5 via úmida	Em concreto projetado é importante ter um bom controle do fator água-cimento
Abatimento	(abatimento) suficiente é exigência para atingir auto-compactação	75 mm ± 25 mm para shotcrete via úmida	Difícil executar ensaio de abatimento se acelerador é adicionado ao traço

Tabela 2 – Traço típico/m³ de CPFA usado na Austrália

COMPONENTE	PROPORÇÃO	
	Massa (kg) ou Volume (litros)	Porcentagem (baseada no peso específico do concreto de 2400 kg/m ³)
Cimento	360 – 480 kg	15-20%
Agregado Graúdo	720 – 960 kg	30 – 40%
Agregado Miúdo	960 – 1200 kg	40 – 50%
Microsílica	30 – 40 kg	1,25 – 1,67%
Fibras de Aço	50 – 75 kg	2,0 – 3,1%
Superplastificante	5 – 8 litros	0,2 – 3,3%
Estabilizador	2,5 kg	0,1%
Ativador	20-25 kg	0,8 – 1%
Composto para Cura	3 – 5 kg	0,125 – 0,2%

Em concreto projetado, as causas de colapso em um ambiente exterior estão geralmente relacionadas à fissuração devido à retração, congelamento e descongelamento; delaminação causada pela falta de aderência, ou uma combinação destes fatores. Se concreto projetado é usado para reparos, o colapso é causado geralmente por fissuração por retração; devido às diferenças de tensões nas interfaces do antigo e novo concreto projetado recém reparado (Marusin, 1990).

Portanto, é imperativo que se coloque aditivos específicos para impedir cada efeito adverso que possa ocorrer no concreto projetado. Historicamente os aditivos não são nenhuma novidade. Os antigos romanos usavam diferentes aditivos nas suas alvenarias: sangue de bode, banha de porco para melhor moldar a alvenaria. Portugueses usavam clara de ovo em suas alvenarias. A máxima resistência final e a capacidade de carga do concreto projetado para, por exemplo, estabilização de rochas, na maioria das vezes tem importância secundária se comparado com a necessidade de obtenção de uma pega rápida e resistência inicial elevadas. Por esta razão, concreto projetado tem acelerador de pega adicionado no bocal de jateamento para aumentar a resistência nas primeiras idades, desde o jateamento até cerca de 24 horas após o lançamento. Também para obter um produto homogêneo e durável com uma elevada resistência à compressão, é necessário uma alta pressão no bocal da bomba. (Wood, 1997; Melbye, 1996).

2.2.2.1 Adições para concreto projetado

Aceleradores de pega

São essenciais no processo via úmida para produzir pega rápida. O concreto fresco tem que sair da bomba de uma forma líquida e se tornar pastoso enquanto o material é ejetado no ar, de maneira que ele adira à superfície, à medida que a espessura da camada for aumentando. Portanto este aumento de consistência precisa acontecer em segundos de tempo. Para a estabilização de rochas é necessário uma resistência à compressão > 4 MPa já nas primeiras idades, justificando o uso de aditivos aceleradores de pega. Graças aos aceleradores de pega, é também possível jatear em superfícies verticais e em tetos. O efeito de pega rápida permite aplicar concreto projetado em contenções iniciais de rochas que é uma das mais importantes funções do NATM – New Austrian Tunneling Method. É comum nestas aplicações ter água escorrendo das rochas, e isto requer uma proporção maior de aditivos aceleradores de pega ao concreto projetado. A dosagem de acelerador depende da habilidade do operador, da superfície e do fator água-aglomerantes do traço. Como já foi mencionado o efeito colateral da adição de aceleradores de pega é a diminuição da resistência final do concreto projetado. Comparando com concreto (sem acelerador) a resistência aos 28 dias pode reduzir. Portanto o consumo de acelerador de pega deveria ser reduzido ao mínimo possível com um menor consumo em paredes do que em tetos (Melbye,1996).

Aditivos retardadores de pega

Também são usados em concretos projetados via úmida para retardar a pega durante o transporte do material em caminhões betoneiras, de forma que a pega não comece a ocorrer durante este período.

Cinza volante (fly ash) adicionada a um traço de concreto projetado, não só melhora a capacidade de bombeamento, a trabalhabilidade e a resistência ao sulfato, mas também reduz o calor de hidratação, reduzindo assim o potencial de fissuração térmica em aplicações espessas de concreto projetado. Tem o efeito colateral de reduzir a capacidade de deformação de tração. Isto é atribuído ao aumento da rigidez e redução da deformação

por fluência, o que leva a tensões mais elevadas para uma determinada deformação térmica. A cinza volante também pode controlar a reação álcali-agregado e produz um traço mais econômico, no entanto a taxa de ganho de resistência é mais lenta do que no traço análogo sem cinzas volantes (Morgan, 1995a).

Sílica ativa tem sido usada desde 1970 e é considerado um dos avanços mais significativos na tecnologia do concreto projetado desde a sua concepção. A sílica ativa melhora a adesão, coesão e a capacidade de se ter uma maior espessura de concreto projetado. Com a adição de sílica ativa é possível reduzir, ou em alguns casos, até eliminar a adição de aceleradores, com a consequente melhoria nas propriedades do material endurecido, tais como resistências à compressão e à flexão (Austin, 1995).

Em concreto projetado, a sílica ativa é normalmente adicionada a uma taxa de 10%, em massa do teor de cimento da mistura. A sílica ativa desempenha o papel físico do preenchimento de material dos vazios intersticiais entre os grãos de cimento e conduz a uma melhor adesão ao agregado na interface. Deste modo, a reação pozolânica da sílica ativa melhora o desenvolvimento de resistência do OPC- Ordinary Portland Cement, especialmente em baixos fatores de água / aglomerantes. Ela influencia a hidratação inicial do cimento, acelerando a hidratação do C3S- Silicato Tri-Cálcio que é responsável pela geração de calor inicial, e por meio de reação nas fases iniciais da hidratação do cimento. É encontrado na literatura, que parte da sílica ativa é consumida e CSH- Calcium Silicate Hidrates (Hidrato de Silicato de Cálcio) é formado, mesmo com um dia após o lançamento do concreto, devido à elevada área de superfície específica das partículas de sílica ativa. Isso acelera a hidratação nas primeiras idades e promove o desenvolvimento da resistência do concreto. Também tem sido constatado que a maior parte da sílica ativa é consumida nas reações pozolânicas dentro dos primeiros 28 dias, e a morfologia do CSH- Calcium Silicate Hidrates existente, gradualmente se transforma num tipo mais denso depois de 28 dias. Esta densificação reduz a porosidade e promove o desenvolvimento de resistência (Gowripalan, 1996; Pinto e Hover, 2000).

Pinto e Hover (1999) estudaram o efeito da **sílica ativa e superplastificante juntos**. A adição de sílica ativa acelerou a hidratação inicial dos cimentos independentemente da quantidade de superplastificante adicionado. Sílica ativa misturada com superplastificante também reduz o período de dormência que pode ser produzido pelo aditivo superplastificante. Portanto, mais uma vez sílica ativa acelera a hidratação do cimento, pois a hidratação do cimento começa a ocorrer mais cedo e mais produtos hidratados são formados. Constatou-se também que quanto maior a quantidade de aditivo superplastificante utilizada, um maior efeito de sílica ativa pode ser observado.

Aditivos **plastificantes e superplastificantes** são também de uso imperativo no concreto projetado via úmida. Os superplastificantes e plastificantes produzem a dispersão dos finos, e são necessários em concretos projetados. O aumento do abatimento produzido pela adição de superplastificantes comuns depende da temperatura e da idade. Por outro lado, o bombeamento do concreto projetado somente poderá ser mantido por um período limitado de 20 a 90 minutos depois de misturados os componentes. Entretanto, excessivas dosagens de aditivos plastificantes resultam na perda total da coesão e segregação. Desta forma, dosagens de 4-10 kg/m³ são normais para concretos projetados e dependem das especificações de qualidade, fator água-aglomerantes, consistência requerida, bem como o tipo de cimento e agregado (Melbye, 1996).

Aditivos **redutores de água** são usados para melhorar a trabalhabilidade do concreto e coesão no estado plástico. Eles provocam um aumento significativo no abatimento sob o mesmo fator água-aglomerantes; ou o fator água-aglomerantes pode ser reduzido e produzir abatimento similar. A redução do fator água-aglomerantes naturalmente aumenta a resistência do concreto (Melbye, 1996).

2.2.2.2 Adição de fibras ao concreto projetado

Desde a antiguidade as fibras têm sido utilizadas para fornecer ductilidade às matrizes frágeis. Veja-se a citação Bíblica em Êxodo: “Ide vós mesmos, e tomai vós palha para a confecção dos tijolos.”

Portanto não poderia deixar de acontecer também o uso de fibras para agregarem ductilidade à matriz frágil do concreto projetado.

Este assunto será novamente abordado com mais profundidade, mais adiante neste Capítulo sob os títulos de “*Concreto projetado reforçado com fibras*” e o “*Papel das fibras em CRF-Concreto Reforçado com Fibras*”.

2.2.3 Amostragem de concreto projetado nas primeiras idades

O controle de qualidade do concreto projetado é bem mais difícil do que para o concreto convencional, pois a confiabilidade e repetibilidade dos ensaios deixam a desejar. Especificar concreto projetado (shotcrete) é considerado uma tarefa difícil na indústria do concreto projetado, no entanto, o controle de qualidade e ensaios são os dois atributos essenciais para o sucesso de qualquer especificação de concreto projetado.

É relatado na literatura de concreto projetado que a resistência à compressão do concreto projetado pode ser 30% mais baixa do que em seu homólogo moldado e bem compactado (Neville, 1995; Banthia et al, 1994; Malhotra, 1974).

A maioria das normas disponíveis para concreto projetado (por exemplo, o The CIA Comitee-Concrete Institute of Australia Comitee; ACI 506R-2-1990; ASTM C-1140) estabelecem, que as amostras para ensaio devem ser retiradas do núcleo de painéis de concreto projetado, porque é difícil fazer bons corpos de prova, como os para ensaio padrão (cilindros ou prismas). No entanto, tais normas não estão preocupadas com a determinação de propriedades mecânicas do concreto projetado nas primeiras idades, como investigado na presente pesquisa.

A grande desvantagem de jatear concreto projetado diretamente nos moldes convencionais é que podem conter grandes vazios (faveolamento) e ter uma densidade baixa em comparação com as amostras extraídas de painéis. Corpos de prova extraídos de painéis são, portanto menos propensos a sofrer vazios, porque eles são cortados ou extraídos a partir das regiões centrais dos painéis, em que o concreto projetado é mais denso e menos sujeito a porosidade.

No entanto, mesmo Morgan (1998) admitia que técnicas especiais devessem ser usadas para determinar resistências de compressão menores do que 10 MPa, que ocorrem nas primeiras idades. Corpos de prova de concreto projetado extraídos de painéis que apresentem menos de 10 MPa de resistência à compressão tendem a se desfazer produzindo

resultados não confiáveis. De fato Morgan et al. (1997) desenvolveram um método simples para determinar a resistência à compressão nas primeiras idades de concreto projetado que foi considerado pela ASTM-American Society of Testing Materials (Morgan, 1998). Tal procedimento especifica que o concreto projetado contendo acelerador seja jateado em três moldes de viga de aço de 75 mm x 75 mm x 350 mm cada. Assim que o concreto projetado atinge o tempo final de pega, as vigas são desmoldadas e ensaiadas numa máquina padrão de ensaio à compressão se forem laboratório, utilizando ASTM C116 – 90. Se estiver no campo, utilizar uma máquina de ensaios de compressão portátil que é um ensaio modificado daquele para rocha de ponto de carga, rotineiramente utilizado pelos geotecnologistas. Isto dá o índice de resistência do ponto de carga (PLI- Point Load Strength Index), que pode ser correlacionado com a F_c ($F_c \cong 24$ PLI da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas).

O Austrian Guideline for Shotcrete (Guideline, 1997; EN 14488-1:2005; Hellmich, 1999), adequadamente especifica as características mecânicas e módulo de elasticidade nas primeiras idades de concreto projetado (a partir de moldes prismáticos com três amostras de 40mm x 40mm x 160mm, jateadas verticalmente de baixo para cima) e a obtenção de perfis de temperatura em moldes cúbicos isolados de 150mm x 150mm x 150mm) a partir de concreto projetado jateado diretamente nestes moldes. Para resistência à compressão, esta orientação especifica corpos de prova jateados diretamente numa caixa feita de madeira ("spraying box"= caixa de jatear) com a dimensão 500 x 500 x 150mm. Entre 2 horas e 1 dia de idade, o conhecido método de arrancamento é utilizado para determinar a resistência na caixa de jatear.

Como pode ser observado, o processo de jateamento diretamente em moldes não é uma prática incomum mundo afora, quando se deseja amostrar e ensaiar concreto projetado, principalmente nas primeiras idades.

2.3 Estimativa de Fissuração Devido ao Calor de Hidratação

Quando a tensão à tração induzida excede a resistência à tração do material, a fissuração deve ocorrer em estruturas restringidas. Em estruturas, em que a não ocorrência de fissuras é imperativo para o uso da estrutura, por exemplo, em centrais nucleares, barragens, reservatórios de água e túneis de infraestrutura, as tensões de tração devem ser estimadas de forma a atuarem muito abaixo da resistência à

tração do material; e com isso poder cobrir possíveis variações no tipo de material entregue no canteiro de obra, bem como as respectivas propriedades térmicas esperadas no canteiro de obra. Em qualquer estudo para estimar a tendência de fissuração nas primeiras idades, a fluência, o desenvolvimento de resistência e rigidez, e a retração devem ser incorporados ao longo do histórico de temperatura/tempo. É necessária a adoção de análise incremental para determinar o desenvolvimento de deformação dentro de um determinado intervalo de tempo. Então, a deformação total é encontrada por meio da equação (2.1).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0(t) + \varepsilon_T(t) + \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_{cr}(t) \quad (2.1)$$

Em que:

t é o tempo

$\varepsilon(t)$ é a deformação total do concreto;

$\varepsilon_0(t)$ é a deformação instantânea;

$\varepsilon_{cr}(t)$ é a deformação por fluência;

$\varepsilon_{sh}(t)$ é a deformação por retração;

$\varepsilon_T(t)$ é a deformação por temperatura.

Para prever com mais precisão estes efeitos, dois pré-requisitos básicos são necessários: dados confiáveis para as caracterizações de rigidez, fluência e retração do traço de um determinado concreto e procedimentos analíticos para a inclusão desses efeitos do tempo no projeto da estrutura.

Uma análise de tempo não é fundamentalmente diferente de qualquer outra análise estrutural, sendo que três requisitos básicos devem ser satisfeitos:

1. Equilíbrio;
2. Compatibilidade;
3. Leis do comportamento do material.

Se um comportamento linear-elástico é assumido, a Lei de Hooke pode ser adotada. De modo a incluir os efeitos do tempo na análise, adequadas relações tensão - deformação - tempo (relação constitutiva) devem ser encontradas (Vitharana, 1998).

2.3.1 Tipos de modelos

Ao se trabalhar com a simulação para estimativa do desenvolvimento de propriedades do concreto nas primeiras idades, há a necessidade de se distinguir entre pelo menos dois tipos de modelos: de engenharia ou macro-modelos e os micro-modelos.

Macro-Modelos, ou Modelos de Nível-Macro, são usados para a previsão de temperatura, resistência, tensões e a probabilidade de fissuração em estruturas reais de concreto. Macro-modelos são de grande interesse, uma vez que podem explicitamente mostrar os efeitos dos materiais constituintes do concreto e suas interrelações com o calor de hidratação com a idade e a interferência no crescimento da resistência do material. Estes modelos geralmente requerem o desenvolvimento de temperatura como entrada. Se tais modelos numéricos são desenvolvidos e calibrados com resultados experimentais, seguramente serão mais precisos do que o modelo puramente teóricos.

Micro-Modelos, ou Modelos de Nível-Micro, por outro lado, incluem geralmente mais parâmetros e são utilizados para descrever, em mais detalhe, os mecanismos e processos que representam o desenvolvimento de propriedades específicas do material. Isto leva a uma melhor compreensão do desenvolvimento das propriedades do material do produto fabricado e facilita uma utilização mais racional do material. Micro-modelos fornecem, por exemplo, mecanismos para gerar curvas de hidratação, ou adiabática, ou isotérmica, que poderão servir como entrada para os cálculos dos Macro-Modelos.

Na literatura (Cusson e Repette, 2000; Vitharana 1997c; Hellmich, 1999; Schütz et al, 2011) tem sido reportado que **Macro-Modelos** para as primeiras idades do concreto projetado ou não, requerem as considerações que constam nas alíneas de i à vii :

- i. Correta modelagem do calor de hidratação: Como a hidratação é um processo termicamente ativado, os efeitos da temperatura de reação na hidratação devem ser incorporados por acoplamento do processo de hidratação e de transferência de calor entre o concreto e as condições de ambiente, isto é, adiabático e variando as condições de temperatura.
- ii. Maturidade de concreto: o desenvolvimento das propriedades dos materiais com a idade (por exemplo, módulo de elasticidade, resistência à compressão e tração), são

dependentes da história de temperatura de hidratação do concreto.

- iii. Temperatura ambiente: as variações da temperatura ambiente causadas por convecção ou radiação solar, podem interferir na perda ou ganho de calor.
- iv. Fluência do concreto: as tensões causadas por deformações induzidas em elementos restringidos são significativamente relaxadas pela fluência do concreto, normalmente em cerca de 40 a 50% (Vitharana, 1997a). Nas primeiras idades, a deformação do concreto pode ser significativamente maior, pois o concreto está num estado plástico.
- v. Retração: isto ocorre em estruturas com fator água/aglomerante baixo e, simultaneamente aos efeitos do calor de hidratação. O efeito composto pode ser suficientemente grave para causar a fissuração excessiva, na fase de resfriamento.
- vi. Etapas de construção: as tensões induzidas por hidratação ocorrem durante o processo de construção. Portanto é prática comum fazer a construção em etapas, em camadas menores para evitar o alto calor de hidratação em estruturas maciças, como ocorre na construção das barragens de concreto.
- vii. Redistribuição de tensões: a tensão induzida por deformação em elementos restringidos, tal como a tensão térmica, é dependente da rigidez. A fissuração do concreto produz uma redução de rigidez causando, por conseguinte, relaxação das tensões térmicas.

2.3.1.1 Equações usadas

As equações abaixo são usadas para uma análise incremental de tempo.

As tensões incrementais por temperatura são fornecidas pela equação (2.2).

$$\sigma_T(t) = \alpha \cdot \Delta T \cdot E(t) \quad (2.2)$$

As tensões de retração são fornecidas pela equação (2.3) e as tensões por fluência fornecidas pelas equações (2.4) e (2.5):

$$\sigma_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(t) \cdot E(t) \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{cr}(t_1) + \int_{t_2}^{t_{lim}} - \frac{(\Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{sh}) \cdot ccc(t)}{E(t)} \cdot dt \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{cr}(t) = \frac{(\sigma_{(T+sh)}(t_1)) \cdot cc(1)(t)}{E(t)} \quad (2.5)$$

O incremento de tensão por temperatura é dado pela equação (2.6) e por retração é dado pela equação (2.7):

$$\Delta\sigma_T(t) = \sigma_T(t) - \sigma_T(t - 1) \quad (2.6)$$

$$\Delta\sigma_{sh}(t) = \sigma_{sh}(t) - \sigma_{sh}(t - 1) \quad (2.7)$$

A deformação total em cada incremento de tempo é dada pela equação (2.8):

$$\varepsilon_{tot}(t) = (\varepsilon_{cr}(t_1)) + \left(\int_{t_2}^{t_{lim}} - \frac{(\Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{sh}) \cdot ccc(t)}{E(t)} \cdot dt \right) - \left(\frac{\sigma_T(t)}{E(t)} \right) + \left(\frac{\sigma_{sh}(t)}{E(t)} \right) \quad (2.8)$$

A tensão total em cada incremento de tempo é dada pela equação (2.9):

$$\sigma_{tot}(t) = \varepsilon_{tot}(t) \cdot E(t) \quad (2.9)$$

Em que:

$dt = \Delta t$ é o intervalo de tempo

t é a função tempo;

t_{lim} é o tempo final= tempo limite;

t_1 é o tempo no primeiro incremento de tempo;

α é o coeficiente de dilatação térmica, equivale a $10 \mu\varepsilon/^\circ\text{C}$;

$E(t)$ é o módulo de elasticidade num tempo t ;

$\varepsilon_{sh}(t)$ é a deformação por retração;

$\sigma_{sh}(t)$ é a tensão por retração em cada incremento de tempo;

$\varepsilon_{cr}(t)$ é a deformação por fluência em cada incremento de tempo;

$\varepsilon_{cr}(t_1)$ é a deformação por fluência no intervalo de tempo 1, (t_1);

ccc são os coeficientes de fluência combinados;

$cc(1)$ é o coeficiente de fluência no tempo 1, (t_1);

σ_T é a tensão por temperatura;

$\Delta\sigma_{(T,t)}$ é o incremento de tensão de temperatura em cada intervalo de tempo

$\Delta\sigma_T$ é o incremento de σ_T ;

σ_{sh} é a tensão por retração;

$\Delta\sigma_{sh}$ é o incremento de tensão de retração σ_{sh} ;
 T é a temperatura (ou relativo à temperatura);
 ϵ_{tot} é a deformação total por (T+sh+Cr);
 σ_{tot} é a tensão total por (T+sh+Cr).

2.3.2 Revisão dos modelos

2.3.2.1 Macro modelos

Os modelos apresentados por Vitharana (1995, 1997a, 1997c), Cusson e Repette (2000), Hellmich (1999), Schütz et al (2011) são Macro-Modelos para estimar as tensões induzidas causadas pelo calor de hidratação e a possibilidade de fissuração neste período.

O macro-modelo de Cusson e Repette usa as funções de maturidade fornecidas pelo ACI para determinar os “inputs” na determinação de fissuração por temperatura nas primeiras idades, associada à retração e fluência pela a abordagem da máxima tensão de tração.

Os Macro-Modelos de Vitharana são para concretos moldados, unidimensionais, pelo processo da máxima tensão de tração tendo como “inputs” apenas temperatura, módulo de elasticidade e fluência.

Os Macro-Modelos de Hellmich e Schütz são os únicos modelos específicos para concreto projetado, usam a abordagem da plasticidade-química que leva em conta o grau de hidratação associado à compressão, módulo de elasticidade, retração e fluência. Utiliza o princípio das múltiplas superfícies, em compressão ou tração. Leva em conta as tensões causadas por temperatura associadas à fluência e retração pelo método de elementos finitos, em linhas de túneis, considerando o material isotrópico. Eles assumem que a distribuição de temperatura dentro de uma camada de concreto projetado é constante através da espessura da estrutura de concreto projetado. Eles usaram as curvas de temperatura publicadas por Huber (1991) para concreto projetado, e em todos estes concretos projetados a temperatura máxima ocorreu entre 9 a 12 horas após o lançamento do concreto projetado.

Outros modelos encontrados na literatura são também para concretos moldados, sem ser projetado. A maioria dos modelos é feita para estruturas grandes e maciças em concreto. Muitos destes Macro-Modelos usaram apenas as tensões devido à temperatura como parâmetro de fissuração como pode ser observado no resumo da Tabela 3.

Tabela 3 – Macro-modelos para as primeiras idades do concreto

AUTOR	PARÂMETROS USADOS	CONDIÇÕES EXPERIMENTAIS
Silvoso et al. (2001)	Plasticidade Química: grau de hidratação	Tensões devido à temperatura e retração
Lokhorst e van Bruegel (1995)	Curvas de temperatura, resistência à tração	Tensões devido à temperatura comparando com resistência à tração
Nagy e Thelander (1994)	Variação do módulo de elasticidade	Tensões devido à temperatura comparando com resistência à tração
Vitharana (1995, 1997, a,b,c)	Curvas teóricas fornecidas pelos códigos disponíveis: temperatura, compressão, tração, módulo de elasticidade, fluência	Tensões devido à temperatura e fluência comparando com resistência à tração
Ayotte et al. (1997)	Fluência por módulo de elasticidade reduzido	Tensões devido à temperatura e fluência comparando com resistência à tração
Schöppel e Springenschmid (1994)	Retração autógena	Tensões devido à temperatura e retração comparando com resistência à tração
Lu et al. (2000)		Deformações devido à temperatura e retração
Lura et al. (2009)	Retração autógena de pastas de cimento	Tensões e abertura de fissuras por retração autógena e fluência e resistência à tração
Cusson e Hoogeveen (2007)	Retração e temperatura em Concretos de Alto Desempenho	Tensões causadas por temperatura, retração e fluência.

2.3.2.2 Micro modelos

Observa-se que na última década a maioria dos modelos apresentados são micro-modelos, para caracterizar, por exemplo, retração, fluência ou módulo de elasticidade para CAR- concreto de alta resistência e CMR- concreto de média resistência, com ênfase em concreto auto-adensável. Nos últimos 5 anos as publicações sobre concreto mundo afora cresceram em escala gigantesca. Kovler e Roussel (2011) reportaram que cerca de 34.000 publicações sobre concreto maduro foram publicadas no período de 2007-2010 apenas, com ênfase

nas propriedades mecânicas do concreto auto-adensável endurecido, especialmente com o uso de agregados reciclados. Recentemente a RILEM compilou vários Micro-Modelos para prever retração e fluência em concreto, num banco de dados, com dados experimentais de até 5000 dias de observação. A Tabela 4 mostra alguns destes micro-modelos.

Tabela 4 – Micro-modelos para concreto nos últimos 7 anos

AUTOR	PARÂMETROS USADOS	CONDIÇÕES DE EXPERIÊNCIA	PRINCIPAIS CONCLUSÕES
Goel, Kumar e Paul (2007)	Retração e fluência	ACI-209-82; modelos B3, CEB-FIP-1990 e modelo GL2000	GL2000 apresentou estimativas próximas aos valores experimentais de Russel e Larson (1989)
Demir (2008)	Módulo de elasticidade de concretos de média e alta resistência	ANN-Artificial Neural Networks	Compararam com resultados empíricos de vários códigos de edificações
Scheiner e Hellmich (2009)	Fluência básica com o tempo nas primeiras idades	Micromecânica	Relaciona dois volumes representativos da pasta de cimento e concreto
Bullard et al. (2009)	Simulações dos ensaios de calorimetria, curvas de temperaturas adiabáticas, retração. Módulo de elasticidade e resistência à compressão	Pacote de softwares integrados	
Ranjith et al. (2008)	Determinar efeito da taxa de deslocamento e de teor de umidade na resistência do concreto, deformação axial, deformação lateral e emissão acústica	Programa de ensaios laboratoriais	Análise da fissuração de corpos de prova de concreto seco resiste mais do que concreto úmido, e isso depende da taxa de deformação.
Woo et al. (2010) e Woo e Keun (2009)	Monitorar On-line o ganho de resistência do concreto de forma contínua em laboratório.	Equipamento de Impedância Eletro-Mecânica	Supre deficiências dos métodos de ultrassom (VPU Velocidade de Pulso Ultrassônico)
Tawie e Lee (2010)	Estendem o uso do equipamento de Woo et al (2008) para concreto in situ	Equipamento de Impedância Eletro-Mecânica	Supre deficiências dos métodos de ultrassom (VPU) para monitorar o ganho de resistência nas primeiras idades.
Ozbay et al. (2008)	Medir propriedades de concreto	GP-Genetic Programing	Propriedades de concretos endurecidos: resistência à compressão, VPU e resistividade elétrica

2.4 Concreto Projetado Reforçado com Fibras

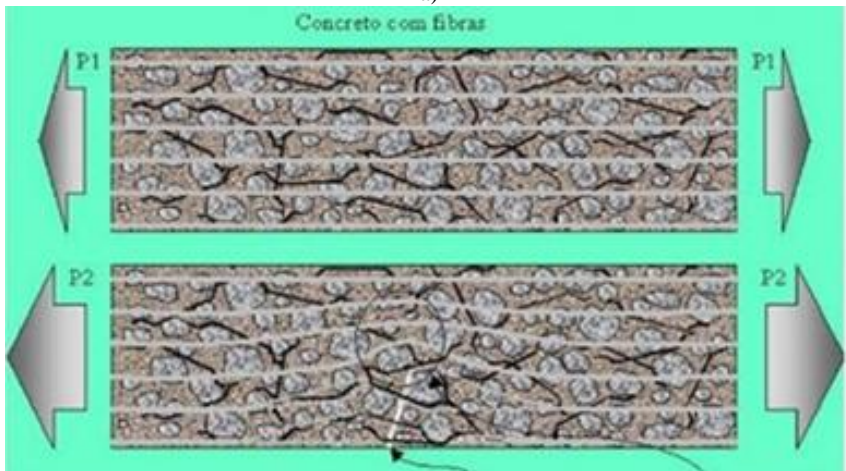
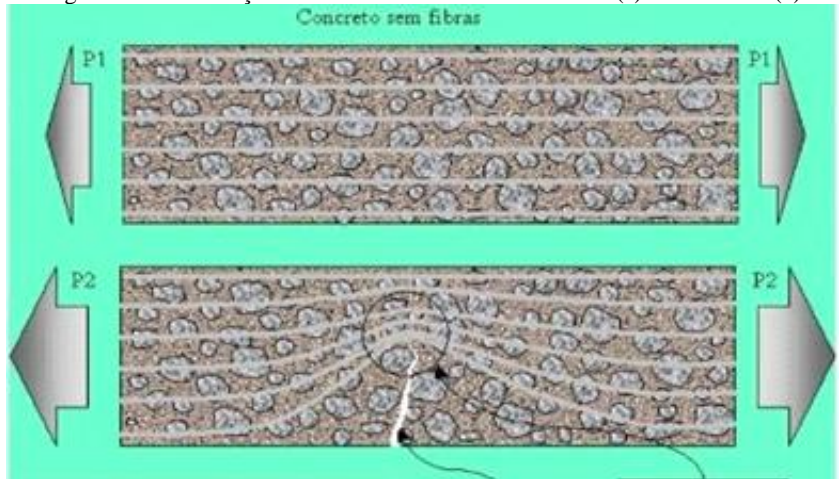
Para minimizar os efeitos de fissuração nos túneis, particularmente a fissuração causada nas primeiras idades, as fibras de aço foram as mais utilizadas em concreto projetado até décadas passadas. Entretanto, na ocorrência de fogo dentro dos túneis, tais fibras têm se mostrado perigosas, pois explodem ao se aquecerem e dilatam produzindo “spalling” do concreto. Desde os anos 90, as fibras de polipropileno têm sido usadas com sucesso em concreto projetado de túneis no mundo inteiro, pois não explodem em presença de fogo. Na realidade foi observado que sob altas temperaturas, estas fibras se fundem propiciando um canal para a saída dos vapores de água. As fibras de polipropileno também têm se mostrado eficientes onde a corrosão é um problema, ou ainda para reduzir a fissuração causada por retração plástica e também impedir exsudação (Banthia e Gupta, 2006; Figueiredo, 2011).

Em túneis é necessário que o concreto projetado tenha comportamento dúctil sob as grandes deflexões, que ocorrem após fissuração, no estado elasto-plástico. São permitidas flechas = 2 cm com grandes fissuras em túneis de mineração na Austrália, sem que a estrutura colapse. Este comportamento dúctil permite que o entorno de solo ou de rochas absorva a carga do túnel (Papworth, 1997). Neste contexto, as fibras têm papel preponderante para responder a tal exigência, pois conseguem absorver energia na pós-fissuração. Esta característica é representada pela tenacidade do material, que corresponde à área sob a curva carga-deflexão, em ensaios de flexão em vigotas. Este assunto será discutido mais tarde, com mais profundidade sob o título de “Papel das fibras em CRF- Concreto Reforçado com Fibras”.

A adição de fibras ao concreto projetado também garante maior adesão ao substrato; permite camadas de concreto projetado mais espessas. Em aplicações de concreto projetado convencional, sem fibras, é necessário a aplicação de várias camadas de material de cerca de 25 mm de espessura para evitar o desprendimento de tais camadas do substrato. Isso pode levar um tempo considerável, onerando o trabalho. No caso dos túneis, o uso das fibras permite que o concreto projetado seja aplicado imediatamente após a escavação em túneis sob solos, sem a necessidade de telas metálicas, reduzindo desta forma a possibilidade de acidentes, tempo de construção e custo (Figueiredo, 2011).

A Figura 2 mostra como se comporta um elemento de concreto submetido à tração sem a adição de fibras (Figura 2 a) e com fibras

Figura 2 –Concentração de tensões em concreto sem fibras (a) e com fibras (b)



b)
Fonte: Figueiredo (2000)

(Figura 2 b). Observa-se que antes da fissuração ambos os concretos apresentam linhas de tensões similares. Entretanto, após a fissuração há uma menor concentração de tensões na região fissurada do concreto reforçado com fibras (Figura 2b) do que no concreto sem reforço de fibras (Figura 2a). Esta menor concentração de tensões no concreto com fibras é causada pela “costura” que as fibras produzem na parte fissurada, atenuando a abertura de fissura, bem como o aumento do comprimento da mesma ao longo da altura da peça tracionada.

Atualmente com a preferência pelas fibras de polipropileno em túneis para evitar danos físicos durante incêndios, tem sido observado que as fibras de polipropileno influenciam o comportamento do compósito tanto no estado fresco, como no endurecido. No estado fresco tais fibras podem diminuir a trabalhabilidade (Bentur e Mindess, 2007). Na fase plástica, tal fibra inibe a exsudação e a segregação devido à sua grande área superficial, acumulando água em sua superfície por adsorção (Salvador, 2013), bem como impedem a fissuração por retração plástica nas primeiras idades (Bentur e Mindess, 2007, Figueiredo, 2011). Enquanto que na fase endurecida, tais fibras podem atenuar as microfissuras por transferência das tensões de tração através das fibras; e se a resistência do compósito for atingida e as microfissuras ocorrerem, as fibras restringem a abertura e a expansão das mesmas (Banthia e Gupta, 2006).

A fibra de polipropileno é um derivado do petróleo e foi introduzida no mercado em 1957, sendo a segunda resina de maior produção mundial. É produzida num catalizador sob temperaturas de 50 a 80 °C e pressões de 5 a 25 atm. Possui algumas propriedades que a fazem atrativa para reforçarem matrizes cimentícias tais como: alta resistência química, alta durabilidade no ambiente alcalino do concreto e são de baixo custo. Entretanto são sensíveis ao oxigênio, aos raios ultravioleta, baixo módulo de elasticidade e ligação fraca com a matriz (Salvador, 2013; Bentur e Mindess, 2007). Por outro lado, são grandemente eficientes, se tiverem comprimentos longos de maneira a permitirem uma melhor ancoragem à matriz, como algumas destas fibras especialmente concebidas para concreto projetado (Banthia e Gupta, 2006; S-152 HPP, 1999).

As características mais importantes das fibras em CPRF são o tipo de fibra, o fator de aspecto da fibra e a sua concentração em volume. Quanto maior o fator de concentração de volume de fibras, melhor deverá ser o desempenho do concreto projetado endurecido; apesar do fato de que a trabalhabilidade da mistura pode ser afetada (Morgan, 1991a).

Armelin et al., (1995) verificaram, por meio de um método qualitativo de raios-x em fatias finas de compósitos de CPRF, que as fibras em concreto projetado tendem a se posicionar em dois planos inclinados em ângulos baixos (baixo ângulo de distribuição bimodal). Houve 95% de probabilidade de que as fibras formem um ângulo $< 35^\circ$ com o substrato. Eles também observaram no ensaio de flexão, que CPFA (Concreto Projetado Reforçado com Fibra de Aço) via seca comporta-se de modo semelhante ao CPS (Concreto Projetado Simples) via seca até a primeira fissura. Em seus estudos, foi observado que nenhum dos tipos de fibras e o teor de fibras melhoraram as propriedades mecânicas do compósito, isto é, a fibra não mostrou qualquer efeito significativo sobre a resistência à compressão e à tração, ou o módulo de elasticidade antes da fissuração. Estas semelhanças entre CPRF e CPS podem ser atribuídas ao relativamente baixo teor de fibra (cerca de 1 a 2% da mistura em volume), normalmente utilizado em concreto projetado. No entanto, durante os ensaios de flexão, a resposta pós-fissuração do concreto projetado reforçado com fibras de aço, via seca, indicou uma dependência significativa da orientação das fibras. Fatores importantes neste estudo são: o tipo de fibra, teor de fibra e o uso ou não de acelerador de pega.

Fibras não têm efeito sobre a fluência à compressão do concreto; fluência em tração, no entanto, pode ser influenciada pelo reforço de fibras (Bissonnette et al, 1995). Entretanto, não há registros na literatura acerca de medidas de fluência de Concretos Projetados com Fibras, bem como raros pesquisadores determinaram fluência em concreto projetado simples (CPS). Há isto sim, a informação de que a fluência em CPS é da ordem de 3,5 vezes maior do que em concretos moldados (Hellmich, 1999; Lechner et al. 2001).

Tem sido reportado na literatura que dados experimentais de retração para concretos projetados simples (CPS) ou com fibras (CPRF) são escassos, e os poucos disponíveis apresentam uma variabilidade muito grande de resultados. Baseando-se numa coletânea de dados experimentais de retração para concretos projetados em geral para até 1000 dias, 3 curvas de tendências puderam ser obtidas. (Shütz et al. 2011).

2.5 Papel das Fibras em CRF – Concreto Reforçado com Fibras

Fibras são incorporadas ao concreto para controle de fissuração na fase plástica (retração) e endurecida. Concreto Reforçado com Fibras (CRF) continua a suportar tensões de tração após a fissuração da matriz

cimentícea, pois as fibras ajudam a manter a integridade estrutural e a coesão do material, pois servem como pontes para a distribuição das tensões de tração. Se dimensionado corretamente, as fibras serão puxadas (transferência de tensão a partir da matriz frágil pelas fibras por cisalhamento interfacial e de bloqueio entre a superfície deformada de fibras e a matriz) ao invés de se romperem, e o trabalho necessário para puxar ou arrancar a fibra através da fissura melhora significativamente a capacidade de absorção de energia durante a fratura, diminuindo a propagação e aumento das fissuras, bem como permitindo um comportamento pseudo-dúctil do compósito causado pela resistência residual que as fibras produzem. Esta característica é a tenacidade ou dureza do compósito, que é determinada pelos índices de tenacidade, obtidos em ensaios de flexão carga x deslocamento vertical ou carga x abertura de fissura (Salvador, 2013).

Quanto a outras características tais como:

- coeficiente de Poisson =0,2 é utilizado para qualquer tipo de concretos projetados (Uotinem, 2011).
- Não há registro na literatura quanto ao efeito das fibras na **VPU - Velocidade de Pulso Ultrassônico** de CPRF.

2.5.1 Conceitos básicos

Conceitos básicos para melhor entender o comportamento do CRF:

1. **Strain-softening**: após a fase elástica do ensaio de flexão, na fase fissurada, a carga resistida pelo compósito é menor do que a carga de pico. Isso pode ocorrer em concretos com a adição de fibras em teores $\leq 2\%$ em volume. (Em concreto projetado as adições de fibras são desta ordem.)
2. **Strain-hardening**: na fase fissurada, a carga resistida pelo compósito é maior do que a carga necessária para romper a matriz. Isso pode acontecer com a adição de um alto teor de fibras (5- 15 % em volume) em argamassas e pastas (Salvador, 2013; Karihaloo, 1995).

O **módulo de elasticidade**, as **resistências à tração e ao cisalhamento** são as principais propriedades das fibras que identificarão

a capacidade de reforço que a fibra poderá conferir ao concreto. As fibras são usualmente identificadas como de alto e baixo módulo se tiverem módulos de elasticidades superior ou inferior ao do concreto endurecido. Assim sendo, as fibras de aço são classificadas como de *alto módulo* e as de polipropileno de *baixo módulo* (Figueiredo, 2011).

Segundo Naaman, apud Salvador 2013, para que as fibras possam ser usadas como reforço de matriz cimentícia estas devem apresentar as propriedades abaixo:

- i. Resistência à tração superior à da matriz (2 a 3 vezes maior);
- ii. Módulo de elasticidade no mínimo 3 vezes maior do que o da matriz;
- iii. Energia de ligação da mesma ordem que a resistência da matriz;
- iv. Coeficiente de Poisson e expansão térmica equivalente aos da matriz.

A **geometria das fibras** é descrita pelo fator de aspecto, R_f . O fator de aspecto (R_f) é a razão entre o comprimento da fibra (L_f) pelo seu diâmetro equivalente (d_{eq}), equação (2.10).

$$R_f = \frac{L_f}{d_{eq}} \quad (2.10)$$

Para uma fibra de seção circular o diâmetro "equivalente" é determinado pelo diâmetro real da fibra; para qualquer outro tipo de seção transversal da fibra, o diâmetro equivalente é definido como o diâmetro de uma fibra em torno do qual ocorre uma área da seção transversal circular equivalente.

Arrancamento ou deslizamento na interface ocorre se o comprimento da fibra é mais curto do que um determinado valor dado por l_c (comprimento crítico) fornecido pela equação (2.11).

$$l_c = \left[\frac{d\sigma_f}{2\tau} \right] \quad (2.11)$$

Onde:

R_f é o fator ou relação de aspecto da fibra;

L_f é o comprimento da fibra;

l_c é o comprimento crítico da fibra;

d é o diâmetro da fibra;

d_{eq} é o diâmetro equivalente da fibra;
 σ_f é a Resistência à tração última da fibra;
 τ é a Resistência ao cisalhamento interfacial (tensão de atrito ou tensão de cisalhamento na interface fibra-matriz).

Um **volume mínimo de fibra** ou **volume crítico** é necessário para assegurar que as fibras possam suportar as cargas na pós-fissuração do compósito. Tal volume crítico (V_{cr}) é uma função da tensão nas fibras quando a matriz fatura e a resistência última do compósito, matriz e as fibras (equação (2.12)). É aquele que fornece uma resistência residual ao compósito igual à tensão de ruptura da matriz (Figueiredo, 2011). O volume crítico de fibras de aço, vidro e polipropileno são aproximadamente 0,31, 0,4 e 0,75% respectivamente (Beaudoin, 1990; Ratcliffe, 1994). Então a fração de volume é encontrada com a equação (2.13).

$$V_{cr} = \frac{\sigma_{mu}}{\sigma_{mu} + (\sigma_{fu} - \sigma_f')} \quad (2.12)$$

$$V_f = \frac{Peso_{fibra}}{10\gamma} \quad (2.13)$$

Onde:

V_{cr} é a volume crítico das fibras;
 σ_{mu} é a Resistência última da matriz;
 σ_{fu} é a Resistência última da fibra;
 σ_f' é a Tensão de tração na fibra quando a matriz rompe e
 γ é o peso específico da fibra.

Tipo de fibra, geometria da fibra (relação de aspecto Rf), fração de volume de fibra (V_f), e a composição da mistura, influenciam na resistência do CRF. Nas pesquisas iniciais em fibras utilizadas durante o início dos anos 1970, observou-se que fibras longas de alta resistência, dúcteis, com extremidades deformadas ou com ancoragem produzem índices de tenacidade elevados. Fibras curtas, de baixa resistência e quebradiças apresentaram índices baixos de tenacidade. Henager (1978) relata que 6% em peso de fibra de fator de aspecto 100 aumentou a tenacidade à flexão de 8 a 12 vezes, a resistência ao impacto de pelo menos 3 vezes, a resistência à flexão entre 100 a 150%, resistência à tração de 30 a 35%, e resistência à compressão de 10 a 12%.

As chamadas **macrofibras**, com diâmetros superiores a 0,3 mm e comprimentos entre 30 a 60 mm são as indicadas para fornecer resistência residual pós-fissuração da matriz cimentícia. Tais fibras têm a capacidade de absorção de energia após o rompimento da matriz, com um comportamento conhecido como *softening* (Figueiredo, 2011).

A partir da década de 90, algumas macrofibras sintéticas foram especialmente concebidas para aplicações em concreto projetado principalmente na Austrália e Canadá (Banthia e Gupta, 2006; Novotex FE0730, 2010; S-152 HPP, 1999). Somente a partir de 2007 tais macrofibras foram introduzidas no Brasil e têm sido largamente usadas em obras de concretos projetados principalmente (Salvador, 2013).

Barr et al (1985a) encontraram um significativo aumento nos índices de tenacidade com um aumento no teor de fibras numa matriz cimentícia. Balaguru et al, (1992) também encontraram que a fração de volume de fibra, tipo de fibra, composição da matriz e comprimento da fibra significativamente influenciam nos índices de tenacidade.

Na década de 90 alguns autores enfatizaram que sob um volume típico de fibras (<1.0%), as fibras têm pouco ou nenhum efeito nas tensões de tração, de compressão, ou de flexão do concreto, bem como mínimo efeito nas tensões de cisalhamento e torção, ou mesmo na resistência à abrasão (Mindess, 1995). Entretanto, há evidências que baixos teores de fibras aumentam a capacidade de carga de lajes quando comparado com concreto simples sem adição de fibras (Moens et al., 1991). Tem sido provado que a resistência à compressão não é diretamente afetada pelas fibras, mas o modo de ruptura muda de frágil para dúctil com a adição de fibras ao compósito cimentício. Esta característica é altamente desejável em concretos de alta resistência (Mindess, 1995). Morgan et al, (1995b) reportaram que "um aumento constante na resistência à tração na flexão de 4,36 MPa para 6,08, a medida que o teor de fibras de aço aumentou de 0% a 1,5%" por volume. Em grandes volumes (acima de 15%), fibras aumentam substancialmente a resistência à tração do compósito antes da fissuração (Shah, 1991).

Fibras são também eficazes para melhorar o desempenho do concreto sob fadiga e carga de impacto. Fibras aumentam muito a resistência à tração do concreto. Fibras melhoram a aderência entre concreto e reforço convencional sob o carregamento estático e dinâmico (Mindess, 1995; de la Fuente et al, 2012), bem como a aderência entre o concreto antigo e novo em obras de reparo (Pu-Woey Chen et al, 1995). Fibras não tem muito efeito sobre a fluência à compressão do concreto; fluência em tração, no entanto, é influenciada pelo reforço de fibras

(Bissonnette e Pigeon, 1995.). Fibras podem reduzir a retração consideravelmente (Turton, 1995). Fibras podem substituir telas soldadas em lajes e pavimentos de concreto. Fibras podem reduzir a permeabilidade do concreto e, portanto, podem reduzir a taxa de corrosão de barras de aço. A eficiência de fibra na resistência à flexão é determinada pela resistência das fibras ao arrancamento. Resistência ao arrancamento é proporcional à área de superfície interfacial e de superfície de deformação (Ziad et al, 1992).

2.5.2 Revisão dos métodos para obter tenacidade em CRF

Ensaio a flexão de corpos de prova prismáticos (vigotas) são os mais utilizados para a quantificação da capacidade de energia absorvida pelas fibras nos CRF. A maioria dos ensaios de flexão propostos em vigotas é ensaio num sistema de 4 pontos de carga (2 apoios e 2 cargas aplicadas no terço médio) sem entalhe para iniciar a primeira fissura. Neste sistema, de 4 pontos de aplicação de carga, é plotado um gráfico carga x deslocamento vertical medido no meio do vão. Uma cinta metálica deve ser aplicada ao corpo de prova para medir a deflexões no eixo neutro da vigota, e eliminar as chamadas deformações espúrias. O corpo de prova rompe no terço médio, onde o momento fletor é máximo e o esforço cortante é nulo (JSCE-SF4, 1984).

Também são utilizadas vigotas com entalhe para induzir a fissura no meio do vão na face inferior da mesma. Normalmente é um sistema de 3 pontos de carga (2 apoios e a carga aplicada no meio do vão). A curva gerada neste caso é carga vs abertura de fissura. Esta foi a alternativa encontrada para reduzir a variabilidade de respostas já mencionadas, pois a fissura vai ocorrer no plano do entalhe e o restante da vigota não sofre maiores deformações inelásticas o que certamente minimiza a dissipação de energia na vigota (Salvador, 2013; di Prisco et al, 2010; EN 14651, 2007).

2.5.2.1 JSCE-SF4 (1984)

Este método para caracterizar a tenacidade de CRF adota a área sob a curva carga-deflexão, plotada até uma deflexão de $L/150$, sendo L a distância entre os apoios no ensaio em 4 pontos de carga (third point test), Figura 3. Esta medida fornece o chamado **fator de tenacidade na flexão** (FT) como mostrado na equação (2.14). O Fator de Tenacidade na flexão (FT) tem unidades de tensão que representa a resistência

residual do CRF na fase pós-fissurada quando atingir uma deflexão de $L/150$. No caso em que o vão entre os apoios for $L=300$ mm, tal deflexão é 2 mm. Prescreve que a menor dimensão do prisma de ensaio seja no mínimo 3 vezes maior do que o comprimento da fibra (Salvador, 2013).

$$FT = \frac{\text{ÁreaOAF}L \cdot L}{\left(\frac{L}{150}\right) \cdot b \cdot d^2} \quad (2.14)$$

A tensão resistente à flexão do compósito, MOR - módulo de ruptura do compósito é fornecida pela seguinte equação (2.15), em unidade de MPa quando se utiliza JSCE-SF4 (1984):

$$MOR = \frac{P_{pico} \cdot L}{b \cdot d^2} \quad (2.15)$$

Onde: FT é a Tenacidade à flexão (área abaixo da curva carga x deflexão no intervalo de 0 a $L/150$);

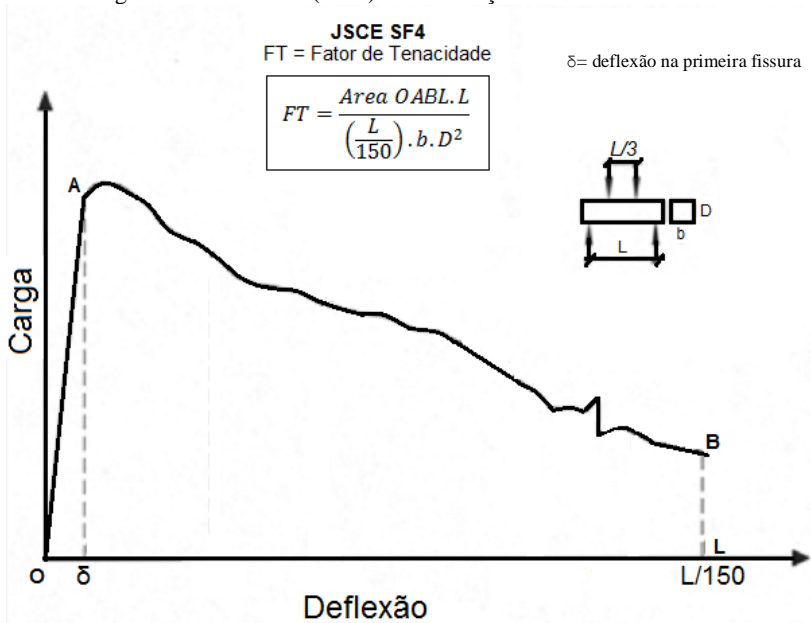
MOR é o módulo de ruptura do compósito; P_{pico} é a carga máxima quando fissura (N); L é o vão entre apoios no ensaio de flexão (mm); b é a largura do corpo de prova prismático (mm); d é a altura do corpo de prova (mm).

Principais vantagens e desvantagens:

Vantagens: Este é o ensaio mais usado mundialmente para dimensionar CRF, pois apresenta uma concepção simples; os parâmetros de tenacidade não são tão afetados pelas máquinas de ensaio, ou pelas deformações expúrias.

Desvantagens: FT é grandemente afetado pela geometria do corpo de prova; os parâmetros de tenacidade não distinguem entre comportamento pré e pós-fissuração. Diferentes curvas carga-deslocamento podem fornecer um mesmo FT; o comportamento imediatamente após a primeira fissura não é indicado no FT; ensaio tem um ponto fixo para finalizar $\delta=L/150$ (Bentur e Mindess, 2007).

Figura 3 – JSCE SF-4 (1984) caracterização da tenacidade de CRF



2.5.2.2 EN 14651 (2007) – Método de ensaio para CRF

Este método se baseia na determinação da resistência à tração por flexão (limite de proporcionalidade) e resistência residual.

Prescreve ensaios de flexão em corpos de prova prismáticos de dimensões 150 mm x 150 mm x 550 mm (ou até 700 mm) com vão de ensaio de 500 mm. Sistemas de controle de deformação em Closed Loop.

Corpos-de-prova com entalhes no centro da face inferior, de 5 mm de largura e 25 mm de altura, como iniciador de fissura no meio do vão entre os apoios.

Adota sistema de carga em 3 pontos, enquanto que os outros ensaios adotam o sistema de 4 pontos de carga.

A abertura de fissura pode ser medida diretamente por um LVDT colocado na parte inferior do corpo-de-prova, exatamente sob o entalhe. Tal abertura de fissura é utilizada como parâmetro de controle do ensaio.

O limite de proporcionalidade é definido como a resistência calculada a partir da carga de pico (máxima) dentro do intervalo de abertura de fissura de 0 a 0,05 mm.

Neste caso a Tensão Limite de proporcionalidade é fornecida pela equação (2.16).

$$MOR = \frac{3PL}{2bd_e^2} \quad (2.16)$$

Onde:

MOR é a Tensão Limite de Proporcionalidade;

P é a carga de pico;

L é o vão entre os apoios;

b é a largura do corpo de prova; e

d_e é a altura do corpo-de-prova a partir do entalhe.

As resistências residuais à flexão (f_{R1}; f_{R2}; f_{R3}; f_{R4} em MPa) serão dadas por determinadas aberturas de fissuras w = 0,5; 1,5; 2,5; e 3,5 mm, pela equação (2.17). Além disso, F_j é a carga correspondente à abertura de fissura de 0,5; 1,5; 2,5 e 3,5 mm, fornecendo F1, F2, F3, F4 (N).

$$f_{R,j} = \frac{3F_j L}{2bd_e^2} \quad (2.17)$$

Segundo di Prisco et al, 2009, as resistências residuais $f_{R1}(f_{R1}; f_{R2}; f_{R3}; f_{R4})$ são limitadores para o uso deste método pelos usuários de CRF. Para simplificar, tem sido usado na prática apenas as resistências residuais correspondentes às aberturas de fissura de 0,5 e 2,5 mm, correspondendo respectivamente ao estado limite de serviço e o estado limite último do material para dimensionamento.

A razão (f_{R3}/f_{R1}) fornece o desempenho do compósito (estado limite último, (f_{R3}) pelo o seu estado limite de serviço (f_{R1})).

Tem sido reportado na literatura (De la Fuente. 2012; di Prisco et al, 2009; FIB, 2010) que as fibras podem substituir total ou parcialmente as barras e as telas metálicas, desde que sejam satisfeitos os seguintes limites de desempenho do compósito em elementos estruturais fornecidos pelas equações (2.18) e (2.19):

$$\frac{f_{R,1K}}{f_{LK}} \geq 0,4 \quad (2.18)$$

$$\frac{f_{R,3K}}{f_{R,1K}} \geq 0,5 \quad (2.19)$$

Em que:

$f_{L,K}$ é a resistência nominal característica do concreto (Fck) (MPa);

$f_{R,1K}$ e $f_{R,3K}$ são as resistências residuais características para aberturas de fissuras de 0,5 a 2,5 mm, respectivamente.

Também é sugerido por di Prisco, 2009, a seguinte classificação dos materiais, segundo o valor de $f_{R,1K}$ para: 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0 e 8,0 MPa.

O fator $f_{R,3K}/f_{R,1K}$ é classificado pelas letras a,b,c e d correspondendo a valores característicos de resistências residuais conforme a Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação de acordo com os limites de $f_{R,3K}/f_{R,1K}$

CLASSES	LIMITES
A	$0,5 \leq f_{R,3K}/f_{R,1K} \leq 0,8$
B	$0,8 \leq f_{R,3K}/f_{R,1K} \leq 1,1$
C	$1,1 \leq f_{R,3K}/f_{R,1K} \leq 1,4$
D	$1,4 \leq f_{R,3K}/f_{R,1K}$

Por exemplo, se $f_{R,1K} = 2,5$ MPa, e $f_{R,3K}/f_{R,1K} = 1,2$, o compósito será classificado como 2c.

Em muitos casos onde somente a deflexão é medida nos ensaios à flexão é possível então obter a abertura de fissura dada pela a equação (2.20) abaixo:

$$\delta = 0,85CMOD + 0,04 \quad (2.20)$$

Onde δ é a deflexão ou deslocamento vertical (mm); CMOD é a abertura de fissura (mm).

Vantagens deste ensaio:

- Tendo o entalhe como iniciador de fissura, toda a energia dissipada pode ser atribuída à abertura de fissura propriamente dita (Salvador, 2013).

- A tenacidade fornecida por curvas de carga vs abertura de fissura é mais confiável do que a fornecida por carga vs deflexão, além

de serem facilmente relacionadas com características fundamentais de fratura (Shah et al, 2004, Salvador, 2013).

Desvantagens deste ensaio:

- Dependente do tamanho do corpo de prova adotado.
- Duas velocidades de abertura de fissura durante o ensaio: 0,050mm/min para aberturas de fissura entre 0 e 0,1mm; e 0,2 mm/min para as aberturas de fissura entre 0,1 e 4,0 mm. A menor velocidade adotada no início do ensaio é para minimizar a instabilidade na fase pós-pico (Salvador, 2013).

2.6 Comportamento nas Primeiras Idades do Material Concreto

2.6.1 Propriedades físicas e mecânicas nas primeiras idades

O concreto é um material sabidamente heterogêneo, propriedade esta que irá influenciar nas propriedades físicas e mecânicas do material. Tais propriedades mudam com a idade e são caracterizadas pelas três fases que ocorrem simultaneamente ao crescimento da resistência do material: hidratação da pasta de cimento, agregados e a zona de transição em suas interfaces. Desta forma, a resistência, a estabilidade e a durabilidade do material dependerão da porosidade do material (Mehta e Monteiro, 1994).

Os métodos de ensaio utilizados para determinar as propriedades mecânicas do concreto foram desenvolvidos, na grande maioria, para o concreto endurecido maduro e não para concreto nas primeiras idades. Oluokun et al. (1990) estudaram a determinação das propriedades físicas nas primeiras idades do material concreto, particularmente, dentro dos primeiros 3 dias após o lançamento, incluindo a resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração e o coeficiente de Poisson. Em geral, todas as propriedades físicas e mecânicas encontradas se desenvolveram a uma taxa mais rápida durante as primeiras 12 horas após a moldagem. Este período de desenvolvimento relativamente rápido das propriedades físicas coincide com o período mais vigoroso da reação de hidratação. Também foi verificado que o módulo de elasticidade desenvolveu a sua taxa mais rápida nas primeiras idades, enquanto que a resistência à tração se desenvolveu ligeiramente mais rápido do que a resistência à compressão. Observou-se que quanto mais rápido o desenvolvimento precoce de uma propriedade física particular, ocorre um desenvolvimento mais lento nas idades posteriores.

Consequentemente, o módulo de elasticidade, com um desenvolvimento mais rápido nas primeiras idade, se desenvolveu mais lentamente nas idades superiores a 3 dias. O coeficiente de Poisson demonstrou ser insensível, tanto para a idade e os altos teores de cimento do traço. É evidente que os valores das propriedades físicas usadas na concepção de um concreto nunca estão totalmente desenvolvidos nas primeiras idades. Os valores relativamente baixos de propriedades físicas nestas primeiras idades podem explicar os problemas de fissuração e outros problemas causados por deformações das estruturas de concreto, quando são submetidos a uma carga substancial nestas mesmas idades.

Apesar do fato de a maior parte das estruturas de concreto projetado ser carregada durante o processo de hidratação, as pesquisas sobre as propriedades nas primeiras idades do concreto projetado, nas primeiras idades, se restringem à determinação da resistência à compressão aos 28 dias (Uotinem, 2011; Shütz et al, 2011) e tempo de pega (Prudêncio, 1998). Muito pouco tem sido realizado para determinar temperatura devido ao calor de hidratação, fluência e retração em concreto projetado.

Nas últimas décadas, as propriedades nas primeiras idades do concreto projetado foram tratadas sob a análise da plasticidade química pela obtenção do comportamento intrínseco do material, que é independente do local e as condições de contorno. Estas propriedades intrínsecas são obtidas a partir de ensaios experimentais padrão compreendendo a evolução em função do tempo de resistência à compressão, a evolução do módulo de elasticidade, a temperatura do calor de hidratação, retração e fluência (Hellmich, 1999), como mostrado na Figura 4. Esta abordagem macroscópica da termo-químico-física é basicamente uma combinação da físico-química e a mecânica clássica dos meios contínuos. As propriedades físicas e mecânicas do concreto são fortemente dependentes do processo de hidratação dos produtos cimentícios e a água. É possível cruzar a evolução da temperatura desenvolvida durante a hidratação, da resistência á compressão, do módulo de elasticidade, da deformação por retração e da fluência com o grau de hidratação desenvolvido durante o processo da hidratação.

As evoluções dependentes do tempo dessas propriedades mecânicas são fortemente afetadas pelas condições de laboratório ou de campo (estrutura real), fazendo a comparação e análise difícil por abordagens tradicionais, no entanto, por plasticidade química tais dificuldades não existem. As relações intrínsecas obtidas por

plasticidade química podem ser usadas diretamente para a modelagem constitutiva do concreto projetado ao nível macroscópico para materiais em um conceito material de engenharia (Hellmich et al., 1997).

A Figura 4a se refere a resistência à compressão em função do grau de hidratação em vez do tempo.

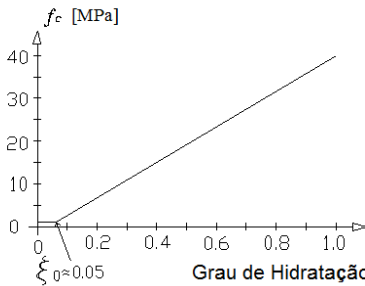
A Figura 4b se refere a afinidade química em função do grau de hidratação. A afinidade química é a força motora do processo de hidratação. A afinidade química é fornecida através de uma lei de Arrhenius, que leva em conta a temperatura do calor de hidratação num determinado instante, a energia de ativação E_a e a constante universal dos gases R .

Figura 4c se refere ao crescimento do módulo de elasticidade em função do grau de hidratação.

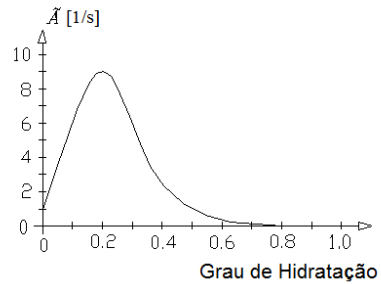
Figura 4d se refere ao desenvolvimento da deformação por retração química ou autógena com o grau de hidratação.

A Figura 4e, e 4f se referem à fluência de curto e longo prazo respectivamente.

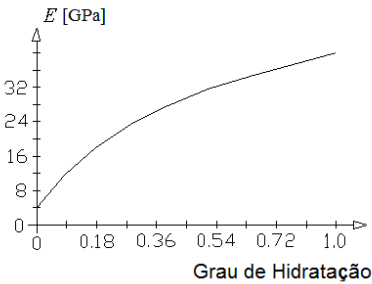
Figura 4 – Funções intrínsecas do material para concreto projetado



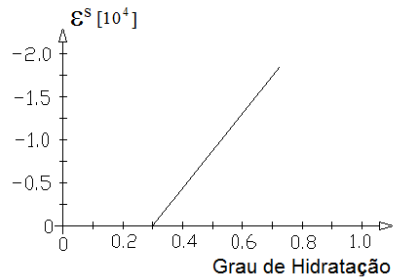
a) Resistência como uma função do grau de hidratação (endurecimento químico linear)



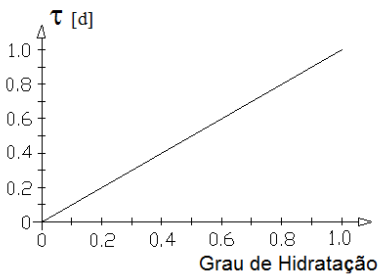
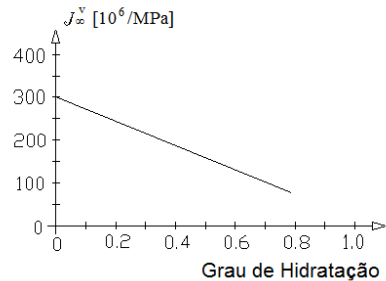
b) Afinidade Química Normalizada



c) Elasticidade com a idade



d) Retração química

e) Tempo característico para fluência em curto prazo τ (ξ)f) Conformidade assintótica de viscosidade $J_{\infty}^v(\xi)$

Fonte: Lechner et al. 2001

2.6.2 Fissuras nas primeiras idades

Processo de fratura é o termo usado para designar as mudanças estruturais que sofre um material frágil sob tensão crescente. Em concreto, estas alterações estruturais são consideradas como sendo causadas por fissuração (Kotosovos e Newman, 1981). A causa de fratura e colapso do concreto (sob deformação crescente) é, devido à proliferação de falhas ou microfissuras, as que normalmente existem no interior do material heterogêneo, mesmo antes que qualquer carga seja aplicada. Estas microfissuras podem ser causadas por diferença de temperatura na seção transversal, por uma contenção externa da deformação global de um elemento de concreto em processo de endurecimento, por exsudação da água, retração plástica, retração por secagem e concentração de tensões. Quando a tensão induzida provocada pelos efeitos acima atingir o valor da resistência à tração do material, uma fissura se forma e se propaga, podendo conduzir à falha da estrutura (Salvador, 2013).

Os tipos mais comuns de fissura nas primeiras idades são: fissura plástica de assentamento, fissura plástica por retração, fissura nas primeiras idades por contração térmica, e fissura fina tipo mapa devido a retração.

- Fissura plástica de assentamento

Fissuração plástica por assentamento ocorre quando o concreto fissura após se assentar sobre a armadura, em particular em seções profundas, ou se a malha de aço está quente e ou perto da superfície (Evans, 1997). A fissuração plástica de assentamento pode ser reduzida pela adição de baixos teores de fibra de polipropileno ao traço do concreto, pois tais fibras reduzem a perda de água (S-152 HPP data Sheet, 1999).

- Fissuração plástica por retração

Fissuração por retração plástica se forma na superfície do concreto, enquanto este ainda é plástico, ou seja, antes da pega (C & CAA 2002). É causada pela evaporação da água na atmosfera. Estas fissuras podem ocorrer se a evaporação de água a partir da superfície do concreto é mais rápida do que a taxa de água por exsudação (Neville, 1995). A fissuração plástica por retração pode ser reduzida pela adição de baixos teores de fibra de polipropileno ao traço do concreto (S-152 HPP data Sheet, 1999).

- Fissuras nas primeiras idades por contração térmica

A reação de cimento com água é uma reação química que desenvolve calor. Esta reação irá fazer com que a temperatura do concreto aumente, especialmente se a seção transversal da peça de concreto for espessa, por exemplo, superior a 300 mm, ou se o concreto é assentado em formas de madeira ou qualquer outro material isolante. Mais tarde, depois de 24 horas, a taxa de desenvolvimento de calor diminui e a temperatura do concreto lentamente resfria até à temperatura ambiente. Normalmente, o aumento de temperatura não provoca quaisquer problemas, mas o resfriamento será acompanhado por contração. Se a contração é restringida, então fissuras podem se formar quando a tensão de tração induzida desenvolvida, atingir a resistência à tração do material. Estas contrações térmicas nestas primeiras idades, durante o processo de hidratação do cimento, geralmente ocorrem cerca de três a sete dias após o lançamento do concreto (Turton, 1995).

- Fissura fina tipo fio de cabelo

A aplicação do cimento puro para secar uma superfície molhada ou a segregação causada que ocorre em uma superfície com alto teor de cimento geralmente pode causar tais fissuras finas (Evans, 1997).

2.6.3 Retração e fluência nas primeiras idades

Retração e Fluência do concreto estão relacionadas à perda de água da pasta de cimento. A diferença é que na retração o diferencial de umidade relativa entre o concreto e o ambiente circundante é a principal causa de perda de água, enquanto que na fluência a principal causa de perda de água é devido à tensão constante aplicada.

2.6.3.1 Retração

Retração é a deformação dependente do tempo, medida a uma temperatura constante em uma amostra descarregada e não restringida. Retração é a deformação provocada por mudanças de volume do concreto durante o seu processo de endurecimento, devido a condições ambientais que causam a difusão de água (perda de água). A retração é, provavelmente, uma das propriedades MENOS desejáveis do concreto. Quando a retração é restringida, pode levar a fissuras de retração. Isso pode afetar a aparência do concreto e torná-lo mais vulnerável a ataques de agentes externos, afetando negativamente a sua durabilidade. E

mesmo a retração não restringida é prejudicial; elementos de concreto adjacentes encolhem e separam-se uns dos outros, abrindo assim "fissuras externas". A deformação por retração é, portanto independente de tensões externas aplicadas.

A maior retração ocorre na superfície exposta à secagem da peça de concreto e diminui em direção ao interior da mesma. Fissuras de tração pura causadas, pela retração restringida, tendem a ser mais paralelas do que as fissuras de flexão e, frequentemente penetram completamente através da peça. Thomas, A. (2003), apud Shütz et al (2011) coletou dados de testes de retração de vários pesquisadores mundo afora, referentes a concreto projetado, tanto via-seca ou via úmida, com traços de diferentes proporções, contendo fibras de aço ou não, de testes desde 0,1 dia a 1000 dias de idade. A coleção de dados formou um gráfico exparso, onde foi possível detectar 3 linhas de tendência formando os limites superior, inferior e intermediário. Por exemplo, aos 1000 dias de idade a deformação por retração atinge $1800\mu\epsilon$ na banda do limite superior, $1350\mu\epsilon$ na banda de limite intermediário e $1000\mu\epsilon$ na banda de limite inferior. Para 30 dias de idade a retração atinge $1200\mu\epsilon$ na banda superior, $700\mu\epsilon$ na banda intermediária e $180\mu\epsilon$ na banda inferior.

Tempo Zero

Tempo Zero é a idade em que o concreto começa a desenvolver tensões. As deformações ocorridas antes deste tempo zero serão ignoradas, uma vez que não resultarão em tensões em estruturas restringidas. Não há consenso entre pesquisadores ao que corresponde exatamente o TEMPO ZERO, se é o tempo de pega inicial, tempo de pega final, ou outro tempo específico. O Instituto de Concreto do Japão define que o tempo zero é o tempo de pega inicial. Outros autores sugerem que o tempo zero ocorre quando a curva de temperatura do concreto tem um desenvolvimento acentuado no lado esquerdo da curva ascendente de temperatura. Cusson e Hoogeveen (2007) usaram a sugestão japonesa como TEMPO ZERO.

Tipos de retração

Retração plástica ocorre porque a resistência à deformação por tração do concreto na fase plástica é muito baixa. A adição de quantidades mínimas (0,2% do volume de concreto) de fibra de polipropileno ao concreto aumenta 2 a 3 vezes a capacidade do concreto

resistir à deformação por tração, e esta medida é suficiente para resistir à retração plástica (Banthia e Gupta, 2006).

Retração por secagem é a retração devido à perda de umidade no poro do concreto, a partir do fim da pega, medida em uma amostra não selada.

Passuello et al (2009) avaliaram experimentalmente a redução de retração por secagem pela adição de aditivos redutores de retração e a adição de fibras de PVA. Modelaram a estimativa do tempo de fissuração para os concretos sem fibras (de controle e com aditivo de retração) por duas abordagens teóricas de fissuração, após terem retirado os efeitos da fluência fornecidos pelo método do Committee Euro-International du Beton:

- a abordagem de retração máxima permitida e a retração residual usando a Teoria da Mecânica da Fratura; e
- a abordagem de resistência à tração máxima e tensão de tração residual.

Os resultados de tais modelos foram validados pelos ensaios laboratoriais. O modelo baseado na Teoria da Mecânica da Fratura estimou resultados mais próximos aos experimentais, pois fissurou aos 8 e 16 dias para o concreto de controle e o concreto com aditivo redutor de retração respectivamente; enquanto que nos ensaios laboratoriais as fissuras aconteceram aos 10 e 20 dias respectivamente para os mesmos concretos. O modelo baseado na resistência máxima previu a fissuração aos 4 e 10 dias respectivamente usando a Resistência à Tração Pura como sendo 0,60 da Resistência à Tração dos ensaios de flexão como sugere Collepardi ou Neville (1995). Entretanto se for usada a recomendação do ACI para a Resistência à Tração Pura de 0,80 da Resistência à Tração nos ensaios de flexão, o modelo da máxima Tensão Normal se aproxima melhor dos resultados experimentais. É importante notar que não foi considerado o efeito de temperatura causado pela hidratação, nem tampouco foi medido o módulo de elasticidade. Os ensaios de retração por secagem começaram a 1 dia de idade, quando os corpos de prova foram desmoldados. Foi encontrado que o traço de controle sem aditivo redutor de retração ou fibras de PVA retraiu (750 $\mu\epsilon$) mais de 100% em relação ao traço contendo aditivo redutor de retração (350 $\mu\epsilon$), enquanto que o mesmo concreto retraiu 10 % a 15% mais do que os traços contendo fibras de PVA (630 $\mu\epsilon$ a 670 $\mu\epsilon$). Apesar de haver redução na retração dos traços reforçados com fibras, os autores não consideraram que tais fibras possam reduzir a retração, mas que as fibras apenas modificam o movimento da água no interior do concreto. Entretanto observaram experimentalmente que a presença das fibras

retarda o tempo de fissuração da ordem de 4 dias se comparado ao traço de controle, pois as fibras aumentam a resistência à abertura de fissuras. Já os traços contendo a mistura de aditivo redutor de retração mais as fibras de PVA mostraram um comportamento ainda melhor, quanto ao aumento de resistência à abertura de fissura com o tempo (Passuello et al., 2009).

Retração autógena é a consequência da retirada de água dos poros capilares pela hidratação do cimento previamente não hidratado. Ela causa deformação por retração química e autodessecação.

Retração química provém da diminuição do volume dos compostos do cimento durante a hidratação. A **autodessecação** provém da diminuição de volume causada pela perda de água do poro do concreto durante a hidratação da mistura toda (Onghero e Repette (2010). Na prática, isso ocorre na parte interior de uma peça espessa de concreto ou numa amostra selada. Ela tende a aumentar sob temperaturas elevadas em traços com alto teor de cimento. Retração autógena é considerada relativamente pequena quando comparada com os outros tipos de retração.

Segundo Koenders e Bruegel, (1997, apud Repette, 2005), a retração do concreto está intrinsicamente associada à autodessecação e à secagem. E a Teoria da Tensão Capilar tem sido utilizada para explicar tal mecanismo, que basicamente consiste na diminuição da umidade nos poros provocando a formação de meniscos; que por sua vez produzem tensões internas que diminuem o volume inicial do concreto. Utilizando equações de Laplace e Kelvin é possível determinar que a tensão capilar produzida na retração é maior quanto menor for o raio do capilar, a umidade interna e a tensão superficial do líquido que forma o menisco. Foi constatado que este mecanismo ocorre principalmente em poros de diâmetro menor do que 50nm, uma vez que meniscos com poros de diâmetros maiores não geram tensões necessárias para succionar as paredes dos poros e causar retração. Por outro lado, tem sido detectado que capilares de diâmetros menores do que 2,5 nm não produzem a formação de meniscos. Também é constatado que a retração autógena é maior em concretos com baixo fator água/aglomerante (menor do que 0,4), ocorrendo com mais intensidade nas primeiras horas após a pega. Nas primeiras idades a retração autógena causa mais danos do que a retração por secagem por si só (Cusson e Repette, 2000).

É importante notar que a maioria das normas de ensaios para retração estipula que as medidas de deformação de retração iniciem após as 24 horas de idade. Entretanto em muitos concretos onde o Tempo Zero é anterior a esta idade, uma parte considerável da retração não é

considerada, e medidas irrealistas menores são adotadas. Se a estrutura é restringida tal retração pode causar a fissuração e até colapso da estrutura nestas primeiras idades (Cusson e Hoogeveen, 2007).

2.6.3.2 Fluência

Fluência é o aumento gradual da deformação permanente do material com o tempo, causado pela ação de uma tensão constante. E pode ser várias vezes maior do que a tensão em carregamento normal de serviço, daí que fluência é de grande interesse no desempenho das estruturas (A força motriz da fluência é a tensão que faz mover a água de um local para outro dentro do concreto e nenhuma água está sendo perdida). Com efeito, considera-se que a fluência é produzida apenas pela pasta de cimento hidratado. Isto é porque os agregados geralmente utilizados em concreto, não são suscetíveis de deformação sob as tensões que ocorrem no concreto. Portanto, a fluência é uma função do conteúdo volumétrico de pasta de cimento de concreto (Neville, 1995).

Durante a hidratação, o processo de endurecimento é parcialmente explicado pelo preenchimento dos produtos de hidratação nos poros capilares, que potencializa a rigidez integral do material com a consequente diminuição das taxas de deformação (Bazant e Wittmann, 1982).

Bazant (1979), Bazant e Prasannan (1989a, b), e Carol e Bazant (1993) desenvolveram e refinaram a teoria da fluência do concreto e indicaram que o aumento dos produtos de hidratação não explica o notável efeito da fluência nos materiais aglomerantes ao longo do tempo, que continua a ocorrer durante muitos anos. Outro mecanismo deve estar envolvido. Trata-se de um mecanismo de longo prazo com uma duração de magnitude não desprezível.

Desta forma, Bazant et al (1997) propuseram uma outra explicação física para fluência, a teoria da microprotensão-solidificação, em que o fluxo viscoso de longo prazo durante a maturidade do concreto é devido à relaxação das microprotensões nos microporos do aglomerante ou material cimentício. Esta relaxação pode ser associada com um mecanismo de deslocamento de fluido. Em tal mecanismo de deslocamento, as moléculas de água da zona de adsorção obstruída (tal como proposto por Powers, 1968), são atraídas pelas superfícies confinadas do material, por ligações desordenadas e instáveis, as quais tendem a equilibrar a pressão sofrida. Tais ligações são produzidas durante o período de hidratação, criando as chamadas microprotensões. Quando cargas externas são aplicadas, as ligações podem se tornar

supertensionados provocando o seu rompimento e consequente relaxação. Como consequência, haverá uma modificação no processo de deslocamento da água. Este processo de relaxação tende progressivamente a exaurir os pontos supertensionados disponíveis à fluência. E tais pontos tendem a uma aparente diminuição da taxa de fluência de longo prazo, quando uma carga constante de microprotensão é aplicada. Pelo acima exposto, a fluência deve então ser dividida em fluência de curto prazo e fluência de longo prazo (Sercombe et al, 2000).

Fluência de curto prazo

Sendo assim, a **fluência de curto prazo** está intimamente relacionada com a quantidade de produtos de hidratação. Produz deformações mais elevadas do que as produzidas por fluência de longo prazo. É dependente da tensão de difusão induzida da água no interior dos poros capilares do concreto, e tem vários micrômetros de tamanho como mostrado na Figura 5 e Figura 6 (Sercombe et al., 2000). Wittmann (Bazant e Wittmann, 1982) afirmam que a escala de tamanho da fluência de longo prazo é 1000 vezes menor do que a fluência de curto prazo. As evoluções de deformação de fluência no carregamento nas primeiras idades são íngremes no ato do carregamento, seguido por um pequeno aumento na fluência à medida que o tempo avança. Portanto, fluência de curto prazo domina o comportamento nos ensaios de fluência nas primeiras idades.

Fluência de longo prazo

A fluência de longo prazo (fluência de fluxo) não é, no entanto, relacionada à hidratação dos materiais aglomerantes. Aparentemente, é causada por um processo de relaxação da tensão induzida da microprotensão nos nanoporos dos hidratos. Ela está relacionada com o deslizamento irreversível da água que ocorre dentro dos poros do gel de cimento. Ela dura consideravelmente mais tempo do que a fluência de curto prazo (Ulm, 1998, Bazant et al, 1997). Portanto, o processo de fluência de longo prazo é originado dentro dos hidratos, e é semelhante para todos os concretos (Bye, 1999). Desta forma, a fluência de longo prazo é considerada semelhante, tanto para concretos moldados em formas, como para o concreto projetado. A evolução da deformação da fluência de longo prazo segue o mesmo padrão, cuja curva correspondente tem uma inclinação com taxa crescente desde o carregamento. Portanto, o foco para entender o porquê da fluência ser tão alta em concreto projetado deve estar relacionado à fluência de curto

prazo. A maior deformação de fluência ocorre para concretos nas primeiras idades (Figura 6).

Fischnaller (1992) ensaiou concreto projetado nas primeiras idades. Os seus resultados foram re-analisados para as primeiras 80 horas de idade, por um modelo de elementos finitos 3D, chamado Modelo B3, por Sercombe et al. (2000). Verificou-se que a fluência de curto prazo dominou o comportamento de fluência nestes experimentos (Figura 5). A conformidade de fluência $J(t, t_0) = \varepsilon(t, t_0) / \sigma$ ou fluência específica mostrada na Figura 5, é dada como a deformação de fluência dividida pela tensão de compressão aplicada nos ensaios de fluência em $10^{-6}/\text{MPa}$. A conformidade de fluência de curto prazo do concreto projetado atingiu $80 \times 10^{-6}/\text{MPa}$, no instante do carregamento do ensaio de fluência, a 1 dia de idade; e variou até $110 \times 10^{-6}/\text{MPa}$ aos **1000 dias de idade**, conforme a Figura 6.

Figura 5 – Detalhe do ensaio de fluência a compressão

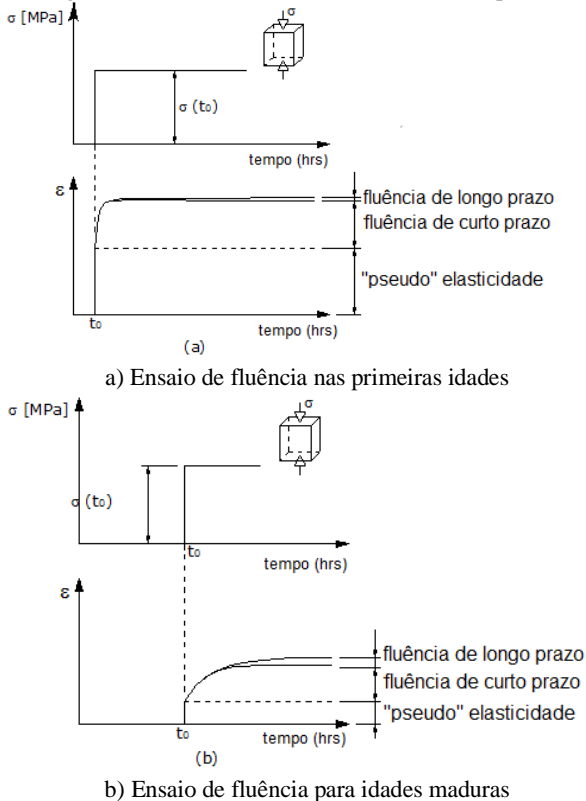
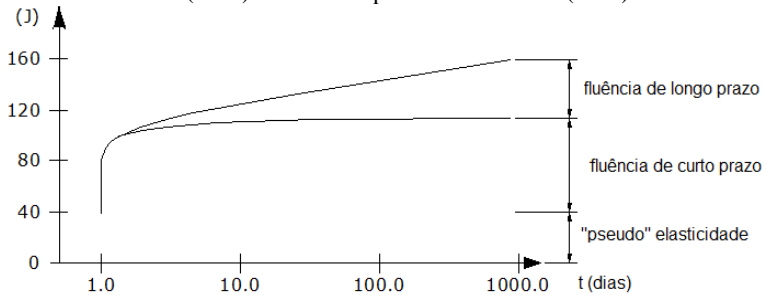


Figura 6 – Conformidade da fluência (J) do concreto projetado ensaiado por Fishnaller (1992) e modelado por Sercombe et al. (2000)



Coefficientes usados para quantificar fluência

O coeficiente de fluência ϕ , é a razão entre deformação de fluência pela deformação elástica sob condições de tensão constante (equação (2.21)). Ele representa a capacidade do concreto à fluência.

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_0} \quad (2.21)$$

Em qualquer idade, a deformação de fluência é obtida pela (equação (2.22)).

$$\varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{tot}(t) - \varepsilon_0(t) + \varepsilon_{sh}(t) \quad (2.22)$$

Em que:

$\varepsilon_0(t)$ é a deformação instantânea “pseudo-elástica”;

$\varepsilon_{sh}(t)$ é a deformação por retração;

$\varepsilon_{cr}(t)$ é a deformação por fluência; e

$\varepsilon_{tot}(t)$ é a deformação total medida.

Fluência específica é a relação da deformação por fluência pela tensão elástica no carregamento do ensaio de fluência.

Fluência básica, do ponto de vista experimental, é definida como a fluência que ocorre quando a superfície da amostra é selada para evitar a transferência de umidade a partir da amostra com o meio ambiente.

Fluência por secagem é a que ocorre devido à interação com o meio ambiente, num espécime não selado.

Kusterle, 1999, apud Shütz et al (2011) apresenta resultados de ensaios de fluência em concreto projetado via úmida, a partir de 11 horas de idade, com uma tensão de compressão aplicada de 3,2 MPa. Em tal ensaio a deformação de fluência às 250 horas de idade atingiu 480 $\mu\epsilon$.

Gilbert (1988), que investigou concretos endurecidos em idades muito mais avançadas do que os investigados nesta tese, sugeriu uma família de curvas descendentes paralelas para o efeito de fluência. Ele também estabeleceu que só a primeira curva de fluência deva ser calculada num determinado tempo, e a partir desta as outras serão calculadas para tempos desejados, como a diferença do efeito de fluência da curva anterior para esta que está sendo gerada.

2.6.3.3 Fatores que afetam a retração e a fluência

Na prática, os movimentos de umidade ou de mudanças na umidade na pasta de cimento, controlam principalmente as deformações devido à fluência e à retração. Tais movimentos são influenciados por muitos fatores que acontecem simultaneamente e estão relacionados entre si (Neville, 1995). Essas relações são complexas e ainda não totalmente explicadas. Algumas são como segue:

1. Tipo de material e da sua quantidade na pasta de cimento.
2. O módulo de elasticidade do agregado e a sua quantidade.
3. Para um dado teor de cimento, um aumento no fator água/aglomerante vai aumentar ou a fluência ou a retração. Isto é devido a uma diminuição da resistência e do módulo de elasticidade do material. Além disso, a permeabilidade e porosidade são aumentadas.
4. Aditivos e adições para concreto tais como pozolanas, escória, superplastificante, redutores de água e retardadores de pega normalmente aumentam fluência e retração.
5. Umidade e tempo afetam a fluência e a retração. Alguns investigadores observaram que, geralmente, apenas 20-25% da retração de longo prazo (20 anos), ocorre nas primeiras 2 semanas de idade do concreto, 50-60% ocorre ao fim de 3 meses, e 75-80% ocorre após um ano. Quase a mesma relação foi observada para fluência (Neville, 1995).
6. A geometria do elemento de concreto também influencia a fluência e a retração. A fluência depende do tamanho da amostra, e tende a ser menor em amostras menores. Isto pode ser devido aos efeitos

de retração e ao fato da fluência na superfície ocorrer sob as condições de secagem. Portanto, fluência é maior na superfície do que no interior do núcleo da peça onde as condições se aproximam da massa de concreto curando. Mesmo que, com o tempo, a secagem atinja o núcleo, o concreto já terá sido hidratado extensivamente e atingiu uma maior resistência, o que leva a uma menor fluência. Em concreto selado, nenhuma relação entre o tamanho da peça e fluência foi observado (Neville, 1995).

A fluência também é afetada pelas condições de cura, temperatura e a magnitude da tensão aplicada. A temperatura ambiente pode ter efeitos opostos em algumas condições. Por exemplo, se o elemento de concreto é curado a uma temperatura maior do que a temperatura normal de cura antes de ser carregado, a resistência do material aumenta, e a subsequente deformação por fluência será mais baixa do que para o mesmo elemento de concreto curado a uma temperatura mais baixa. Por outro lado, concreto exposto a altas temperaturas durante o período de carga, pode levar a um aumento da fluência (Neville, 1995).

2.7 Método de Maturidade (Maturity Method ASTM C 1074-11)

Sabidamente a resistência de um concreto bem curado deverá aumentar com o tempo de hidratação. Desde 1949, vários pesquisadores têm estudado o efeito combinado do tempo e a temperatura do concreto no processo de ganho de resistência, entretanto nenhuma hipótese foi formulada nos próximos sete anos. Em 1956, Plowman definiu que a temperatura para maturidade é aquela para a qual cessa o ganho de resistência de concretos endurecidos. Baseado em suas observações, Plowman concluiu que tal temperatura era 12.2°C. Estes primeiros estudos foram mais tarde amplamente revisados por Malhotra em 1971 (Malhotra, 1996).

2.7.1 Funções da maturidade

Carino (1991) resumizou as funções da maturidade. Funções de maturidade são expressões matemáticas para converter a história de temperatura do concreto a um índice que é um indicativo do seu desenvolvimento de resistência.

A função de maturidade de Nurse-Saul de 1951 é expressa como segue pela equação (2.23):

$$M(T) = -\sum (T_a - t_0) \Delta t \quad (2.23)$$

Onde:

$M(T)$ é o fator temperatura vs tempo na idade t , graus vs dias ou graus vs horas;

Δt é o intervalo de tempo em dias ou horas;

T_a é a temperatura média do concreto durante o intervalo de tempo Δt , °C;

T_0 é a temperatura de base, usualmente 0°C ou -10 °C

A função Nurse-Saul pode ser usada para converter uma dada temperatura-tempo para uma idade equivalente numa temperatura de referência como apresentado abaixo pela equação (2.24):

$$t_e = \frac{\sum (T - T_0)}{(T_r - T_0)} \Delta t \quad (2.24)$$

:

t_e é a idade equivalente numa temperatura de referência;

T_r é a temperatura de referência.

Foi demonstrado que a função Nurse-Saul não representa precisamente os efeitos de temperatura vs tempo porque é baseada na hipótese de que a taxa de desenvolvimento da resistência é uma função linear de temperatura.

De forma a superar algumas das limitações da função de maturidade de Nurse-Saul em 1960, Verbeck sugeriu que a melhor representação dos efeitos de temperatura nas primeiras idades devia seguir a equação de Arrhenius. Baseado em Verbeck, Freisleben Hansen e Pederson em 1977 propuseram a função de maturidade que pode ser usada para computar a idade-equivalente numa temperatura específica como mostrado abaixo pela equação (2.25):

$$t_e = \sum e^{-\left\{q \left[\left(\frac{1}{T_a} \right) - \left(\frac{1}{T_s} \right) \right] \right\}} \Delta t \quad (2.25)$$

Em que:

t_e é a idade equivalente numa temperatura específica de referência T_s , dias ou horas;

Q é a energia de ativação dividido pela constante universal dos gases [R= 8,314 J/(mol. K)], °K;

T_a é a temperatura média do concreto durante um intervalo de tempo Δt, °K;

T_s é a temperatura de referência, °K;

Δt é o intervalo de tempo, dias ou horas.

A equação acima pode ser reescrita como uma função de maturidade como mostrada da equação (2.26) abaixo:

$$t_e = \sum_0^1 e^{\frac{-E_a}{R} \left[\frac{1}{273+T} - \frac{1}{273+T_r} \right]} \Delta t \quad (2.26)$$

Em que:

t_e é a idade equivalente numa temperatura específica;

T é a temperatura média do concreto durante o intervalo de tempo Δt, °C;

T_r é a temperatura de referência, °C;

E_a é a Energia de ativação (J/mol);

R é a constante universal dos gases [8,3144x(J/mol°K)].

A equação (2.27) é baseada na equação de Arrhenius, a qual descreve a influência da temperatura na taxa da reação química de hidratação do concreto. Esta equação é considerada mais precisa para determinar a idade equivalente no concreto, pois melhor representa os efeitos da temperatura no ganho de resistência e pode ser aplicada numa faixa mais ampla de temperaturas do que a função de Nurse-Saul (Carino, 1991; Carino e Tank, 1992).

No Canadá ocorreu a primeira aplicação em campo desta teoria sobre o método da maturidade, onde foi usada em laudos técnicos acerca do ganho de resistência de estruturas de concreto (Malhotra, 1996).

Nos Estados Unidos (USA) o método de maturidade tem sido usado para estimar a resistência do concreto in-situ durante a construção da obra. Pesquisadores americanos usaram o método da maturidade para estimar o potencial de resistência do concreto baseado em ensaios de primeiras idades. Os seus resultados tem sido incorporados à ASTM Standard C 918: “Standard Test Method for Developing Early-Age Compression Test Values and Projecting Later-Age Strength”. Malhotra tentou relacionar a resistência à compressão usando ensaios de

resistência acelerados com as maturidades para tais ensaios. A maturidade do concreto in-situ pode ser monitorada por termopares incorporados à massa do concreto fresco ou por instrumentos chamados de medidores de maturidade. Basicamente os dados das funções de temperatura usando termopares incorporados na massa do concreto fresco, são fornecidos por leitores digitais conectados aos termopares. O fator de temperatura ou idade equivalente pode ser automaticamente computado e exibido por certos aparatos disponíveis no mercado. Também são encontrados no mercado mini-medidores portáteis de maturidade baseados na equação de Arrhenius. Estes primariamente consistem num tubo de vidro contendo um líquido que tenha uma energia de ativação por evaporação similar à energia de ativação para o ganho de resistência do concreto em questão; a quantidade de evaporação do tubo capilar em um determinado tempo é indicativo do desenvolvimento de resistência no concreto (Malhotra, 1996). Atualmente há vários medidores de maturidade no mercado

2.7.2 Energia de ativação

É notório que a energia de ativação E_a - a energia mínima necessária para ativar uma reação química - tem papel preponderante no estudo da maturidade.

Nas últimas décadas, vários pesquisadores têm determinado (experimentalmente ou teoricamente) valores da energia de ativação para diferentes tipos de concretos, com diferentes tipos de cimentos, aditivos e fator água/aglomerantes (Tabela 6).

Como os diferentes tipos de cimentos utilizados hoje em dia têm diferentes padrões de reação de hidratação em suas variadas fases, tais como: após a mistura dos ingredientes, durante a pega, nas primeiras idades e em idades mais avançadas, portanto E_a tem diferentes valores em cada fase e seus valores são afetados pelas características do cimento, dos aditivos usados e do fator água/aglomerantes. Carino (1991) afirma que a adição de aditivos e variações no fator água/aglomerantes se faz necessário adotar energias de ativação que melhor representem a combinação dos ingredientes do traço em questão. Entretanto, tem sido prática usual adotar uma única E_a para todas as fases da hidratação da mistura utilizada, tanto nas primeiras idades, como para as idades mais avançadas.

Portanto, ainda nos dias atuais não há total consenso e permanecem mal-entendidos com respeito ao uso de maturidade para estimar tensões no concreto (Zhang et al, (2008).

Pinto e Schindler (2010) sugerem que a melhor forma de superar tais diferenças, seria adotar diferentes E_a para cada fase específica, adequadas aos aditivos e fator água/aglomerantes utilizados no traço a ser analisado conforme a Tabela 6.

Tabela 6 – Energia de Ativação E_a

CARACTERÍSTICA	AUTORES/ REFERÊNCIA	E_a ENERGIA DE ATIVACÃO (J/mol)
Temp $\geq 20^\circ\text{C}$	Freisleben Hansen e Pederson apud Barnett (2006)	33500
Temp $< 20^\circ\text{C}$	Freisleben Hansen e Pederson Apud Barnett (2006)	$33500 + 1470(20 - T)$
Cimento de pega rápida	Carino (1991)	57000
Cimento tipo I + 20% cinza volante, água/aglomerante = 0,45	Carino e Tank (1992)	30000
Cimento I + acelerador, água/aglomerante = 0,45	Carino e Tank (1992)	46000
Cimento I + retardador, água/aglomerante = 0,45	Carino e Tank (1992)	39000
ASTM 1074 C, < água/aglomerante	Barnett et al (2006)	33000 a 62000
Primeiras idades	Diferentes autores apud (M-C Han e C-G Han, 2010)	33500 a 47000
Concretos maduros	Diferentes autores apud (M-C Han e C-G, Han 2010)	10000 a 20000
Concreto + super-retardador de pega (15%)	(M-C Han e C-G, Han 2010)	25500 (pega inicial) 21900 (pega final)
Concreto + sílica ativa + superplastificante	Pinto e Hover (2000)	33200
Argamassa + 20% Cinza Volante + redutor de água	Pinto e Schindler (2010)	32700 (cinza tipo F) 39300 (Cinza tipo C)

Entretanto, segundo Hellmich (1999) e Schütz et al (2011) a $E_a=33256$ J/mol tem sido adotada para os estudos com concreto projetado, com fatores água/aglomerante=0,4, para fornecer a relação $E_a/R=4000$ °K.

2.8 Tempo de Pega e Endurecimento

Segundo Neville (1995) o conceito de pega varia de autor para autor. Pega inicial e pega final referem-se a estágios da pega escolhidos arbitrariamente.

Para Scripture (1956) o concreto ainda não teve pega, enquanto ele tiver qualquer grau de trabalhabilidade, ou seja, enquanto o material possuir espalhamento. Concreto tem pega quando este adquire uma determinada resistência e com isso pode suportar cargas.

Para Reinhardt e Grosse (2004), o começo do tempo de pega, ou **pega inicial**, é quando o concreto *não pode mais ser misturado*; e o fim do tempo de pega ou **pega final** é quando o concreto *não tem mais trabalhabilidade*.

Pinto (2010) extensivamente estudou a pega e os processos de endurecimento do concreto. Para ele, depois que todos os materiais constituintes do concreto são misturados, o concreto está em um estado semilíquido, com uma diminuição da plasticidade ou trabalhabilidade ao longo de um período conhecido como **tempo de dormência**. Um período de transição é seguido, no qual o concreto deixa de se comportar como um líquido, mas que ainda não responde como um material sólido. Esta fase é conhecida como o **tempo de pega**. Esta fase de transição começa quando o concreto perde a sua plasticidade, tornando-se um material *sem trabalhabilidade* ou a **pega inicial**. O **tempo de pega** termina quando o concreto adquire resistência suficiente para suportar as cargas aplicadas externamente com uma deformação aceitável e estável. A pega é seguida do **período de endurecimento**, o qual se estende enquanto o concreto continuamente ganha resistência à medida que o tempo passa.

Em termos práticos diz-se que ocorre:

- **Pega Inicial** - quando concreto tem uma $F_{ck} = 3,5 \text{ MPa} = 500 \text{ psi}$ no ensaio de penetração (Vicat).

- **Pega Final** - quando concreto atinge a resistência de $27,6 \text{ MPa} = 4000 \text{ psi}$ no ensaio de penetração, a qual corresponde a $0,7 \text{ MPa}$ no ensaio de compressão em cilindro padrão (Mindess et al, 2003, ASTM C 403 2008, ASTM 191-08, Pinto e Hover, 2000).

Alguns pesquisadores de concreto projetado assumem que este material pode suportar o seu próprio peso quando tiver um resistência à compressão de $0,4 \text{ MPa}$ no cilindro (Marusin, 1990).

Tem sido reportado na literatura (Zhang et al, 2010, Zhang et al, 2009, Robeyst et al, 2008) que é possível estimar a **pega inicial e final** através da observação do gráfico da velocidade do pulso ultrassônico

com o tempo. Como a velocidade de ultrassom aumenta a medida que a hidratação se processa, e sabendo-se que a velocidade de ultrassom na água é da ordem de 1,5 Km/s, *pode-se considerar que a pega inicial começa quando tal velocidade de 1,5 Km/s termina*; ocorrendo nesta fase um aumento abrupto na velocidade do ultrassom. *O tempo de pega final ocorre quando tal aumento abrupto de velocidade termina*; a partir daí começa o endurecimento que provoca um desenvolvimento mais estável da curva do ultrassom ao longo do tempo. Se a temperatura do concreto aumenta, há um aumento correspondente da velocidade de ultrassom, pois o processo de hidratação é acelerado.

Por outro lado, seguindo Reinhardt e Grosse (2004), a **pega inicial** ocorre quando há o primeiro aumento de VPU; e a **pega final** quando ocorre a $VPU=1,5$ km/s.

Pelo exposto, percebe-se que realmente não há consenso entre pesquisadores com respeito aos tempos de **pega inicial** e **final**, conforme Neville (1995) já havia alertado.

Também é reportado na literatura (Zhang et al, 2010, Zhang et al, 2009, Robeyst et al, 2008), que o aumento de velocidade do ultrassom no concreto recém misturado não é atribuído à pega, mas à formação de etringita. Os produtos de hidratação, como a etringita, não criam partículas conectantes e têm pouca ou nenhuma influência no processo de enrijecimento do concreto. A reação de hidratação do cimento muda com o tempo, passando de um estado de suspensão para o estado sólido.

2.9 Velocidade do Pulso Ultrassônico – VPU

A velocidade do pulso ultrassônico, VPU- Velocidade do Pulso Ultrassônico tem sido usada como um método não destrutivo de controle de qualidade de produtos de concreto, desde os anos 40 nos Estados Unidos. Tanto a falta de compactação como a alteração do fator água/cimento podem ser facilmente detectadas através de medições da VPU. Este método de ensaio foi baseado na norma ASTM C 597 – 1991 - Método de Ensaio Padrão para velocidade de pulso através do concreto. O aparelho de ensaio é constituído por um gerador de impulsos, um par de transdutores (emissor e receptor), um amplificador, um circuito de medição de tempo, uma unidade de visualização da hora e os cabos de ligação. As ondas ultrassônicas são geradas por efeito piezo-elétrico convertendo sinais elétricos em vibrações mecânicas (transdutor transmissor) e vibrações mecânicas em sinais elétricos (transdutor receptor). Os transdutores são mantidos em contacto com as extremidades do espécime de concreto. Lubrificante de silicone é

aplicado em ambas as extremidades do espécime, a fim de preencher os vazios que ocorrem nos contatos entre os transdutores e o concreto, evitando desta forma erros nas leituras do pulso. Portanto, o **transdutor transmissor** (eletro-acústico) converte a energia eletrônica em energia mecânica (ondas P de compressão ou feixes de ultrassons), que passa através do espécime de concreto. Estas ondas são captadas na outra extremidade da peça ensaiada por um **transdutor receptor**, o qual transforma a energia mecânica recebida, novamente em energia eletrônica de mesma frequência. O tempo de percurso entre o emissor e o receptor é então medido eletronicamente. Ao saber o comprimento da amostra (isto é, a distância entre os transdutores), a velocidade pode ser calculada. Cada vez que o instrumento VPU é usado, deve ser calibrado contra o padrão de barra de metal para assegurar que as ondas P para o equipamento em questão percorram a barra metálica sempre em 26,00 microssegundos. O tempo tomado tem uma precisão de 0,1 microssegundos (Tarun e Malhotra, 1991; Irrigaray, 2012).

2.9.1 Vantagens

O método de VPU tem as seguintes vantagens:

- Ensaio não destrutivo;
- Peças de qualquer tamanho ou forma podem ser testadas;
- Pode ser igualmente aplicado ao concreto massa, pavimentos, elementos estruturais ou amostras de laboratório;
- O equipamento é portátil e fácil de usar;
- O ensaio pode ser realizado de forma rápida, não é caro;
- VPU pode ser correlacionada com a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto (Carino, 1991).

Segundo a literatura os constituintes do concreto é que vão determinar o tempo que o pulso ultrassônico atravessará o concreto. Se as proporções e os constituintes do concreto não mudam incluindo seu fator água/cimento fica claro que qualquer modificação no pulso ultrassônico se deve ao aumento da densidade, ganho nas características elásticas e o grau de hidratação da pasta do cimento apenas (Irrigaray, 2012).

Segundo Tarun e Malhotra, 1991, a limitação deste método é a estimativa da resistência à compressão ou à tração sem ensaios prévios laboratoriais de correlação para os mesmos concretos.

2.9.2 Correlação de VPU, Fc e Módulo de Elasticidade

A VPU depende do módulo de elasticidade e da densidade do meio através do qual tem que passar (Sharma, 1982). Tem sido relatado que a resistência pode ser estimada a partir das relações Fc - VPU (Irrigaray, 2012; Prudêncio, 1993; Elvery et al, 1976). A maioria dos pesquisadores geralmente concorda que as velocidades de pulso ultrassônico de mais de 4,0km/s indicam um concreto muito bom (Malhotra, 1996). Fica também claro na literatura que alterações periódicas, sistemáticas nas velocidades de pulso ultrassônico são indicativos de alterações semelhantes na qualidade do concreto, mais precisamente na pasta do cimento (Galan, 1990; Malhotra, 1996).

É também enfatizado na literatura que a estimativa da Fc de valores muito baixos de velocidades de pulso (até 2km/s) é menos precisa do que a partir de valores mais elevados, pois a maioria dos concretos nesta fase é ainda muito úmido tornando as leituras mais difíceis. A velocidade de pulso de 2km/s ocorre tipicamente a cerca de 12 horas após o lançamento de concretos de resistência normal. A partir de trabalhos iniciais de pesquisa neste tópico, foi relatado que em condições normais de temperatura de cura, a primeira leitura confiável para uma medição VPU para correlacionar o comportamento a longo-prazo era de 12 horas de idade, após o concreto ter sido colocado nos moldes (Elvery et al, 1976 ; Malhotra 1996, Naik e Malhotra, 1991).

Entretanto, Sri Ravindrarajah (1997) obteve razoáveis relações de Fc - VPU para idades de 5 horas. Sturup et al (1984) também relatam que a velocidade de pulso se correlaciona bem com resistência em idades bem precoces, mas é insensível a grandes aumentos de resistência em idades mais avançadas. A relação Fc-VPU estabelecida nas primeiras idades, não é, portanto aplicável a medida que o concreto amadurece. Por outro lado, estes estudos anteriores foram realizados em concretos, sem acelerador. Um concreto contendo aceleradores de pega, que endurece rapidamente certamente permitirá leituras de VPU confiáveis em idades muito mais cedo do que em concretos que endurecem lentamente, sem aceleradores.

2.9.3 Estimativa de Módulo de Elasticidade utilizando VPU

Também é possível estimar o módulo de elasticidade baseado na teoria da propagação de ondas, utilizando a VPU, a densidade e o coeficiente de Poisson. Esta abordagem tem sido apresentada, por exemplo, em Timoshenko e Goodier (1980), Naik e Malhotra (1991) e

ASTM C 597. O módulo de elasticidade pode ser determinado como na Equação (2.28):

$$E = \frac{(VPU)^2 \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) \rho}{(1 - \nu)} \quad (2.28)$$

Em que:

E é o módulo de elasticidade;

ν é o coeficiente de Poisson (para concreto projetado um valor de 0.2 tem sido adotado segundo Uotinem, (2011) e Hellmich, (1999));

ρ é a densidade do material;

VPU é a velocidade da onda em compressão (adota-se a própria VPU determinada nos ensaios de PU).

Constantinides e Ulm (2009) ressaltam que a equação acima é restrita aos materiais perfeitamente elásticos, isotrópicos, homogêneos e lineares, entretanto pode ser aplicada a materiais heterogêneos (como concreto) desde que o comprimento do corpo de prova “L” seja maior do que o comprimento de onda λ (equação (2.29)). Também o comprimento de onda λ tem que ser maior do que a dimensão “d” máxima característica do agregado graúdo dos materiais constituintes do concreto para que a relação $d \leq \lambda \geq L$ seja satisfeita:

$$\lambda = \frac{VPU}{f} \quad (2.29)$$

Sendo:

λ é o comprimento de onda;

f é a frequência do transdutor (para ensaios de concreto em laboratório, f = 54kHz, com superfície plana de 50 mm de diâmetro é adotado; ou f=200kHz para diâmetros menores do que 50mm de superfície plana)

Irrigaray (2012) considera que os agregados usualmente utilizados em concreto satisfazem tal exigência e que não há grandes variações no coeficiente de Poisson.

Oluokun et al (1990) estudaram o desenvolvimento das propriedades mecânicas nas primeiras idades do concreto e detectaram que o coeficiente de Poisson é insensível à idade e à composição do

traço do concreto, bem como não muda com o crescimento da resistência à compressão

Para o coeficiente de Poisson igual a 0,2 adotado para concreto projetado a equação (2.30) se torna:

$$E = 0.9(VPU)^2 \rho \quad (2.31)$$

Alguns autores (Neville, 1995; Naik e Malhotra, 1991) chamam o módulo de elasticidade determinado pela VPU de módulo de elasticidade dinâmico. Devido à ausência de aplicação de uma tensão significativa, nenhuma micro-fissura será induzida no concreto e, é claro, nenhuma fluência ocorre. Deste modo, o módulo de elasticidade dinâmico pode ser aproximadamente representado pelo módulo de elasticidade determinado como o módulo da tangente inicial em uma curva tensão-deformação. Isto é porque o nível de deformação aplicado é muito pequeno. (Jin e Li, 2001; Mehta e Monteiro, 1994; Neville, 1995).

Este módulo dinâmico, na realidade, pode ser considerado o verdadeiro módulo de elasticidade, definindo a quantidade de trabalho que é totalmente reversível após a descarga (Najm e Naamã, 1995). Alguns equipamentos mecânicos fornecem a secante (ao invés de tangente) e é chamado de "módulo estático". Estes "módulos estáticos" certamente são menores do que o verdadeiro módulo de elasticidade (dinâmico), uma vez que os fenômenos viscosos de dissipação naturalmente ocorrem pela sistemática de sua obtenção, através de ensaios mecânicos a compressão. As normas de concreto estipulam que o "módulo estático" é 83% do "módulo dinâmico" (Mehta e Monteiro, 1994; Neville, 1995; Naik e Malhotra, 1995; Hleis, 1995; Helene e Monteiro, 1993; Galan, 1990; Trtnik et al, 2009).

Como "elasticidade" é principalmente aplicada a materiais que têm um comportamento elástico, linear, portanto, para os materiais aglomerantes este conceito pode ser válido apenas para cargas aplicadas, em seguida, a menos de 50% da carga de ruptura. Nas primeiras idades, no entanto, quando o aglomerante ou material cimentício está ainda no seu estado viscoso, o comportamento plástico é claramente observado muito mais cedo do que a 50% da carga de ruptura. A máquina de ensaio de módulo de elasticidade deve ser calibrada para uma velocidade elevada, de modo que o efeito plástico não seja visível na curva de tensão x deformação. Por esta razão, alguns autores preferem chamá-lo de "módulo de deformação" em vez de "módulo de

elasticidade" ou "módulo estático" (de Melo Neto e Helene, 2002; Helene, 1998; Neville, 1995; Mehta e Monteiro, 1994; Helene e Monteiro, 1993).

Recentemente Trtnik et al. (2009) conseguiram relacionar VPU com resistência à compressão, módulo de elasticidade dinâmico, módulo de elasticidade estático e o módulo de elasticidade cisalhante. Um modelo de múltiplas-camadas utilizando rede neural foi usado. A influência do tipo de agregado, temperatura do concreto, tipo de cimento, temperatura ambiente, fator água/cimento influenciam no valor do VPU (Irrigaray, 2012).

Como já dito mais acima, Neville (1995) apresenta uma relação simples, em que o módulo de elasticidade secante é 17% menor do que o módulo dinâmico. No entanto de Melo Neto e Helene (2002) afirmam que a partir do ponto de vista prático experimental, o "módulo de deformação tangente inicial ou dinâmico" corresponde ao "módulo de elasticidade secante" entre 0,5 MPa - 0,3 Fc, ou para o "módulo de elasticidade secante" a 0,3 Fc. Gilbert (1988) também aceita que o módulo secante é ligeiramente menor do que o módulo inicial tangente.

Trtnik et al (2009) obtiveram relações de módulo de elasticidade dinâmico e estático por VPU, que variam entre 22% a 10%, dependendo do valor do VPU. Ou seja, quanto menor a VPU maior a diferença do módulo dinâmico para o estático. Por exemplo, segundo Trtnik et al. (2009): para VPU = 3,5km/s, o módulo de elasticidade estático vale 78% do dinâmico; para VPU = 4,0 km/s, o módulo de elasticidades estático é 86,20 % do módulo de elasticidade dinâmico; para VPU = 4,2 Km/s, o módulo de elasticidade estático vale 86,7% do dinâmico e para VPU = 4,5 Km/s, a diferença entre o módulo dinâmico e estático é de 10%.

Já a NBR 6118 estipula que o módulo de elasticidade tangente inicial obtido aos 28 dias é função da resistência característica à compressão aos 28 dias e do tipo de agregado graúdo do traço. Para idades menores do que 28 dias e para concretos com fck de 20 MPa a 45 MPa, o módulo de elasticidades tangente inicial é fornecido pela raiz quadrada da razão entre a resistência à compressão no tempo desejado, fcj, e a fck multiplicada pelo módulo tangente inicial aos 20 dias.

Como pode ser notado, não há consenso entre as pesquisas para relacionar o módulo de elasticidade tangente inicial ou dinâmico com o módulo de elasticidade estático, pois é dependente do tipo de traço do concreto.

2.10 Causas de Deformações Térmicas

Há duas causas comuns de deformações térmicas em concreto:

- 1- aumento de temperatura nas primeiras idades devido ao calor de hidratação do cimento imediatamente após a moldagem;
- 2- mudança de temperatura no concreto devido às condições de exposição do ambiente.

2.11 Síntese da Revisão

Como enfatizado, a retração nas primeiras idades pode ter efeitos altamente nocivos em materiais aglomerantes. Como nas primeiras idades, uma análise precisa do desenvolvimento das tensões é necessária, certamente os efeitos de retração não podem ser desconsiderados. Se a fluência não for considerada o efeito benéfico de sua deformação não é levado em conta nos estudos, principalmente para concreto projetado onde fluência é um de seus atributos mais evidentes. Provou-se que o módulo de elasticidade tem efeito sobre as previsões dos modelos. Por conseguinte, nesta tese uma tentativa será feita para modelar as tensões térmicas geradas na “parede de túnel” feita em concreto projetado, incorporando os efeitos de retração e fluência. As fibras são benéficas nas primeiras idades para minimizar retração plástica, bem como para absover abertura de fissuras na fase pós-fissurada, portanto seus efeitos não podem ser desprezados num estudo de modelagem de concreto projetado reforçado com fibras durante a fase de hidratação.

Portanto a tese aqui apresentada está preocupada com os parâmetros revisados, a saber: atributos e problemática do uso de concreto projetado reforçado com fibras; componentes do traço com fibras, aditivos; amostragem e ensaios de concreto projetado nas primeiras idades; modelos utilizados para estimar fissuração nas primeiras idades e abertura de fissura de concreto projetado reforçado com fibras; papel das fibras; propriedades físicas e mecânicas nas primeiras idades; fissuras nas primeiras idades; retração e fluência nas primeiras idades; maturidade, tempo de pega e endurecimento; ensaios de VPU; e as causas de deformação térmica. E com isso contribuir para melhor compreender o comportamento do concreto projetado reforçado com fibras utilizado em túneis e estruturas espessas, especialmente durante a fase da mais vigorosa reação de calor de hidratação, tirando partido dos efeitos benéficos das fibras em absorver a retração e na pós-fissuração.

Concluindo, para a solução do problema de fissuração, além da tradicional obtenção da resistência à compressão, as aléneas de I à XI apresentam dados e procedimentos investigatórios que podem auxiliar nesta compreensão:

I - Dados de módulo de elasticidade em idades precoces se fazem necessários num estudo das primeiras idades. A rigidez do material é fator preponderante para que o concreto projetado resista aos efeitos a que é solicitado.

II - Temperatura: com o desenvolvimento de materiais de alto desempenho, fissuras causadas por efeitos térmicos estão suscetíveis de ocorrer em seções de cerca de 300 mm de espessura, devido a uma maior geração de calor e carregamentos nas idades precoces. A temperatura causada pelo calor de hidratação pode chegar a valores entre 60 °C a 70 °C no centro destes membros espessos de concreto (Breitenbücher e Mangold, 1994). A fissuração térmica durante o processo de hidratação em elementos restringidos ocorre devido às tensões induzidas de tração durante a fase de esfriamento, quando o material ainda não desenvolveu totalmente suas capacidades resistentes.

III - Determinação da fluência: tem sido reportado na literatura que a fluência do concreto projetado é da ordem de 3,5 vezes maior do que em concretos convencionais, e que tal propriedade tem efeito benéfico para o grande sucesso do uso do concreto projetado em muitas de suas aplicações, como, por exemplo, em túneis. Portanto, a determinação da fluência é altamente necessária, num estudo de concreto projetado nas primeiras idades (Lechner et al, 2001).

IV - Retração: dadas às características do material concreto projetado em que é curado ao ar, a retração é um dos atributos menos desejáveis deste material. Sendo assim, aditivos específicos para limitar a retração do concreto projetado se fazem necessários (Austin, S. A., 1995; Morgan, D.R., 1973). O efeito de tal aditivo pode ser detectado nos ensaios de retração de concretos projetados.

V - Maturidade: a determinação da idade em que o material poderá suportar carga (pega) é essencial em concreto projetado. Assim sendo, o uso dos métodos de maturidade poderá auxiliar em tal determinação (Pinto e Schindler, 2010).

VI - Tempo de pega: o ensaio não destrutivo de VPU-Velocidade de Pulso Ultrassônico é uma ferramenta que tem auxiliado na determinação do tempo de pega de concretos nas primeiras idades (Zhang et al, 2010; Zhang et al, 2009; Robeyst et al, 2008).

VII - Fibras: o uso de fibras misturadas à massa do concreto projetado fresco ameniza a retração, bem como absorvem a abertura de fissura na pós-fissuração (Banthia e Gupta, 2006; Figueiredo, 2011).

VIII - Densidade: a densidade é inversamente proporcional à porosidade de um dado traço, e os fatores que afetam a porosidade do agregado, a matriz e a zona de transição são também muito importantes no desempenho de um determinado concreto. Em concreto, a relação direta entre a resistência e o módulo de elasticidade resulta do fato de que ambos são afetados pela porosidade das suas fases constituintes (Paulini e Gratl, 1994; Mehta e Monteiro, 1994).

IX - Aditivos: a indústria da tecnologia do concreto projetado foi desafiada a desenvolver uma gama de aditivos, específicos para cada possível situação adversa da estrutura em concreto projetado. Assim sendo, retardadores de pega são usados para retardar a pega enquanto o concreto a ser projetado está sendo transportado ao seu local de destino; aceleradores de pega são usados para acelerar a pega e ganho de resistência inicial; super-plastificantes para permitir uma passagem mais fácil do material pela mangueira; sílica ativa produz maior adesão do concreto projetado ao substrato permitindo camadas de concreto projetado mais espessas; cinza volante reduz o calor de hidratação; cimentos com retração limitada são largamente usados para absorver retração principalmente nas primeiras idades; aditivos redutores de água são usados para reduzir o consumo de água, desta forma também reduzindo a retração (Wood, 1997).

X - Aceleradores de pega: o efeito de aceleradores de pega, necessários em qualquer método de aplicação de concreto projetado (via seca e úmida), para promover a resistência inicial e para facilitar a colocação de camadas mais espessas, não deve ser desconsiderado em qualquer estudo do desempenho do módulo de elasticidade, da fluência e da retração nas primeiras idades. Tal efeito pode determinar a idade em que o material pode suportar tensões (Prudêncio et al, 1996; Pinto e Hover, 2000).

XI - Macro-Modelos têm sido utilizados para prever as tensões induzidas por temperatura, resistência e a probabilidade de fissuração em estruturas de concreto (Khan et al, 1998; Ayotte et al, 1997). Muitas destas ferramentas de análise disponíveis não levam em conta as primeiras idades do concreto, quando as propriedades mecânicas são altamente dependentes da hidratação.

3 PESQUISA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA

3.1 Introdução

Para analisar o efeito das fibras na prevenção da fissuração de concreto projetado nas primeiras idades, foram realizados ensaios destrutivos e não destrutivos para satisfazer os objetivos deste trabalho de pesquisa. Buscou-se iniciar os ensaios em idades o mais cedo possível para estudar o desenvolvimento das propriedades físicas e mecânicas do concreto projetado, durante as fases iniciais da hidratação do cimento em traços de concreto projetado utilizados em túneis conforme a Tabela 7.

Devido ao grande volume de trabalho necessário para a realização de uma pesquisa nas primeiras idades, o programa experimental foi dividido em duas etapas:

i. Ensaio em concreto projetado

Corpos de prova de concreto projetado (jateado) via úmida para ensaios de: temperatura; evolução da temperatura de hidratação; VPU-Velocidade de Pulso Ultrassônico; resistência à compressão e resistência à tração; e resultados pós-fissuração para o CPRF. Os três traços em concreto projetado eram compostos de um concreto de controle sem fibras, CPS-Concreto Projetado Simples; e dois traços reforçados com fibras, CPFA- Concreto Projetado com Fibra de Aço, e CPFP- Concreto Projetado com Fibra de Polipropileno. Estes três concretos foram jateados em corpos de prova grandes, na mesma data, e foram ensaiados nas mesmas idades.

ii. Ensaio em concreto moldado

Corpos de prova de concreto moldados, para os mesmos concretos do programa i, entretanto contendo apenas o aditivo superplastificante como aditivo químico. Estes concretos foram denominados de: CS-Concreto Simples (de controle, sem fibra), CRFA- Concreto Reforçado com Fibra de Aço e CRFP- Concreto Reforçado com Fibra de Polipropileno. Estes corpos de prova foram ensaiados para obter: VPU, resistência à compressão, módulo de elasticidade, bem como para os parâmetros de fluência, retração, e pós-fissuração. Devido à quantidade de trabalho

necessário, estes traços foram feitos em datas diferentes dos traços de concreto projetado do ítem i acima.

3.1.1 Justificativas

Nas primeiras idades é impossível retirar corpos de prova do núcleo de painéis conforme a maioria de normas de concreto projetado estipula. Devido a esta dificuldade é prática usual entre pesquisadores das primeiras idades de concreto projetado, jatear concreto projetado diretamente nos corpos de prova, sem qualquer compactação adicional, como justificado no Capítulo 2 desta pesquisa (Austrian Guideline, 1997; Morgan et al, 1997; Austin et al, 2000). Portanto, este procedimento também foi adotado no presente trabalho de pesquisa para o programa experimental em concreto projetado. Para tal, foram utilizados cilindros de 150 mm de diâmetro x 300 mm de altura para os ensaios à compressão; prismas de 100 x 100 x 500 mm para os ensaios de VPU e tração na flexão; e blocos maciços de 400 x 900 x 700 mm enclausurados em material isolante simulando um elemento espesso de concreto projetado a evolução da temperatura em condição semiadiabática.

A vantagem de se jatear o concreto projetado diretamente nos moldes foi que as propriedades das primeiras idades puderam ser determinadas o mais cedo possível. A desvantagem deste método é que alguns corpos de prova continham vazios e baixa compactidade em comparação com corpos de prova compactados e moldados sem ser projetado. (Asche, H., 1997; Hellmich, C., 1999; Sercombe et al, 2000; Hellmich et al., 2001^a; Shütz et al, 2011).

O segundo programa experimental, Concreto Moldado, utilizou cilindros de 100 mm de diâmetro x 200 mm de altura para os ensaios à compressão, módulo de elasticidade, retração e fluência; e prismas de 100 x 100 x 500 mm para os ensaios de VPU e flexão. Tal programa

Em primeiro lugar, a UNSW-The University of New South Wales não dispunha do equipamento (pistola) para a projeção do concreto projetado.

Em segundo lugar, o uso de acelerador de pega usado nos traços de concreto projetado como mostrado na Tabela 7, faria o preenchimento dos moldes do concreto moldado, sem ser projetado muito difícil, uma vez que o material endureceria muito rapidamente ainda dentro da betoneira. Portanto, nenhum aditivo foi adicionado ao concreto moldado, sem ser projetado, exceto o superplastificante.

O procedimento utilizado nesta pesquisa, para obter deformação por fluência e retração, é semelhante aos procedimentos utilizados por algumas universidades austríacas (Innsbruck University, Universidade de Leoben Mineração e Lafarge Laboratório Mannersdorf) (Macht et al 2001; Hellmich, 1999)

Nos ensaios de velocidade do pulso de ultrassônico (VPU) foram usados prismas, não só para estimar o ganho de resistência com o tempo e o módulo de elasticidade, mas também para determinar com precisão o ponto em que a fissuração ocorreu pela primeira vez nos ensaios de flexão (quando acontecia um salto brusco nas leituras do pulso ultrassônico).

A partir dos ensaios à flexão, parâmetros de pós-fissuração foram obtidos para todos os traços reforçados com fibras. Tais relações permitem a previsão de resistência à fissuração de CPRF por uma abordagem de energia, utilizada no modelo a ser apresentado no Capítulo 6 desta tese. Durante os ensaios de flexão a quatro pontos de carga, as medições de cargas e deflexões foram obtidas, mas também a medida da abertura de fissura na parte inferior dos prismas foi obtida em alguns dos espécimes reforçados com fibra. Relações baseadas na carga vs deflexão e tensão vs abertura de fissura foram obtidas. Para os prismas que foram usados para obter a abertura de fissura, pequenos entalhes foram previamente executados na seção média dos prismas para atuarem como iniciadores de fissura.

Este capítulo descreve os materiais, preparação de amostras e procedimentos de ensaio utilizados durante o presente trabalho de pesquisa.

3.2 Materiais

A Tabela 7 mostra os traços dos dois programas experimentais. O Programa i dos Concretos Projetados e o Programa ii dos Concretos Moldados. O traço básico do concreto projetado simples (CPS) sem fibras, usado como controle para os traços reforçados com fibras utilizado nesta pesquisa é: Cimento Portland Australiano tipo SL (retração limitada), sílica ativa (10% em massa do teor de cimento), cinza volante (14% em massa do teor de cimento), agregado graúdo (10mm cascalho de rio triturado), areia grossa, areia fina, aditivos e água. O fator de água/aglomerante foi de 0,40 (Tabela 7).

Tabela 7 – Traço dos Tipos de Concreto

CONSTITUINTES DOS CONCRETOS (kg)	Concreto Projetado			Concreto Moldado			
	CPS	CPFA	CPFP	CS	CRFA	CRFP	
Cimento SL (Shrinkage Limit)	420	420	420	420	420	420	
Cinza Volante	60	60	60	60	60	60	
Microsílica	40	40	40	40	40	40	
10 mm CRG (seixo de rio triturado)	450	450	450	450	450	450	
Areia Grossa	770	770	770	770	770	770	
Areia Fina	370	370	370	370	370	370	
Água	210	210	210	210	210	210	
Fibra (kg)							
Novotex-FE0730 (30mm) Aço		60			60		
HPP-(50mm) Polipropileno			9			9	
ADITIVOS (litros)							
Pozzolith 370 (reductor de água)	2	2	2				
Delvocrete Stabilizer (estabilizador)	1	1	1				
Rheobuild (superplastificante)	1000	1	1,6	0,75	1	1,6	0,75
*Meyco SA (acelerador)	160	4%	4%	4%			
CARACTERÍSTICAS							
Fator Água/Aglomerante	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	
Abatimento (inicial, na usina) (mm)	55	40	55				
Abatimento (final, com superplastificante) (mm)	80	65	95				
Teor de Umidade %	12	11,1	12,1	10,2	9,9	10,2	

* Em concreto projetado, os traços são normalmente especificados, como uma percentagem do teor de cimento utilizado na mistura. Na presente especificação dos traços, o acelerador foi adicionado somente nos traços de concreto projetado, portanto o acelerador só é apresentado na tabela, em percentagem do peso de cimento.

* Os traços acima foram especificados sob a orientação da antiga MBT- Master Builder Technology (BASF) da Austrália.

A seguir serão descritas as características principais dos materiais constituintes dos elementos da Tabela 7.

3.2.1 Cimento

O cimento Portland SL-Shrinkage Limited (retração limitada) aqui utilizado é especificado pela norma australiana AS 3972 94. Para tais cimentos, a AS 3972 especifica uma deformação por retração por secagem máxima de 750 $\epsilon \mu$ na idade de 28 dias, iniciando-se as leituras de retração aos 7 dias de idade, após cura úmida com umidade relativa em torno de 50%, conforme Tabela 8.

Tabela 8 – Composição do cimento SL-Shrinkage Limited

Ingredientes	Quantidade
Quartzo	<1 %
Hexavalent Chromium	< 0,1%
Clinker de cimento Portland	>87%
Cinza volante	<7,5%
Cinza de alto-forno	<7,5%
Calcáreo	<7,5%
Gesso	<7,5%

3.2.2 Agregados

Os agregados miúdos e graúdos utilizados nesta pesquisa foram obtidos das pedreiras comerciais nos arredores de Sydney e estes agregados têm sido tradicionalmente usados para a fabricação de concreto por muitos anos. A areia grossa e a areia fina são na sua maioria compostas de grãos de quartzo com alguns fragmentos líticos. A areia grossa tinha uma forma de partícula angular a subangular. . O cascalho de rio triturado usado como agregado graúdo era composto principalmente por basalto, quartzitos e outros grãos finos de litologias duráveis. A resistência do agregado graúdo é considerada como muito alta ($F_c > 75\text{MPa}$), pelos geotecnistas Australianos. A forma de partículas era semiarredondada a angular, com pelo menos três faces esmagadas.

3.2.3 Fibras

Fibras foram adicionadas ao traço de referência para produzir os dois traços reforçados com fibras do Programa i e do Programa ii. ATabela 9 mostra as características das fibras de aço e polipropileno

usadas nesta tese, obtidas das especificações de seus fabricantes (NOVOTEX FE0730, 2010; S-152 HPP, 1999).

Tabela 9 – Fibras de Aço e Polipropileno

CARACTERÍSTICAS	FIBRA DE AÇO NOVOTEX FE 0730 (EXTREMIDADES ACHATADAS)	FIBRA POLIPROPILENO S-152 HPP (FRISADAS)
Resistência à Tração	$\sigma_t = 1200 \text{ MPa}$	$\sigma_t = 400 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 210 \text{ GPa}$	$E = 4,8 \text{ GPa}$
Peso Específico	$\gamma = 7,9 \text{ (kg/dm}^3\text{)}$	$\gamma = 0,91 \text{ (kg/ dm}^3\text{)}$
Comprimento	$L = 30 \text{ mm}$	$L = 50 \text{ mm}$
Diâmetro	$\varphi = 1,5 \text{ mm}$ ($\varphi_{\text{equiv}} = 0,7 \text{ mm}$)	$\varphi = 2,5 \text{ mm}$
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0,48$
Alongamento máximo		15%
Ponto de fusão	1500°C	175°C
Temperatura de ignição		360°C
Absorção de água	0	0
Resistência ácido-alcalino		Alta
% em peso de concreto	$2,5\% = 60 \text{ kg/m}^3$	$0,38\% = 9 \text{ kg/m}^3$
Dosagem usual em volume	0,76%	1%

3.2.4 Aditivos

3.2.4.1 Acelerador

Meyco SA 160 (BASF 09/2009) – é um acelerador de pega alcalino-livre específico para concreto projetado. É líquido, cuja dosagem pode variar para obter tempos de pega e de endurecimento desejados. É adequado para todas as aplicações onde é requerida altas resistências nas primeiras idades, com boas resistências finais e produz camadas mais espessas de concreto projetado via-úmida. Começa a desenvolver resistência no concreto projetado após 6 a 15 minutos. Após

20 a 30 minutos do jateamento, a resistência é suficientemente alta (≥ 0.4 MPa), que o concreto projetado é forte o suficiente para suportar o seu próprio peso (Tabela 10).

E usado em:

- Contenções temporárias e permanentes de rochas em túneis;
- Contenção de rochas em minas;
- Contenção de solos em condições de acesso difícil;
- Estabilização de encostas;
- Adequado também para argamassas como as usadas em linhas de túneis TBM-Tunnel Boring Machine, injeção de argamassas e concretos com espumas Meyco SA 160 vem em galões de 210 litros, 1000 litros ou a granel.

Benefícios de Meyco SA 160 (BASF 09/2009):

- Pega rápida permite avançar rapidamente a execução do trabalho, permite jatear camadas mais espessas de concreto projetado pela aplicação de camada única e sem parar a execução;

A Tabela 10 fornece informações adicionais do acelerador Meyco SA 160.

Tabela 10 – Dados técnicos do Acelerador Meyco SA 160

DADOS TÉCNICOS DO ACELERADOR MEYCO SA 160 (BASF 09/2009)	
Suspensão	Cor bege
Densidade (+/- 20 °C)	1,43 +/- 0,03 g/ml
pH (11 solução aquosa)	2,6 +/- 0,5
Viscosidade	>400 MPa.s
Estabilidade térmica	+ 5°C a 35°C
(Na2O) equiv (%bw)	< 1%
Livre de cloro	
Viscosidade (+ 20°C)	Depende do grau de agitação e temperatura
Dosagens	Dependendo da temp 3-10% do peso materiais aglomerantes
Fator água-aglomerante	< 0,5, preferivelmente < 0,45
Recomenda o uso de cimento Portland	Trabalha bem com cimentos misturados. Cinza volante e escória de alto forno
Base Química	Sulfatos
Teor de Sólidos	49-55 %

3.2.4.2 Superplastificante

O **superplastificante redutor de água** Rheobuild 1000 (BASF, 2010) utilizado é a base de sulfonato e de naftaleno, com um teor de cloreto inferior a 1% (ASTM C 494, 1999). Este tipo de superplastificante aumenta a trabalhabilidade e pode agir também como um redutor da água. Desta forma, aumenta a resistência à compressão quando comparado com um traço, com o mesmo teor de cimento, ou seja, uma redução do fator água/cimento pode ser feita com a trabalhabilidade necessária (Tabela 11).

Tabela 11 – Dados físicos e químicos do Rheobuild 1000

PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DE RHEOBUILD 1000 (BASF, 2010)	
Forma	Líquida
pH (20°C)	6-8
Temperatura de ebulição	>100°C
Densidade (20°C)	1,17 -1,2 g/cm ³
Densidade relativa	1,21
Dosagem	650-1600 ml /100 kg de aglomerante ou material cimentício
Base Química	Naftaleno-Sulfonato
Teor de Sólidos	41-44%

3.2.4.3 Aditivo redutor de água

Pozzolith 370 - Aditivo redutor de água (BASF 2/11/2011) - reduz a quantidade de água de mistura, é necessário para produzir um concreto de uma dada consistência, mais econômico para uma dada resistência. Melhora o bombeamento do concreto projetado via-úmida. Contém formaldeído. Uma proporção de 0,38% do redutor de água foi utilizada nesta pesquisa para os traços de concreto projetado (Tabela 12).

Tabela 12 – Dados físicos e químicos do Pozzolith 370

PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DO POZZOLITH 370- ADITIVO REDUTOR DE ÁGUA	
Forma	Líquida
pH (23°C)	7-9
Densidade (23°C)	1,15 – 1,19 g/cm ³
Base Química	Isento de cloretos
Teor de Sólidos	43,5 ± 2,2 %

3.2.4.4 Estabilizador

Foi utilizado DELVOCRETE Stabilizer (BASF 2012) - Aditivo estabilizador específico para concreto projetado. Os traços de concreto projetado requerem aditivos de alto desempenho e com tempo de uso limitado a poucas horas. Tempo longo de transporte, tempo de espera e interrupções no trabalho causam perdas de materiais. O estabilizador Delvocrete é adequado para concreto projetado, pois controla a dinâmica da hidratação do cimento suspendendo tal processo por um determinado tempo. Usando após um acelerador de pega é possível reativar a hidratação em horas ou mesmo dias depois, suspendendo assim o efeito do estabilizador (Tabela 13).

Tabela 13 – Dados físicos e químicos do Delvocrete Stabilizer

PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS	
Forma	Líquida
Cor	Sem cor (ou levemente colorido)
pH (20°C)	≈2
Ponto de ebulição	>100°C
Densidade (55°C)	≈1,085 g/cm ³
Solúvel em água	
Base Química	Ácidos Carboxílicos e Orgânicos
Teor de Sólidos	51- 56,5%

DELVOCRETE Stabilizer (BASF 2012) é composto por ácidos carboxílicos e ácidos orgânicos contendo fósforo e sais. Ele é capaz de retardar a ação de todos os minerais do cimento e reduz a taxa da solução mineral sulfonato, impedindo a hidratação do cimento. Isto pode ser conseguido através da formação de uma barreira de proteção em torno das partículas de cimento e pozolânica e atuando como um agente de dispersão, evitando assim que os hidratos por floculação e pega aconteçam. Desta forma, adicionando este estabilizador, a hidratação do cimento pode ser completamente controlada durante períodos de até 3 dias. Esta adição afeta predominantemente a hidratação do C₃S (silicato tricálcico), mas também pode retardar a reação inicial do C₃A (aluminato tricálcico) com água e sulfato, se for adicionado com a água de mistura (Melbye, 1996).

3.3 Preparação dos Corpos de Prova

Os dois programas experimentais serão apresentados abaixo:

3.3.1 Com concreto projetado

O concreto projetado chegava ao local de trabalho em caminhões de concreto usinado como um concreto normal, com todos os componentes misturados incluindo água (exceto o acelerador que foi adicionado ao jatear) e foi bombeado para o compressor, o que permitiu o jateamento do mesmo nos moldes (Figura 7).

Figura 7 – Concreto sendo bombeado do caminhão betoneira para ser jateado nos moldes



Para os traços de concreto projetado, um total de doze (12) primas/vigas de 100mm x 100 mm x 500mm, doze (12) cilindros de 150 mm de diâmetro x 300 mm de altura e um (1) bloco grande enclausurado em material isolante de 400mm x 900mm x 700 mm conforme Tabela 14 e Figura 8, foram moldados para cada traço. O concreto projetado foi jateado nos moldes dos corpos de prova como é feito em peças pré-moldadas de concreto projetado (ver Figura 8). Nenhuma vibração adicional ou compactação foi usada. Os cilindros foram utilizados para a obtenção de resistência à compressão uniaxial (F_c - Tensão à Compressão), os prismas foram utilizados para ensaios de flexão e VPU. Os blocos isolados enclausurados foram utilizados para obter os perfis de temperatura, a partir dos termopares colocados

dentro da massa do concreto projetado, para simular uma condição semiadiabática. Após a moldagem, todas as amostras foram cobertas e curadas ao ar, por umas 18 horas, nas instalações da MBT em Sydney (ver Figura 9). A temperatura do ar neste período nas instalações da MBT, permaneceu entre 23°C a 26°C a maior parte do tempo, e umidade relativa do ar em torno de 73%. A seguir as amostras foram transportadas para a UNSW, desmoldadas, pesadas, rotuladas e curadas ao ar à temperatura de 23°C na maior parte do tempo no laboratório de materiais da UNSW, até ao dia do respectivo ensaio.

Tabela 14 – Tipos de ensaios e quantidades de corpos de prova

Concreto Projetado			
Ensaio	CPS	CPFA	CPFP
Teor de umidade	2	2	2
Temperatura Semiadiabática	1	1	1
VPU	2	2	2
F_c	12	12	12
F_t, σ_f	12	12	12

Figura 8 – Processo de jateando do concreto diretamente nos moldes



Figura 9 – Blocos, prismas e cilindros de concreto projetado ainda em seus moldes



Vale salientar que está fora do escopo do presente estudo, a pesquisa em melhorar o método de amostragem de concreto projetado fresco. Dadas as dificuldades de amostragem para as primeiras idades, optou-se nesta pesquisa por jatear-se o concreto projetado diretamente em grandes moldes para facilitar o jateamento e evitar o “rebound” (retorno do agregado). No entanto, este método ainda requer cuidados.

É evidente que melhores métodos de amostragem de concreto projetado são necessários para que amostras homogêneas e densas possam ser facilmente obtidas nas primeiras idades.

3.3.2 Com concreto moldado

Para os traços de concreto moldado, apenas contendo superplastificante como aditivo químico, utilizados para os ensaios das primeiras idades de resistência à compressão, módulo de elasticidade, fluência e retração foram usados 36 cilindros padrão de 100 mm de diâmetro x 200 mm de altura e 12 prismas para os ensaios de flexão e VPU conforme a Tabela 15. Foram moldados e compactados de acordo com a norma ASTM C 31 – 1988. Todos os corpos de prova foram desmoldados e pesados em balança com precisão de gramas após a vírgula em Kg, às 4 horas de idade e curados ao ar, na mesma sala dos ensaios de retração e fluência.

Tabela 15 - Tipos de ensaios e quantidades de corpos de prova

Concreto Moldado			
Ensaio	CS	CRFA	CRFP
Teor de Umidade	4	4	4
Perda de água	30	30	30
VPU	2	2	2
F_c	12	12	12
E	12	12	12
F_t, σ_f		8	8
Retração	5	5	5
Fluência	5	5	5

3.4 Procedimentos dos Ensaios

3.4.1 Perfis de temperatura

Os registros de temperatura foram obtidos pelos termopares incorporados à massa do concreto fresco conforme mostrado na Figura 10 e Figura 11. E foram tomados a partir do momento do jateamento do concreto projetado até o ponto em que a temperatura do bloco atingiu a temperatura ambiente, em intervalos de 30 minutos entre cada leitura nas primeiras 24 horas. Após 1 dia de idade as leituras foram mais esparsas. Neste estudo, em todos os três traços de concretos projetados, o processo de aquecimento e resfriamento das caixas semiadiabáticas levou cerca de 3 dias. Como as leituras de temperatura eram feitas manualmente, foi muito importante registrar a temperatura de pico, pois a partir daí a curva fica descendente. Vale salientar, que este tempo ocorreu entre 11 e 12 horas de idade. Para alguns traços, tal idade ocorreu de madrugada. Alguns laboratórios não permitem ao pesquisador permanecer no laboratório após determinadas horas, mas para estudos das primeiras idades do concreto, não existe “horário comercial”.

Para os **concretos projetados** aqui estudados foram obtidas curvas de temperatura semiadiabáticas de blocos enclausurados em material isolante, hermeticamente fechados, a partir dos termopares incorporados à massa do concreto projetado (Figura 10 e Figura 11), a fim de simular o comportamento de um elemento espesso de concreto

projetado, em que a dissipação do calor produzida durante o processo de hidratação é restrita.

Figura 10 – Detalhes da caixa (900mm x 400mmx700mm) e disposição dos termopares no meio do bloco, T3 é o termopar do meio, T6 lê a temperatura ambiente

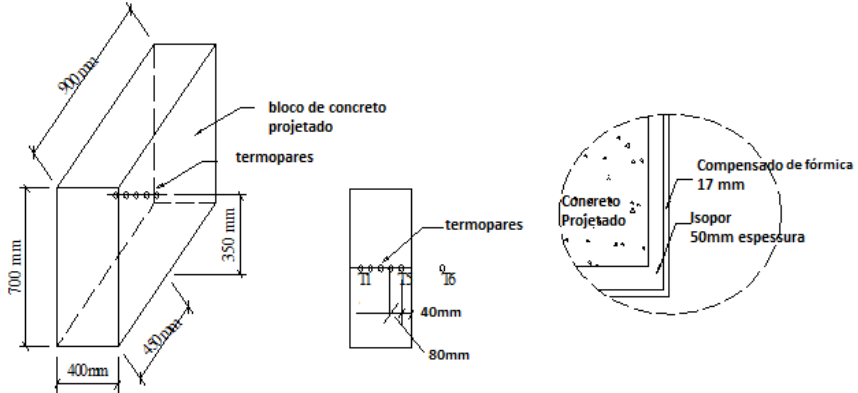


Figura 11 – Detalhe dos termopares (mostrados dentro do contorno em vermelho) sendo envolvidos pelo concreto projetado fresco



3.4.2 Ensaios de VPU

Prismas de 100 x 100 x 500 mm foram utilizados para VPU, e as leituras foram tomadas durante os primeiros 28 dias após a moldagem em dois prismas para cada um dos três traços de concreto projetado e os moldados. O PU-Pulso Ultrassônico era medido através de um aparelho de marca Pundit conforme Figura 12, cujos transdutores eram de 50 mm de diâmetro e frequência $f=54$ KHz. As leituras eram tomadas ao longo da dimensão de 500mm, a cada 30 minutos durante as primeiras 24 horas de idade. A partir das 24 horas, as leituras eram tomadas a cada dia até os 28 dias.

Moldes prismáticos de madeira foram construídos com orifícios nas extremidades para permitir o posicionamento dos transdutores de PU. Desta forma foi possível obter leituras do tempo de propagação do ultrassom a partir de idades muito precoces do concreto projetado, cerca de 30 minutos após o jateamento dos traços com aceleradores de pega.

Estas leituras foram utilizadas para estimar o tempo de pega inicial e final em todos os programas, tanto de Concreto Projetado, como de Concreto Moldado; a F_c – Resistência à Compressão nas primeiras 24 horas, o módulo de elasticidade dos **traços de concreto projetado**. Este processo de ensaio também foi utilizado durante o ensaio de flexão para definir com precisão quando a primeira fissura ocorreu. Isto é indicado por uma súbita mudança (isto é, um aumento) no tempo necessário para a PU – Pulso Ultrassônico viajar através do comprimento da viga/prisma, durante o ensaio. Este ensaio seguiu a ASTM C597.

Figura 12 – Transdutores de Pulso Ultrassônico



3.4.3 Fc – Resistência à Compressão

A Fc foi obtida de acordo com a norma ASTM C 39 - 1986. Os cilindros foram ensaiados em uma máquina de compressão, Standard Avery Hidráulico-Ram, para este tipo de ensaio a uma taxa equivalente a 20MPa/ minuto até a ruptura. As Fcs foram obtidas nos dias 1, 3, 7 e 28 de idade para todos os traços aqui investigados. Duas a três amostras foram testadas em cada idade, para cada traço de concreto aqui utilizado, tanto concreto projetado como moldado. Alguns corpos de prova do concreto projetado apresentavam excessivo volume de vazios.

3.4.4 Módulo de elasticidade nas primeiras idades

Para as primeiras idades, desde 2 horas até 8 horas, todos os traços moldados CS, CRFA e CRFP foram ensaiados à compressão para obter Fc e o módulo de elasticidade, em uma máquina de ensaio triaxial (ver Figura 13). A razão de usar esta máquina nos ensaios das primeiras 8 horas dos concretos moldados era que esta tinha taxas de deslocamento controlado e era operada a uma velocidade elevada de 1,0 mm/minuto, até uma carga de 50kN. Esta taxa elevada foi adotada para enfrentar o desenvolvimento rápido das propriedades mecânicas do concreto nestas idades iniciais, quando comparada com o desenvolvimento de propriedades mecânicas entre 1 dia e 28 dias. Os Transdutores de Deformações Lineares Controladas foram colocados em lados opostos dos cilindros de 100mm x 200mm, a fim de fornecerem valores mais precisos dos deslocamentos (ver Figura 14). Aquisidores de dados (“*data-loggers*”) foram utilizados a fim de gravar todas as leituras de deslocamentos de cada carga. Cada ensaio foi realizado até a ruptura da amostra.

A partir de 8 horas até 28 dias, o concreto ganhou uma resistência tal que os ensaios necessitaram cargas maiores do que 50kN. As amostras foram então testadas numa máquina de ensaio Standard Avery Hidráulico-Ram, seguindo-AS 1012,17 (1997).

Figura 13 – Montagem do ensaio de Módulo de Elasticidade nas primeiras idades



Figura 14 – Detalhe dos LSCTs em ambos os lados do corpo de prova de módulo de elasticidades nas primeiras idades



3.4.5 Ensaios de retração, fluência e perda de água

Os ensaios de retração e fluência foram realizados em corpos de prova dos traços moldados (Figura 15). Os relógios comparadores utilizados durante a fluência e as medidas de retração tinham precisão de 0,002 milímetros. Foram testadas amostras de fluência e retração para 2, 4, 6, 8 e após 24 horas de idade até os 28 dias.

Deste modo, aparelhos de ensaio de fluência de baixa carga aplicada foram construídos para medir deformações a partir de 2 a 8 horas após a moldagem (ver Figura 16). Os ensaios iniciados após as 24 horas após a moldagem, foram realizados no pórtico mostrado na Figura 17.

A relação da tensão aplicada para compressão usada nos ensaios de fluência é ainda incerta para ensaios nas primeiras idades. A carga aplicada foi de 10% da carga de ruptura dos ensaios de F_c baseando-se em Khan et al (1997) para Concreto de Média Resistência, pois não havia na época, uma Norma específica para fluência nas primeiras idades. Segundo Hellmich, 1999, a tensão de compressão para os ensaios de fluência nas primeiras idades, deve ser abaixo de 30% da resistência à compressão, pois é comum que corpos de prova com sobrecarga em fluência fissurem na base, fornecendo resultados irrealísticos.

Figura 15 – Corpos de prova em fluência e retração (descarregado) em idades de 2 horas após moldagem (concreto em estado fresco)

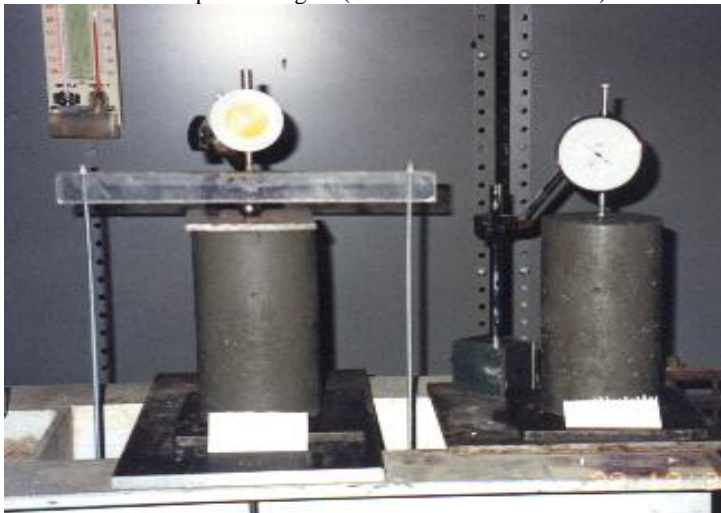


Figura 16 – Aparelhos para medir fluência e retração até 8 horas após moldagem



Figura 17 – Pórtico de ensaio de fluência para carregamentos após 8 horas de idades



A umidade relativa e a temperatura ambiente do recinto utilizado para os ensaios de fluência e retração no laboratório de concreto da UNSW, não eram totalmente controladas. A temperatura variou de 15°C a 18 °C no inverno e de 20°C a 23°C no verão; e a umidade relativa

variou de 73-75%. Tais diferenças de temperatura foram corrigidas por maturidade na análise dos resultados.

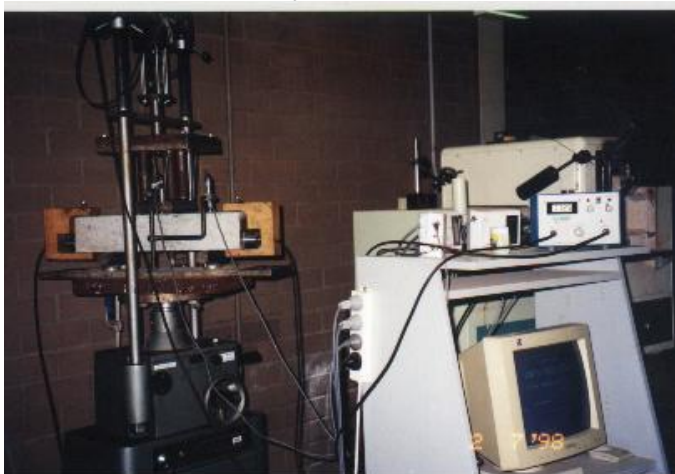
Os ensaios de **Teor de Umidade** dos concretos no estado fresco foram realizados para todos os traços, tanto para os de concretos projetados, como para os moldados seguindo a norma AS 1012.23. O intuito deste teste foi de obter o teor real de água nos traços ensaiados. Vale lembrar que os traços em concreto projetado tiveram o acelerador de pega adicionado na boca da bomba além da água prevista pelo fator água/aglomerante. A outra razão era detectar a umidade dos agregados. Para este ensaio foi usada uma balança eletrônica de precisão, com uma sensibilidade de 0,001 g, carga mínima de 0,025 g e carga máxima de 500 g. Pequenos containers padrão de aço inoxidável eram pesados na balança para obter-se o *peso próprio* do container (≈ 25 g). Imediatamente após, o concreto no estado fresco, retirado da massa de concreto enquanto os cilindros e prismas eram preenchidos, era colocado dentro destes pequenos containers. Após, os pequenos containers eram novamente pesados fornecendo o *peso bruto* (concreto úmido + container) e levados imediatamente para dentro de estufa elétrica à temperatura de 105 °C, e lá permanecendo por pelo menos 12 horas. Após os pequenos containers metálicos eram novamente pesados na mesma balança de precisão fornecendo o *peso bruto seco* (concreto seco + container). A diferença dos *pesos líquidos* (concreto úmido – concreto seco) fornecia a quantidade de água nos traços, que era então dividida pelo peso do material seco; obtendo-se desta forma, o teor de umidade em %. Duas amostras eram ensaiadas por partida dos diferentes traços aqui pesquisados. Os concretos projetados foram feitos numa única partida para cada traço. Para os concretos moldados, foram feitas de 2 a 3 partidas de concretos para cada traço, de 85 a 100 kg cada uma, onde os teores de umidade para um mesmo traço resultaram muito similares em cada partida.

3.4.6 Ensaio de Tenacidade

Este ensaio foi realizado em conformidade com a norma ASTM C1018-1994b. Este ensaio avalia o desempenho à flexão de uma viga simplesmente apoiada e carregada em seus terços médios. Os parâmetros de tenacidade foram obtidos com base nas áreas sob a curva carga-deflexão para todos os CRF - Concretos Reforçados com Fibra.

Uma máquina de ensaio triaxial foi utilizada, porque a taxa de deslocamento pode ser controlada. Tal dispositivo permitiu controlar automaticamente a velocidade de movimento dos cabeçotes de carregamento. Uma taxa baixa de aplicação de deslocamento de 0,3 mm/min, foi utilizada na máquina de ensaio, durante os ensaios. Na amostra, no entanto, a velocidade de deslocamentos era de cerca de 0,07 milímetros/minuto. As deformações externas foram determinadas pela colocação dos LSCTs – Linear Strain Controlled Transducer no meio do vão e o apoio da viga, e a diferença entre os dois LSCTs forneceram a deformação líquida média. A determinação do ponto exato da primeira fissura no gráfico carga x deformação, foi possível utilizando o dispositivo de PU – Pulso Ultrassônico, mostrado na Figura 18. Data-loggers foram instalados de modo a registrar a carga e as deformações ao longo do ensaio. O ensaio geralmente terminava com uma deflexão no meio do vão de 5 mm porque este era o limite do LSCT usado no ensaio. Corpos de prova com 1, 3, 7 e 28 dias de idade foram ensaiados para cada traço de concreto projetado reforçado com fibras. As relações de carga e deflexão obtidas a partir dos ensaios de flexão forneceram os módulos de ruptura e a resposta pós-fissuração dos concretos projetados reforçados com fibras. Com base em uma simples analogia geométrica entre a deformação e a abertura de fissura, leis materiais, tais como tensão versus abertura de fissura, foram obtidas para idades a partir de 1 dia.

Figura 18 – Montagem do ensaio de tenacidade de CPRF – Concreto Projetado Reforçado com Fibras



3.4.7 Ensaios de Fratura

Ensaios de fratura foram realizados nos traços CRFP e CRFA, nas idades de 1, 3 e 28 dias, em prismas à flexão carregados no terço médio seguindo os mesmos procedimentos do ensaio de tenacidade, acrescidos de medidas de abertura de fissura feitas diretamente na amostra. Os dados foram coletados a uma taxa de 3 leituras/segundo durante todo o ensaio.

A deflexão líquida ou “net” no meio do vão foi obtida por meio de LSCTs (sensor de deslocamentos), aplicados no meio do vão e nos pontos de apoio. O deslocamento de abertura de fissuras foi obtido por um LSCT (sensor de deslocamento) colocado na parte inferior do corpo de prova (ver Figura 19). Cinco strain-gauges (sensor de deformação de resistência elétrica), cada um com 60mm de comprimento, com uma resistência de 120Ω foram uniformemente distribuídos (mesmas distâncias entre-si) ao longo do comprimento do ligamento (altura da viga de ensaio), a partir da fenda até o topo da viga, de modo a dar informação sobre o comprimento da fissura e da posição da linha neutra. Dois strain-gauges foram colocados de um lado e três no lado oposto da amostra, de forma a cobrir praticamente toda a altura do corpo de prova prismático. A preparação da amostra mostrando os strain-gauges e LSCT é mostrada na Figura 19. A montagem para todo o ensaio é mostrado na Figura 20. Este ensaio seguiu algumas prescrições da JSCE-SF4, 1984.

Figura 19 – Detalhe do LSCT para medir abertura de fissura colocado na parte inferior do corpo de prova, a fenda e os 3 strain-gauges em um lado do corpo de prova

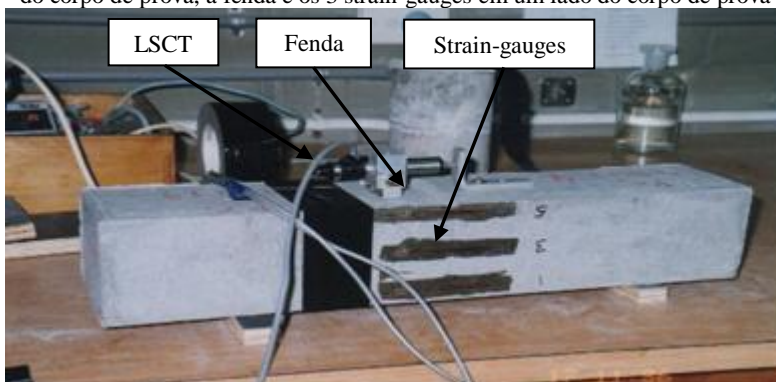


Figura 20 – Montagem dos ensaios de fratura para os CRF



O comprimento da fissura foi também obtido por meio de observação visual do desenvolvimento da fenda. O processo de desenvolvimento de fenda e sua extensão também foram gravados em uma câmara de vídeo colocada em frente a um dos lados do aparelho de ensaio, enquanto os ensaios de carga aplicada no terço médio eram realizados. A profundidade do entalhe ou fenda foi de 5mm. O entalhe foi conseguido colocando-se um pequeno pedaço de madeira em forma triangular no meio dos moldes, antes que as amostras foram moldadas. Desta maneira, a fenda foi feita naturalmente nos prismas. O entalhe tinha duas funções: ser o iniciador de fissura e para proporcionar uma fissura na seção média do corpo de prova, onde o LSCT foi colocado para obter medidas de abertura de fissura neste local. Os ensaios foram conduzidos até uma abertura de fissura (na maior parte das amostras) de cerca de 9mm.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

4.1 Introdução

Este capítulo aborda os resultados dos ensaios das propriedades nas primeiras idades de três diferentes concretos projetados, a saber, CPS, CFP e CPFA; e três concretos moldados e compactados (sem ser projetado), a saber, CS, CRFP e CRFA. As propriedades avaliadas foram: velocidades de pulso ultrassônico (VPU); resistência à compressão, flexão e tração; módulo de elasticidade; retração e fluência; e abertura de fissuras apenas nos traços com fibras, nas primeiras idades até 28 dias (Tabela 14 e Tabela 15).

É importante analisar os dados sob condições ambientais equivalentes. Uma abordagem de maturidade teve que ser feita para obter a idade equivalente dos parâmetros aqui investigados, principalmente para determinar os tempos de pega. Desta forma, todos os concretos foram ajustados por maturidade à temperatura de 23°C.

Estes dados experimentais, além de demonstrarem as propriedades físicas e mecânicas dos concretos investigados desde as primeiras idades foram ajustados à idade correspondente da temperatura em um espesso bloco de concreto, em condições semiadiabáticas utilizados no modelo dos capítulos 5 e 6.

4.2 Velocidade de pulso Ultrassônico- VPU

Para que o método não destrutivo de PU- Pulso Ultrassônico seja confiável em materiais heterogêneos como o concreto, utilizando-se a equação (2.29), a seguinte relação $d \leq \lambda \leq L$ deve ser satisfeita conforme Constantinides e Ulm (2004).

Para esta pesquisa:

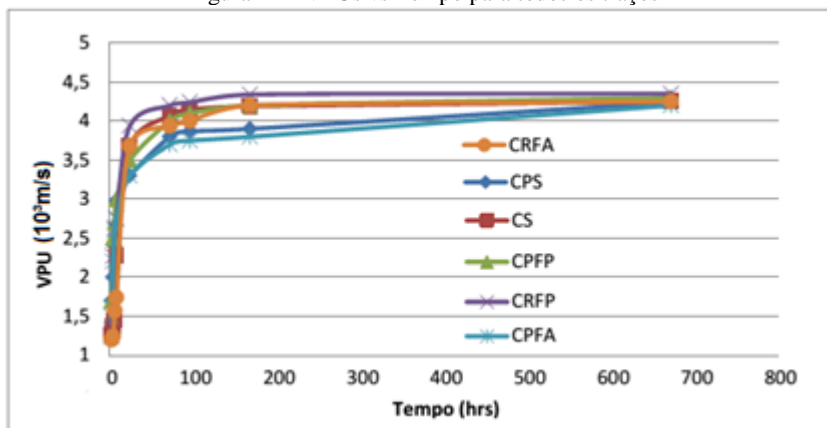
- o diâmetro característico do agregado graúdo=10 mm;
- comprimento $L=500\text{mm}$;
- $VPU_{\text{mín}} = 1\text{km/s}=1000\text{m/s}$ e
- $f= 54\text{kHz}=54.000/\text{s}$.

Desta forma, $d=10\text{mm} \leq \lambda=19\text{mm} \leq L=500\text{mm}$ está satisfeita. Portanto, pode-se adotar VPU com segurança nesta pesquisa.

Um dos fatores críticos para o estudo da VPU é a formação da resistência do material, que implicará na obtenção das correspondentes leituras de PU. Nesta pesquisa foi possível obter leituras a partir de 30 minutos de idade com VPUs em torno de 1km/s nos concretos aqui investigados.

A Figura 21 mostra as VPUs de todos os traços em concreto projetado e moldados (mais detalhes nas Tabelas 16 a 18 para os concretos projetados; e nas Tabelas 19 a 21 para os concretos moldados). Como pode ser observado, todos os traços atingiram VPU de 4km/s= 4000m/s, entre 7 a 13 dias de idade, que segundo Malhotra (1996) é um indicativo de um concreto de boa qualidade.

Figura 21 – VPUs vs Tempo para todos os traços



Pode ser observado na Figura 21 que aos 28 dias de idade, todos os traços, tanto em concreto projetado com aceleradores de pega (CPS, CPFP e CPFA), bem como os traços moldados sem aceleradores de pega (CS, CRFP e CRFA) atingiram as mesmas VPUs de aproximadamente 4,3km/s. Isso indica que todos os concretos têm propriedades físicas similares nesta idade. As diferenças nas VPUs iniciais se devem ao fato de que a adição do acelerador de pega produz graus de hidratação diferentes nas primeiras idades, se comparado com um concreto sem acelerador.

Tabela 16- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPS

Idade (hrs)	Densidade (kg/m ³)	VPU (10 ³ m/s)	Fc (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2180	1,7	0,6			
4	2070	2	0,8	7000	3280	5700
6	2090	2,4	2,49	11000	5860	8450
8	2100	2,98	4,0	14300	7470	10380
24	2134	3,3	10	19000	13600	12800
72	2147	3,8	17	24100	22270	17700
168	2100	3,9	20	26300	26800	19600
672	2200	4,24	31	33200	32100	25900

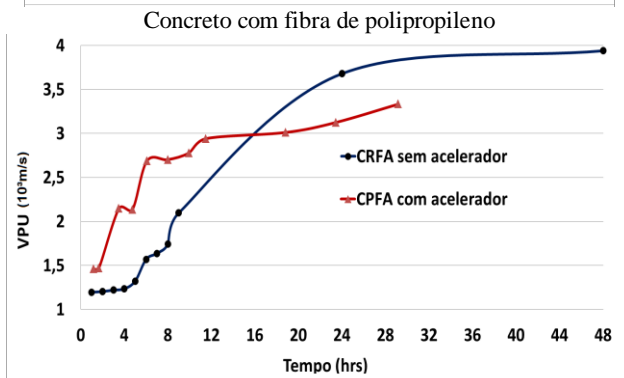
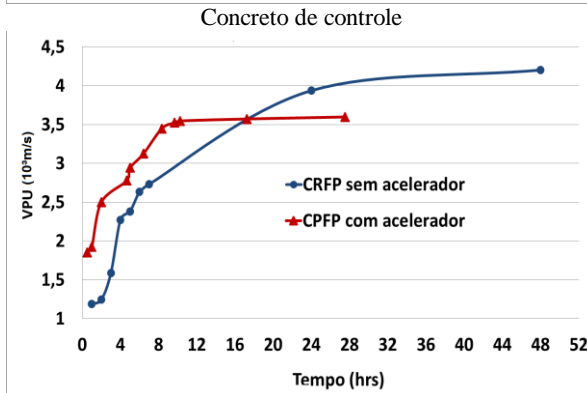
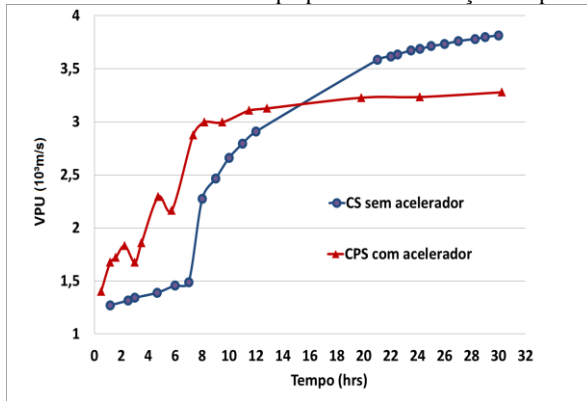
Tabela 17- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPF P

Idade (hrs)	Densidade (kg/m ³)	VPU (10 ³ m/s)	Fc (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2070	1,7	0,8	6000	2570	5100
4	2070	2,5	1,4	7000	4240	7900
6	2073	2,7	4,7	16300	5600	12700
8	2073	3,0	6,2	17800	7350	13600
24	2174	3,5	9,7	20710	14300	15400
72	2194	4,0	17	23100	21300	16800
168	2195	4,2	19,5	25600	25700	18250
672	2200	4,3	30,5	32500	30600	22000

Tabela 18- Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CPFA

Idade (hrs)	Densidade (kg/m ³)	VPU (km/s)	Fc (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2008	1,5	0,43			
4	2009	2,2	0,8			
6	2010	2,6	2,49	11500	6500	9406
8	2010	2,75	3,1	12400	8370	10000
24	2011	3,3	5	17500	16700	14168
72	2012	3,7	12	19359	24900	17082
168	2013	3,72	19	23259	30100	18053
672	2014	4,2	30	29446	35900	22333

Figura 22 – Detalhe de VPU vs Tempo para todos os traços nas primeiras horas



O acelerador de pega gera VPUs de maior magnitude, mas à medida que o aditivo perde seu efeito, a hidratação se atenua (CPS, CPFP e CPFA). Entretanto, para os traços sem acelerador de pega, a hidratação é baixa nas primeiras horas e é compensada mais tarde com uma taxa de hidratação mais alta depois que a pega se inicia (CS, CRFP e CRFA) (Figura 21).

De acordo com Zhang et al (2010), quando a $VPU=1,5\text{km/s}$ termina no gráfico VPU vs tempo indica o início da pega, ocorrendo a partir daí um crescimento abrupto da curva de VPU x tempo. Quando o crescimento abrupto termina, indica que a pega final terminou, iniciando, portanto, a partir deste ponto, o período de endurecimento do concreto. Entretanto, segundo Reinhardt e Grosse (2004), o tempo de pega final acontece quando a $VPU=1,5\text{km/s}$ ocorre. E o início do endurecimento indica que o concreto tem condição de suportar cargas; ou uma resistência à compressão de 0,7 MPa no cilindro padrão (Mindess et al, 2003; ASTM C 403 2008; ASTM 191-08; Pinto e Hover, 2000).

A Figura 22 (a, b, c) mostra as curvas de VPU das primeiras 30 horas de todos os concretos investigados:

A Figura 22.a mostra as curvas do concreto de controle, sem fibras (CS e CPS). Pode ser observado que CS começa a ter pega em torno de 7 horas de idade e pega final termina em torno de 8 horas de idade; CPS teve pega inicial há 1 hora de idade e pega final em torno de 8 horas de idade, segundo Zhang et al (2010).

A Figura 22,b mostra as curvas de VPU para o concreto com fibra de polipropileno (CRFP eCPFP). Observa-se que CRFP teve pega inicial em torno de 5 horas de idade e a pega final terminou em torno de 6 horas de idade; CPFP apresentou pega inicial há 1 hora de idade e a pega final terminou às 3 horas de idade, segundo Zhang et al. (2010).

A Figura 22,c mostra as curvas de VPU para o concreto com fibra de aço. Observa-se que CRFA teve sua pega inicial em torno de 7,5 horas de idade e a pega final terminou em torno de 12 horas de idade. CPFA teve pega inicial em torno de 4 horas de idade e a pega final terminou em torno de 7 horas de idade, segundo Zhang et al. (2010).

Por outro lado, analisando a Figura 22 segundo Reinhardt e Grosse (2004), CS teve pega final em torno de 8 horas de idade, CRFP às 4 horas de idade, e CRFA por volta das 6 horas de idade. Enquanto que todos os concretos projetados tiveram pega final na primeira hora de idade.

Baseando-se nas descrições acima, observa-se claramente o efeito do acelerador de pega nos concretos projetados.

Analisando-se também os gráficos da Figura 22, percebe-se que o concreto reforçado com fibra de polipropileno teve um crescimento acentuado de VPU nas primeiras horas, indicando que a pega iniciou mais cedo do que os concretos de controle e reforçado com fibra de aço.

4.3 Resistência à compressão

Os ensaios de compressão foram realizados em 2 ou 3 amostras de 150mm de diâmetro x 300mm de altura para cada idade nos concretos projetados; e em cilindros de 100mm de diâmetro x 200mm de altura nos concretos moldados sem aceleradores de pega. Mais detalhes acerca das resistências à compressão dos concretos estudados se encontram nas Tabelas 16 a 21.

Analisando a Figura 22, os concretos deveriam ter propriedades similares quando suas VPUs se cruzassem. Por exemplo, para o CRFP e CPFPP tal fato ocorreu às 16 horas de idade, correspondendo a uma $F_c = 8$ MPa para tais concretos conforme as Tabelas 17 e 20.

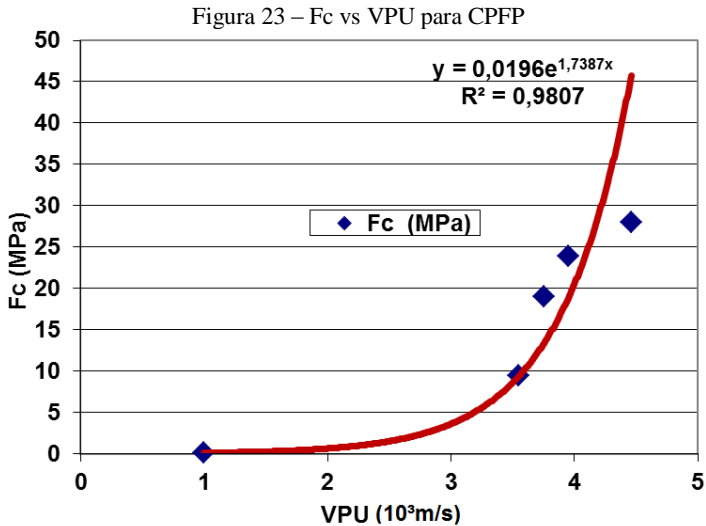
Nos corpos de prova em concreto projetado, os vazios (faveolamento) observados em alguns dos cilindros de concreto projetado (jateado diretamente nos moldes) provocaram baixas densidades, prejudicando os resultados de F_c nestes concretos (conforme as Tabelas 16 a 18).

Como esperado, a adição de um baixo volume de fibras para os traços com fibras não aumentou a resistência à compressão (McGregor et al., 1995). Nos CPFA e CPFPP houve até uma diminuição da resistência à compressão quando comparado com CPS. Isto provavelmente é devido ao fato que as fibras tornam o concreto projetado menos denso (segunda coluna da Tabela 17 e Tabela 18).

Apenas para comparação, foram moldados seis (6) amostras de CPFPP e CPFA em cilindros de 100mm de diâmetro x 200 mm de altura com concreto projetado sem acelerador de pega e compactados, conforme mostrado na Tabela 36 do Apêndice B. Bem como, 3 cilindros foram extraídos de um painel aos 7 dias de idade em CPFA. Pode ser notado um grande aumento na resistência à compressão, nas amostras compactadas em comparação com a dos cilindros grandes, sem compactação. É relatado na literatura de concreto projetado que a resistência à compressão do concreto projetado pode ser 30% mais baixa do que em seu homólogo moldado e bem compactado. Esta diferença pode ser atribuída ao ricocheteamento/retorno (resultando em perda de agregado graúdo) e a baixa densidade (Neville, 1995; Banthia et al,

1994; Malhotra, 1974). Por outro lado, a resistência à compressão dos cilindros extraídos aos 7 dias de idade é similar à dos cilindros de 150 mm de diâmetro de concreto projetado jateado diretamente nos moldes. Entretanto, somente aos 7 dias de idade foi possível extrair os corpos de prova, o que faria impossível realizar os ensaios às 24 horas de idade, como foi feito nos grandes cilindros jateados.

Relações entre VPU e resistência à compressão F_c de todos os traços de concreto projetado foram obtidas (Figura 23 para CPFP, mais detalhes na Figura 62 para CPFA e Figura 63 para CPFA do Apêndice A). Foi assumido uma VPU=1km/s correspondente ao valor inicial de $F_c=0$ MPa, indicando que o concreto ainda está em seu estado líquido.



Conforme mostrado abaixo, para todos os traços de concreto projetado (CPS, CPFP e CPFA), equações exponenciais foram obtidas quando VPU e F_c foram relacionadas (equação (4.1), (4.2) e (4.3) ou, Figura 23, Figura 62 e Figura 63 no Apêndice A). Isto pode ser explicado pelo fato de que o concreto está se tornando sólido a partir de um estado líquido, pastoso. A resistência e o módulo de elasticidade estão aumentando exponencialmente com o tempo, numa elevada taxa durante o processo de hidratação mais vigoroso, por exemplo, até às 24 horas de idade.

$$F_c = 0,0207e^{1,7121 \cdot VPU} \quad (4.1)$$

$$FC = 0,0196e^{1,7387 \cdot VPU} \quad (4.2)$$

$$FC = 0,0178e^{1,873 \cdot VPU} \quad (4.3)$$

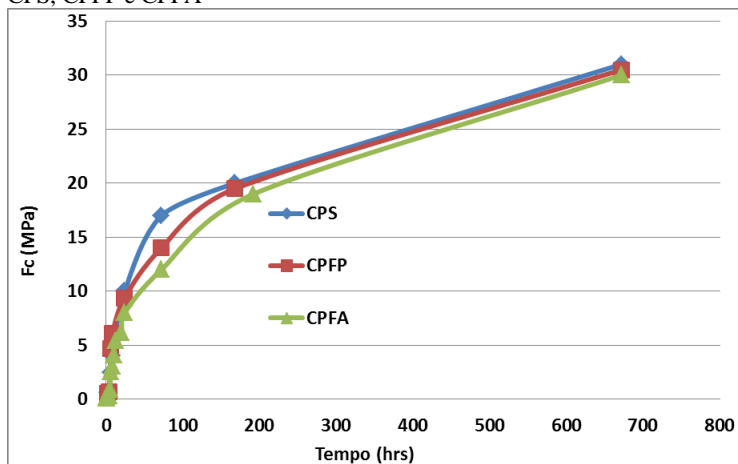
Em que:

VPU é a velocidade de pulso ultrassônico (km/s)

Fc é a resistência à compressão (MPa)

A evolução do Fc com o tempo para todos os traços de concreto projetado pode ser vista na Figura 24. Os valores das Fcs, anteriores a 24 horas, foram estimados pelas relações VPU mostradas na Figura 23 e Figura 62 e Figura 63 no Apêndice B, pois nenhum ensaio de compressão foi realizado nos traços de concreto projetado durante este período de tempo (quarta coluna nas Tabelas 16 a 18).

Figura 24 – Evolução de Fc vs tempo para todos os traços de concreto projetado CPS, CPFP e CPFA



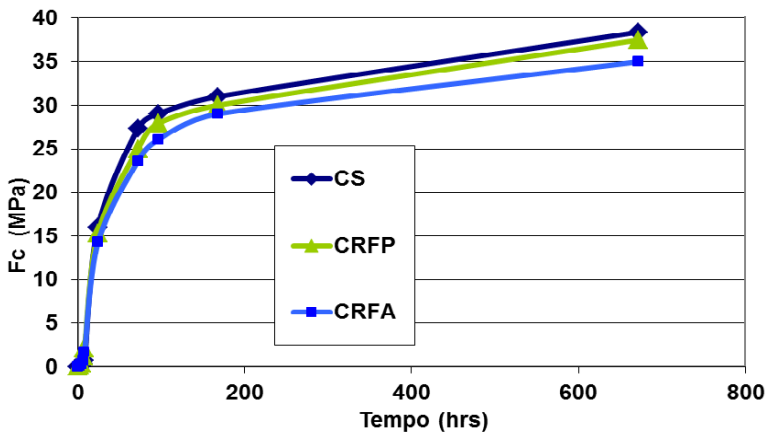
Fazendo a análise do tempo de pega para os concretos projetados, pela $F_c=0,7$ MPa e a $VPU=1,5$ km/s como determinantes do tempo de pega final, pode-se afirmar baseando-se na Figura 22 e as Tabelas 16 a o que segue:

- CPS apresentou $F_c=0,7$ MPa entre 2 e 4 horas de idade, CPFP apresentou $F_c=0,8$ MPa às 2 horas de idade, enquanto CPFA teve $F_c=0,7$ logo após as 4 horas de idade, indicando que nestas idades terminou a pega final e começou o endurecimento. Por outro lado, nestas idades todos os concretos projetados exibiram VPUs maiores do que 1,5 km/s

demonstrando que tal abordagem não se aplicou completamente para estes traços (Mindess et al, 2003; ASTM C 403 2008; ASTM 191-08; Pinto e Hover, 2000, Reinhardt e Grosse, 2004) .

A Figura 25 mostra os valores experimentais dos concretos moldados, a saber, CS, CRFP e CRFA. Analisando as Tabelas 16 a 21, bem como a Figura 24 e Figura 25, percebe-se que as Fcs dos concretos moldados apresentam resultados ligeiramente mais elevados nas idades posteriores a 24 horas, mesmo ajustando ao cilindro de 150mm de diâmetro, aos cilindros de 100mm de diâmetro conforme Neville, 1995. Tal fato provavelmente se deve, novamente, à menor densidade nos concretos projetados (Banthia et al, 1994;. Malhotra, 1974), bem como, aos efeitos adversos dos aceleradores de pega nas idades mais avançadas destes mesmos concretos (Melbye, 1996); Meyco, 2009), (ver Figura 23 e Figura 62 e Figura 63 no Apêndice A).

Figura 25 – Evolução de Fc vs tempo para CS, CRFP e CRFA



Também pode ser observado nas Tabelas 19 a 21, que os concretos moldados CS e CRFA apresentaram resistências à compressão $F_c = 0,7$ MPa às 8 horas e por volta de 7 horas de idade respectivamente, enquanto CRFP apresentou resistência à compressão F_c mais alta antes das 8 horas de idade, indicando que nestas idades o tempo aconteceu a pega final (Mindess et al, 2003; ASTM C 403 2008; ASTM 191-08; Pinto e Hover, 2000). Para tais concretos a VPU=1,5 km/s aconteceu nestas mesmas idades confirmando o que Reinhardt e Grosse (2004) estipulam. a fase de endurecimento destes concretos.

Tabela 19 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CS

Idade (hrs)	Densidade (kg/m ³)	VPU (km/s)	Fc Ensaaios (MPa)	E Ensaaios (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2 216	1,24	0,03	2,3			
4	2 182	1,36	0,09	5,64			
6	2 209	1,45	0,3	21,6			
8	2 228	1,5	0,64	82		13869	4076
24	2 205	3,68	16	21500	22255	21459	20928
72	2 201	4,07	27,3	26850	27200	27610	26142
168	2 203	4,19	32	30 658	30386	31096	30476
672	2 197	4,25	38,4	35 250	32250	34805	34642

Tabela 20 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CRFP

Idade (hrs)	Densidade (kg/m ³)	VPU (km/s)	Fc Ensaaios (MPa)	E Ensaaios (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2 244	1,24	0,079	3,84			1284
4	2 228	1,4	0,379	20,15			2783
6	2 222	2,63	1,157	193,7		6008	4844
8	2 221	2,75	2,076	460	12000	7727	6484
24	2 203	3,94	15,3	21200	25000	15366	17391
96	2 174	4,24	23,6	26256	29000	22852	21174
168	2 194	4,34	30	29129	30000	27558	23797
672	2 200	4,42	37,5	34800	32000	32909	26894

Tabela 21 – Densidade, VPU, Fc e Módulo de Elasticidade de CRFA

Idade (hrs)	Density Densidade (kg/m ³)	VPU (km/s)	Fc Ensaaios (MPa)	E Ensaaios (MPa)	E (estático) (MPa)	E CEB-FIP (MPa)	E ACI (MPa)
2	2 201	1,2	0,077	2,2			
4	2 204	1,24	0,285	18,5			
6	2 206	1,57	0,655	99,9			
8	2 209	1,74	1,64	315	4975	8040	6030
24	2 209	3,68	14,25	18480	22255	15989	17312
72	2 208	3,94	23,6	22700	25000	23780	22264
168	2 208	4,2	29	26033	29000	28676	24188
672	2 200	4,27	35	33819	29900	34245	26789

4.4 Módulo de elasticidade

Utilizando a abordagem apresentada na ASTM C 597, Naik e Malhotra (1991) e Timoshenko e Goodyear (1980), os módulos de elasticidade para os traços de concreto projetado (CPS, CPFP e CPFA) aqui investigados foram obtidos usando a equação (2.31). Entretanto tal módulo por VPU é o chamado Módulo Dinâmico. Para o modelo interessa o **módulo estático** que corresponde a 83% do módulo dinâmico (Neville, 1995) e está mostrado na Figura 26 e Tabelas 16 a 18.

Já para os traços moldados, sem acelerador de pega (CS, CRFP e CRFA), os módulos de elasticidade foram inicialmente obtidos por ensaios de compressão, conforme mostrado Figura 27. Também foi determinado o módulo de elasticidade estático por VPU para estes mesmos traços, conforme mostrado na Figura 28 (Tabelas 19 a 21)

Figura 26 – Módulo de elasticidade estático vs Tempo para todos os traços de concreto projetado (83% do módulo dinâmico)

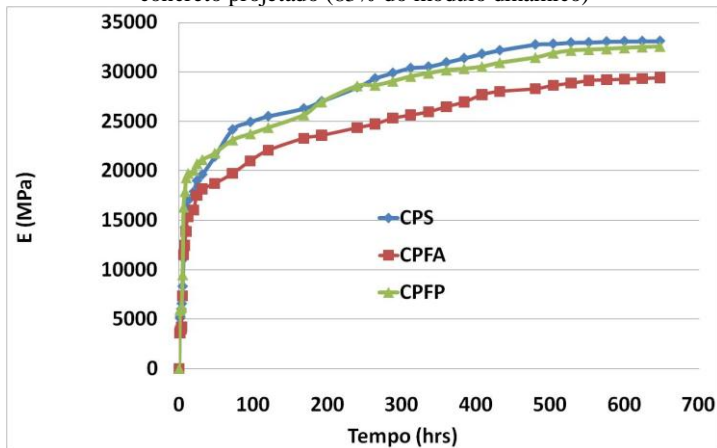


Figura 27 – Módulo de elasticidade vs tempo para CS, CRFP, CRFA (ensaios de compressão)

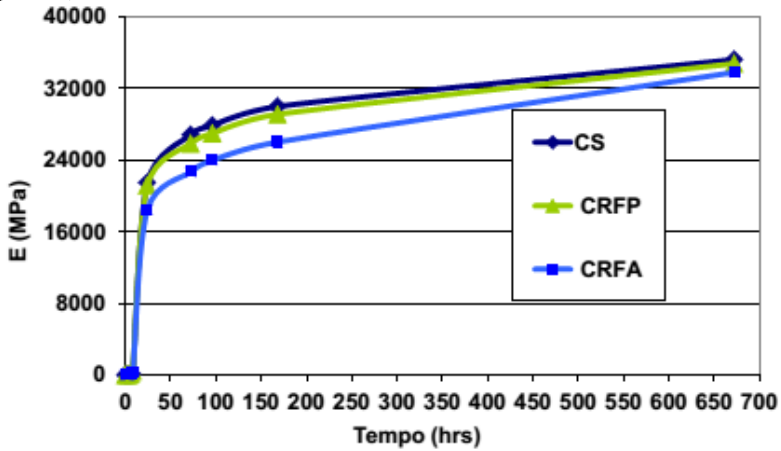
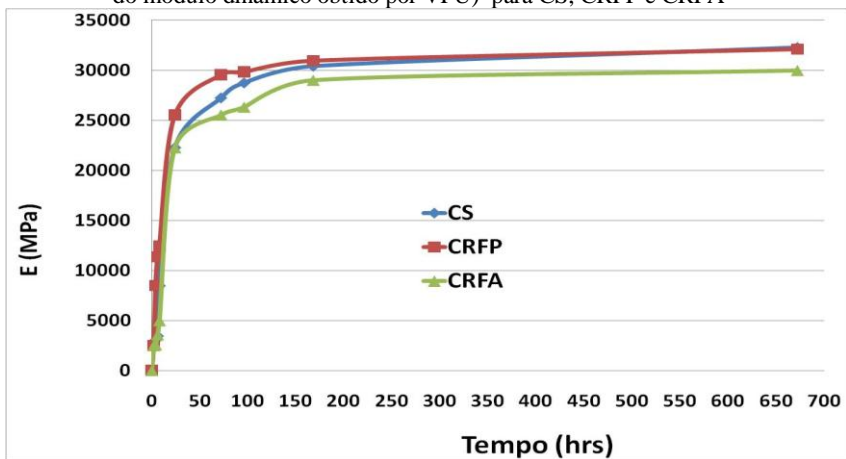


Figura 28 – Módulo de elasticidade estático vs tempo dos concretos moldados (83% do módulo dinâmico obtido por VPU) para CS, CRFP e CRFA



Percebe-se que os módulos de elasticidade estáticos determinados como sendo 83% do módulo dinâmico são similares entre traços homônimos de concretos projetados e os moldados sem aceleradores de pega a partir da pega (Figura 26 e Figura 28); entretanto os módulos fornecidos pelos ensaios de compressão (Figura 27) para CS, CRFP e CRFA continuam sendo maiores do que os dos concretos projetados CPS, CPFPA e CPFA obtidos por VPU (Figura 28).

Também, foram calculados módulos de elasticidades utilizando as equações fornecidas pelo CEB-FIP e o ACI, como mostram as colunas 7 e 8 nas Tabelas 16 a 18 para os concretos projetados (CPS, CPFPA e CPFA), e nas Tabelas 19 a 21 para os concretos moldados (CS, CRFP e CRFA). Observa-se que estes módulos de elasticidade fornecidos por estes códigos de concreto são menores do que os fornecidos pelos ensaios realizados nesta pesquisa.

4.5 Retração por secagem e perda de água

4.5.1 Retração

A retração foi medida apenas nos traços moldados e sem aceleradores de pega (Tabela 15) em cilindros de 100mm de diâmetro x 200mm de altura, conforme mostrado na Figura 8 e na Figura 9 do Capítulo 3. A Figura 29 mostra os resultados da retração em todos os traços, com os cilindros assentados às 4 horas de idade.

Vale ressaltar que tais medidas de retração contêm a retração por secagem e a autógena, pois os ensaios foram realizados enquanto a hidratação se processava, sem o corpo de prova ter sido selado. CRFP e CRFA tiveram desempenhos superiores do que CS no que diz respeito à retração. Aos 28 dias CS teve retração 1,5 vezes mais elevada do que CRFP e CRFA. CS sofreu 944 $\mu\epsilon$, enquanto CRFP e CRFA sofreram 590 $\mu\epsilon$ e 602 $\mu\epsilon$ respectivamente (Figura 29 e Tabelas 22 a 24).

Tal fato comprova o efeito benéfico das fibras em reduzir a retração (Banthia e Gupta (2006); Figueiredo (2011)). Por outro lado, estes valores de retração ainda estão dentro dos limites de retração coletados por Thomas, 2003 apud Shütz et al (2011) para concretos projetados. Segundo os dados coletados por Thomas, a retração do CS (944 $\mu\epsilon$) aqui investigada está pouco abaixo da banda de limite superior de retração aos 28 dias de idade (1200 $\mu\epsilon$), enquanto as retrações de CRFP e CRFA (590 $\mu\epsilon$ e 602 $\mu\epsilon$) estão pouco abaixo do limite

intermediário ($700 \mu\epsilon$). Entretanto, para cimento SL usado nesta pesquisa, a AS 3972 especifica uma deformação máxima por retração por secagem de $750 \mu\epsilon$ com a idade de 28 dias, começando as medidas de retração quando os corpos de prova são desmoldados, após cura úmida de 7 dias (SL Cement, 2012). O que não é o caso da pesquisa desta tese, que começou a medir retração às 4 horas de idade para todos os traços aqui investigados.

Entretanto é importante notar que em peças restringidas, as deformações de retração só resultarão em tensões induzidas, a partir do chamado "Tempo Zero". E que as deformações que ocorrem antes do "Tempo Zero" podem ser ignoradas para efeito de cálculo de tensões, uma vez que estas não resultarão em tensões (Cusson e Hoogeveen (2007).

Segundo Cusson e Hoogeveen (2007), o "Tempo Zero" pode ser o tempo de pega inicial, ou o tempo de pega final, ou qualquer outro tempo, uma vez que não há consenso acerca do exato tempo para o "Tempo Zero". Partindo-se do pressuposto aceito de que o tempo de pega final é a idade em que o concreto suporta uma tensão de compressão de $0,7 \text{ MPa}$ (Mindess et al, 2003, ASTM C 403 2008, ASTM 191-08, Pinto e Hover, 2000), pode-se portanto inferir que até esta idade só ocorreu retração plástica em CS, CRFP e CRFA e tais retrações podem ser desprezadas para efeito de cálculo de tensões induzidas, uma vez que não resultarão em tensões. Já o Código Japonês, JCI Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, sugere que o "Tempo Zero" é o tempo de pega inicial.

Figura 29 – Retração vs tempo de CS, CRPF e CRFA medidas desde as 4 hrs de idade

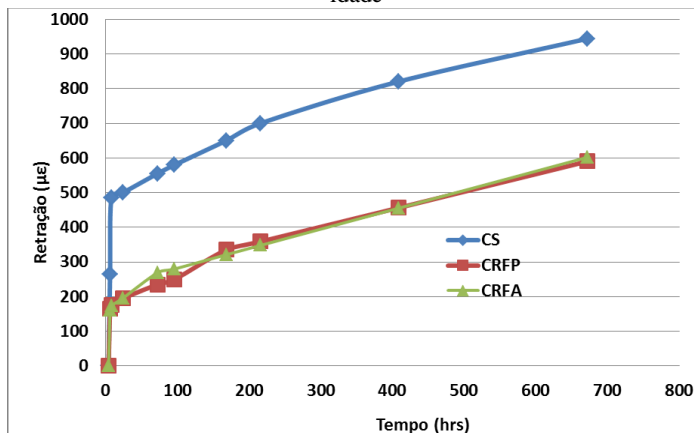
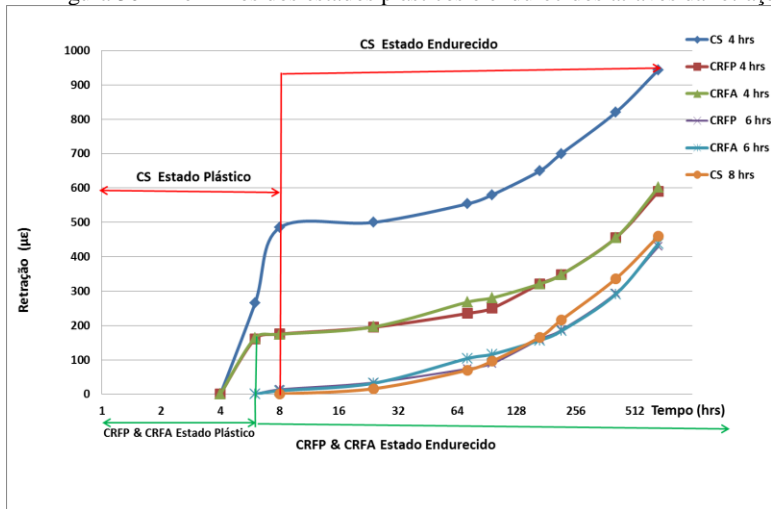


Figura 30 – Domínios dos estados plásticos e endurecidos através da retração



Para melhor ilustrar os efeitos da retração, a Figura 30 mostra as curvas de retração em escala logarítmica. Observando-se as curvas de retração de CS, CRFP e CRFA assentados às 4 horas de idade (Figura 30), o crescimento abrupto da retração no início dos experimentos, pode ser assumido como a fase plástica da retração. Observa-se que após a fase plástica, todos os concretos desenvolveram deformações de retração de magnitudes similares.

Desta forma, baseando-se na Figura 30, pode ser assumido que CRFP e CRFA permaneceram no estado plástico até às 6 horas de idade, enquanto CS permaneceu no estado plástico até às 8 horas de idade, indicando que os traços com fibras desenvolveram pegadas mais cedo. O único fator que poderia contribuir para uma possível aceleração de pega nestes traços é a adição das fibras. As fibras adsorvem água na sua superfície impedindo perda de água e consequentemente acelerando a pega. Em 1995 Soroushian et al apud Tanesi e Figueiredo (1999) detectaram tal fato para a fibra de polipropileno, mas não havia provas suficientes que embasasse tal observação. Entretanto, nesta pesquisa tal fato foi também observado.

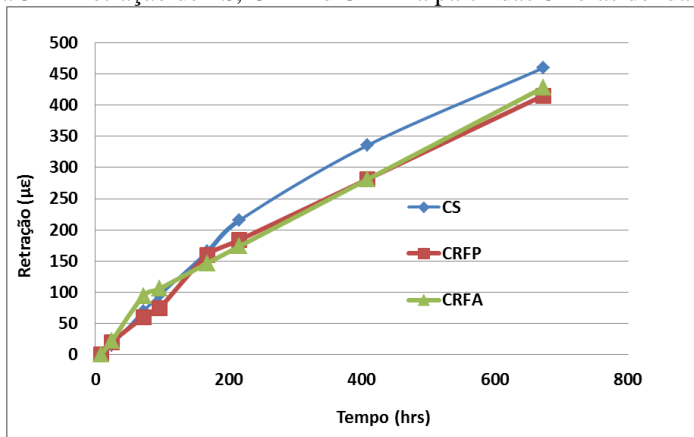
Na fase de endurecimento todos os concretos retraíram de maneiras similares, indicando que as fibras foram eficazes para reduzir a retração durante a fase plástica, como mostrado na Figura 30. Na fase de

endurecimento CS apresentou $459\mu\epsilon$, enquanto que CRFP e CRFA apresentaram $430\mu\epsilon$ aos 28 dias de idade. Agora AS 3972 foi confirmada para o cimento SL aqui utilizado, com retrações inferiores a $750\mu\epsilon$ aos 28 dias de idade.

Portanto, para efeito de cálculo das tensões induzidas por retração, a fase plástica pode ser desprezada, e as curvas de retração podem ser rearranjadas como mostrado nas curvas CRFP 6hrs, CRFA 6hrs e CS 8hrs na Figura 30.

Baseando-se também nos itens anteriores deste capítulo com respeito à pega por VPU (Figura 22), pode ser inferido para CRFP e CRFA que a pega inicial começou por volta de 6 horas de idade (Figura 30 e Figura 31). Para CS a pega inicial começou por volta de 8 horas de idade. Pelo exposto observa-se que todos os traços apresentaram alguma similaridade com respeito aos seus respectivos tempos de pega inicial, independentemente do parâmetro utilizado para a sua determinação.

Figura 31 – Retração de PS, CRFP e CRFA a partir das 8 horas de idade



4.5.2 Perda de água

Paralelamente ao estudo de retração, foi feito um estudo para relacionar a retração e a pasta, através da perda da água, à medida que a hidratação e a retração avançavam, como mostrado na Figura 32 para CS, CRFP e CRFA com o tempo, no período de 28 dias (mais detalhes nas Tabelas 22 a 24). Como a pasta é a única fonte de retração, bem como não houve perda de cimento, a variação da massa da pasta

corresponderá à perda de massa de água, enquanto a retração se processava.

Se for levado em conta a massa de pasta contida num corpo de prova padrão, CS apresentou uma massa de pasta ligeiramente maior (1,22 kg às 2 horas de idade e 1,19 kg aos 28 dias) do que os traços com fibras (1,17kg às 2 horas de idade e 1,16 kg aos 28 dias) conforme as Tabelas 22 a 24. A perda de água por CS é 3 vezes maior do que em CRFA e CRFP, o que justifica a grande retração plástica em CS até as 8 horas de idade.

Tabela 22 – Perda de H₂O, pasta, taxa de evaporação e retração de CS

Idade	Perda H ₂ O	Pasta	Taxa de evaporação	Retração
(hrs)	%	(kg)	(kg/m ² .h)	(με)
2	0	1,22558	0	0
4	0,8	1,22271	0,01999	0
6	2,6	1,216252	0,0453	264,9
8	4,7	1,208718	0,0519	484,8
24	5,2	1,206924	0,00182	500
72	6	1,204054	0,00081	554,75
168	7,5	1,198673	0,000757	650
672	8	1,196879	0,0000476	944

Tabela 23 – Perda de H₂O, pasta, taxa de evaporação e retração de CRFP

Idade	Perda H ₂ O	Pasta	Taxa de evaporação	Retração
(hrs)	%	(kg)	(kg/m ² .h)	(με)
2	0	1,175276	0	0
4	0	1,175276	0	0
6	0,3	1,174241	0,00735	161
8	0,6	1,173206	0,0073	175
24	1,7	1,169411	0,00335	195
72	2,23	1,167583	0,00053	237
168	2,4	1,166996	0,00077	335
672	2,8	1,16534	0,0000548	590

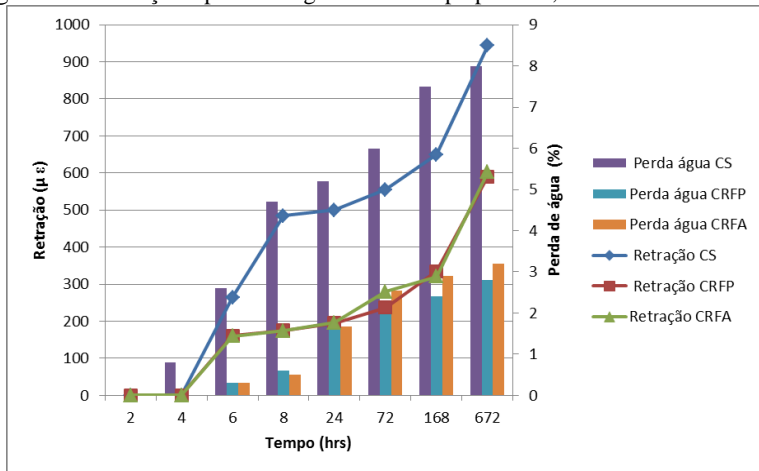
Tabela 24 – Perda de H₂O, pasta, taxa de evaporação e retração de CRFA

Idade	Perda H ₂ O	Pasta	Taxa de evaporação	Retração
(hrs)	%	(kg)	(kg/m ² .h)	(με)
2	0	1,172919	0	0
4	0	1,172919	0	0
6	0,3	1,17189	0,00728	160
8	0,5	1,171204	0,00484	174,2
24	1,68	1,167238	0,00357	196
72	2,54	1,164206	0,00086	280
168	2,9	1,162972	0,00018	321
672	3,2	1,161943	0,0000322	602

A Figura 32 mostra a relação da retração com a perda de água no mesmo período de tempo, onde pode ser observada a grande retração e a correspondente perda de água por CS na fase plástica; enquanto que os traços com fibras desenvolveram baixas retrações e perdas de água no mesmo período.

Em um cilindro de 100mm de diâmetro x 200mm de altura, CS perdeu 30ml de água no período medido, enquanto CRFP e CRFA perderam apenas 10ml de água. A maior taxa de perda d'água em CS aconteceu nos primeiros dias (Figura 31 e Figura 32).

Figura 32 – Retração e perda de água com o tempo para CS, CRFP e CRFA



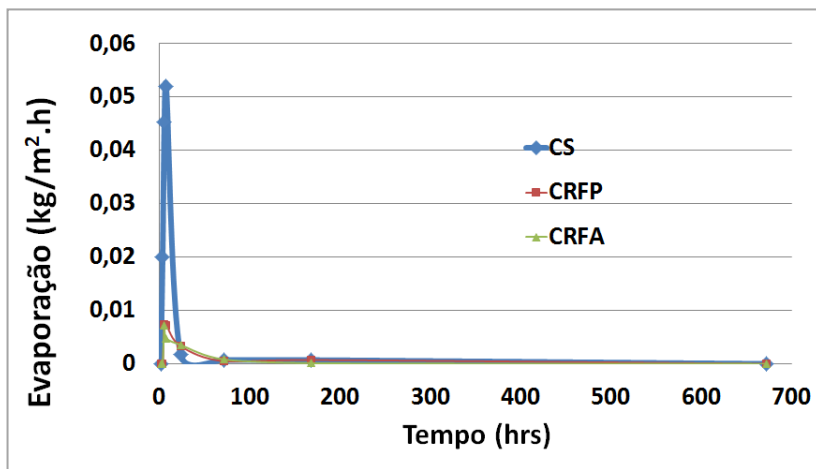
A Figura 32 mostra que os CRF (CRFP e CRFA) perderam apenas **0,5 %** da água inicial nas primeiras 8 horas de idade, enquanto CS perdeu **4,7 %** no mesmo período. A maior parte da água perdida por CRFP e CRFA ocorreu depois das 8 horas de idade perfazendo aos 28 dias um total de 2,2 e 2,3 % respectivamente; enquanto CS perdeu 3,3 % a partir das 8 horas de idade até os 28 dias. É notável o poder das fibras para adsorverem água na fase plástica dificultando a evaporação, mas não são tão eficientes na fase de endurecimento. Segundo a Tabela 9, as fibras utilizadas nesta pesquisa não absorvem água.

Portanto, baseando-se nas Figuras 29 a 32 esta menor perda de água e correspondente baixa retração plástica no CRFP e CRFA justificam o uso de fibras em concreto projetado. Provando-se que a maneira mais eficaz de barrar a fissuração por retração plástica em

concretos projetados é impedindo a perda de água do material com a adição de fibras, uma vez que é praticamente impossível fazer cura úmida neste tipo de material (Banthia e Gupta, 2006; Novotex FE0730, 2010; S-152 HPP, 1999, Salvador, 2013).

A taxa de evaporação ou de perda de água foi obtida como sendo a massa de água perdida dividida pela área externa de evaporação, em cada idade, em função do tempo ($\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$) e está mostrada na Figura 33 e Tabelas 22 a 24.

Figura 33- Taxa de evaporação vs tempo de CS, CRFP e CRFA



Observa-se na Figura 33 e Tabelas 22 a 24, que CS teve uma taxa de evaporação significativamente mais alta do que CRFP e CRFA nas primeiras 8 horas de idade, mas após tal idade CS teve baixas taxas de evaporação e todos os concretos se comportaram de maneiras similares. Os concretos reforçados com fibras, CRFP e CRFA, desenvolveram taxas de evaporação entre 7 a 10 vezes menor do que CS nas primeiras 8 horas de idade. Mostrando mais uma vez que as fibras dificultaram a evaporação na fase plástica, mas se comportaram de maneira similar na fase de endurecimento, como demonstrado anteriormente pela retração, “Tempo Zero” e perda de água (Figuras 30 a 32). Pelo acima exposto, ficou evidenciado que a taxa de evaporação tem uma relação direta com a retração.

4.6 Fluência

Para os ensaios de fluência realizados nesta pesquisa, a tensão aplicada foi de 10% da resistência à compressão obtida a partir dos ensaios de F_c . Esta razão de 10% da resistência à compressão é um índice relativamente baixo se comparado com as normas disponíveis e pesquisas para fluência de concreto maduro.

A deformação instantânea, que ocorre quando a carga é aplicada nos ensaios de fluência, reduziu à medida que idade do concreto aumentou no mesmo corpo de prova. Isto é atribuído ao crescimento da rigidez com a idade.

Com base em ACI 209R, pode ser assumido que a deformação de fluência, $\epsilon_{cr}(t_0)$, obtida a partir de ensaios nas primeiras idades pode ser utilizada se a deformação instantânea tem algum efeito plástico (irrecuperável) incluído quando da aplicação da tensão de compressão constante.

Na maioria dos estudos de concreto projetado, o módulo de elasticidade não é determinado em diferentes idades, adotando-se o módulo de elasticidade aos 28 dias, no entanto, neste trabalho, o módulo de elasticidade foi obtido desde as primeiras idades. Portanto, a deformação "elástica" ou instantânea, foi também determinada de acordo com o módulo de elasticidade em cada idade correspondente. Pode ser visto na Tabela 25 que as deformações totais são muito altas nas primeiras idades, o que confirma o comportamento altamente viscoso de CS, CRFP e CRFA nestas idades. Como pode ser notado também, as deformações instantâneas medidas no instante do carregamento nos ensaios de fluência (coluna 4), são menores do que a deformação elástica, mostrada na coluna 5 na Tabela 25 para CS, Tabela 26 para CRFP e Tabela 27 para CRFA.

Tabela 25 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CS

t_i (hrs)	Fc no t_i (MPa)	ε_0 no t_f (E_f) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_i (<i>ensaio</i>) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_i (E) (10^{-6})	ε_{tot} no t_f (10^{-6})	ε_{retr} no t_f (10^{-6})	ε_{flue} No t_f (10^{-6})	CC no t_f
2	0,03	0,08	1362	1304	1879	981	-	-
4	0,09	0,25	1200	1595	2170	944	-	-
6	0,3	0,86	280	1388	1895	680	-	-
8	0,65	1,82	258	780	1696	459	979	3,79
72	27,3	77,4	73	99	656	389	194	2,7

Tabela 26 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CRFP

t_i (hrs)	Fc no t_i (MPa)	ε_0 no t_f (E_f) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_0 (<i>teste</i>) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_i (E) (10^{-6})	ε_{tot} no t_f (10^{-6})	ε_{retr} no t_f (10^{-6})	ε_{flue} no t_f (10^{-6})	CC no t_f
2	0,08	0,22	1237	2150	2649	623	2248	-
4	0,4	1,08	491	1824	2848	593	2253	
6	1,157	3,11	172	604	1260	553	704	4,1
8	2,076	5,60	147	458	1100	543	551	3,75
96	23,6	63,5	90	102	615	404	139	1,54

Tabela 27 – Resumo das deformações dependentes do tempo de CRFA

t_i (hrs)	Fc no t_i (MPa)	ε_0 no t_f (E_f) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_i (<i>ensaio</i>) (10^{-6})	$\varepsilon_{0(inst)}$ no t_i (E) (10^{-6})	ε_{tot} no t_f (10^{-6})	ε_{retr} no t_f (10^{-6})	ε_{flue} no t_f (10^{-6})	CC no t_f
2	0,08	0,24	2303	3500	3983	618	3364	-
4	0,3	0,89	1579	1621	2315	600	1714	-
6	0,7	1,99	660	854	1200	438	762	-
8	1,64	4,9	209	521	1180	389	786	3,76
72	23,6	69	97	111	655	326	260	2,7

Tal deformação elástica, mostrada na coluna 5 destas tabelas foi determinada como a tensão aplicada ($0,1F_c$); dividido pelo módulo de elasticidade (Tabela 25 para CS, Tabela 26 para CRFP e Tabela 27 para CRFA). Estes parâmetros foram medidos minutos antes das amostras serem carregadas em fluência. Uma explicação possível para esta diferença entre a deformação elástica, determinada com o módulo de elasticidade fornecida pelo ensaio de compressão, e a deformação instantânea medida durante os ensaios de fluência (cerca de 5 minutos após a carga foi aplicada), pode ser como segue:

- nas primeiras idades, as propriedades do concreto mudam tão rapidamente que, mesmo alguns minutos após, o módulo de elasticidade ter sido determinado, a resistência do material já mudou, dando uma menor deformação instantânea no ensaio de deformação de fluência, do que a determinada pelo ensaios do módulo de elasticidade.

- outra possível explicação é a de que, quanto mais rápido é aplicada a carga, maior é o valor do módulo de elasticidade (Gilbert, 1988). Então, se 10% da resistência à compressão foi abruptamente aplicada à amostra de fluência, esta irá produzir um módulo de elasticidade maior do que o dos ensaios realizados. O que proporciona uma menor deformação instantânea do que a produzida pelo módulo de elasticidade à compressão determinada pelos ensaios.

- o problema pode também ser uma combinação de ambas as explicações dadas acima: o concreto que endurece rapidamente e a tensão de fluência que foi abruptamente aplicada. Então, em ambas as situações um maior módulo de elasticidade foi produzido proporcionando menores deformações instantâneas do que as obtidas através de ensaios de módulo de elasticidade.

Assim sendo, para facilitar a obtenção dos coeficientes de fluência, adotou-se os dados de deformação instantânea mostrados coluna 4 da Tabela 25 para CS, Tabela 26 para CRFP e Tabela 27 para CRFA.

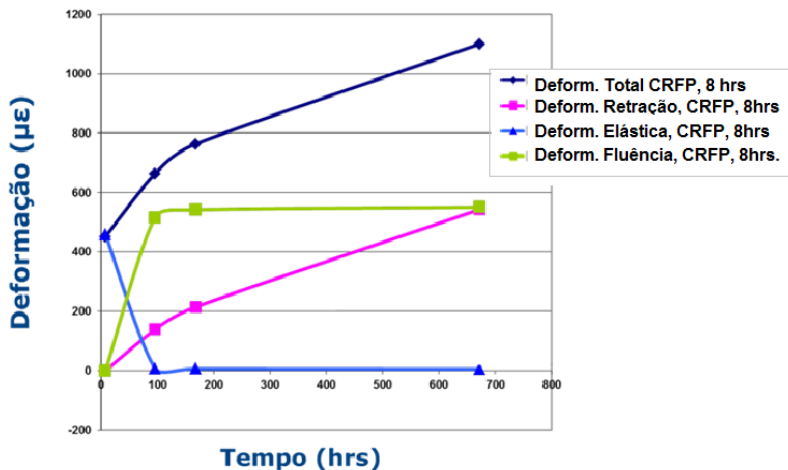
O coeficiente de fluência (CC) é a deformação de fluência em um determinado tempo ou idade dividido pela deformação instantânea no instante do carregamento. Desta forma obtiveram-se coeficientes de fluência de CS, CRFP e CRFA (ver coluna 9 na Tabela 25 para CS, Tabela 26 para CRFP e Tabela 27 para CRFA). Isso significa que os coeficientes de fluência (mostrados na coluna 9 destas tabelas) são a relação entre a deformação de fluência, na coluna 8, dividido pela deformação instantânea que ocorreu nas amostras em cerca de 5 minutos

após terem sido carregadas, como mostrado na coluna 4 destas mesmas tabelas.

Por conseguinte, todos os parâmetros podem ser uma superposição de efeitos, como mostrado na, Figura 34. Figura 64 e Figura 65. Entretanto, baseando-se nas outras propriedades anteriormente determinadas nesta pesquisa e discutidas nos itens anteriores do presente capítulo, pode ser assumido que os dados anteriores às 8 horas de idades, ou seja, antes da pega final podem ser ignorados, pois não produzirão tensões induzidas por deformação de fluência em peças restringidas. Exceto para CRFP que pela

Tabela 20 e Tabela 26 pode ser considerado que a pega final aconteceu entre 4 e 6 horas de idade.

Figura 34 – Superposição dos efeitos das deformações vs Tempo em CRFP carregado às 8 hrs de idade



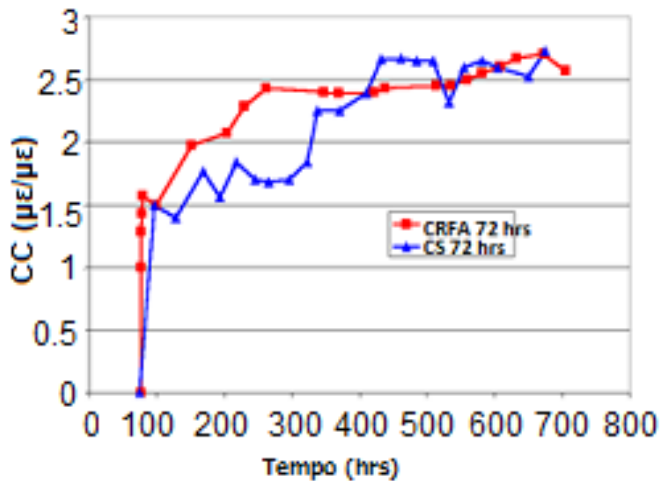
Segundo Bissonnette et al (1995), as fibras não têm efeito sobre a fluência à compressão do concreto. Portanto, o único elemento causador de fluência em CS, CRFP e CRFA é a pasta, cujo teor é praticamente o mesmo para estes concretos.

Na coluna 9 da Tabela 25 para CS, Tabela 26 para CRFP e Tabela 27 para CRFA, observa-se que os coeficientes de fluência nas mesmas idades são similares para todos os traços aqui investigados, pois embora as deformações totais e elásticas fossem diversas para os diferentes traços, aconteceu um comportamento semelhante para todos

os concretos aqui investigados com respeito aos seus coeficientes de fluência.

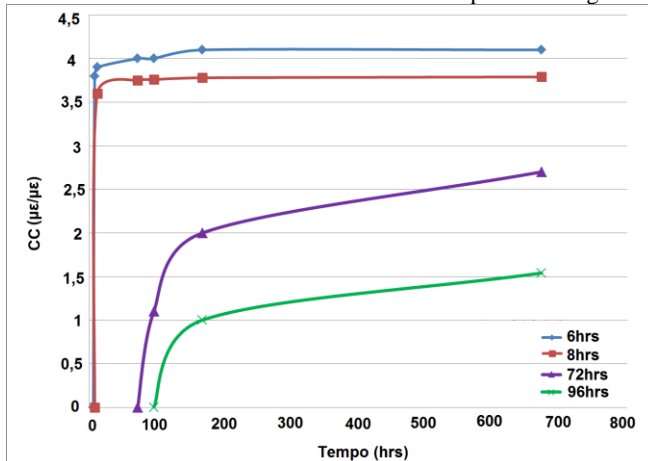
Por exemplo, a Figura 35 mostra os coeficientes de fluência de CRFA e CS, para um tempo de carga às 72 horas de idade. Observa-se que os coeficientes de fluência para ambos, CRFA e CS têm valores semelhantes. Aos 28 dias (= 672 horas) de idade, um coeficiente de fluência de 2,7 foi alcançado para ambos os concretos.

Figura 35 - Coeficientes de fluência vs tempo para CRFA e CS para carregamentos às 72 hrs de idade



Portanto, pelo exposto acima, foi possível obter semelhantes coeficientes de fluência nas respectivas idades, para os traços aqui investigados. E um conjunto de curvas descendentes de coeficientes de fluência carregados às 6, 8, 72 e 96 horas foi obtido, como apresentado na Figura 36. E desta forma adotar este conjunto de coeficientes de fluência para todos os traços aqui investigados. Observa-se que os coeficientes de fluência carregados às 72 horas e 96 horas podem ser considerados de fluência de longo prazo, enquanto que às 6 e 8 horas de idade apresentam fluência de curto prazo (Hellmich, 1999; Schütz et al, 2011).

Figura 36 – Coeficientes de fluência em diferentes tempos de carregamento



4.7 Resultados dos ensaios à flexão

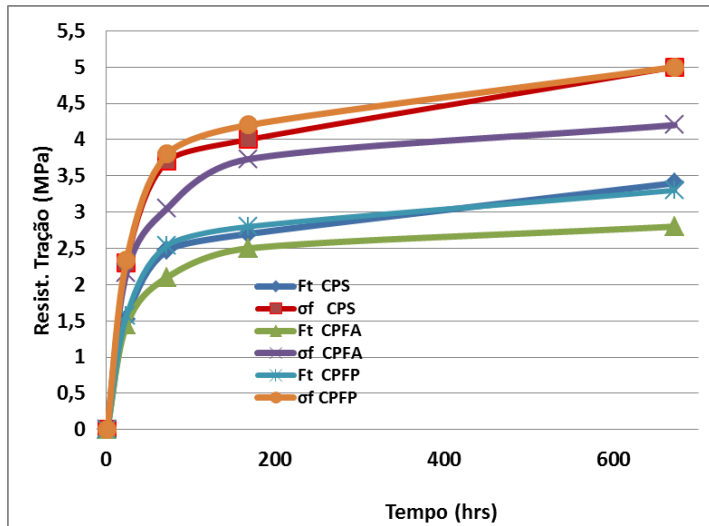
Para os ensaios descritos nas seções 3.4.5 e 3.4.6 do Capítulo 3, as tensões de tração na flexão foram obtidas para todos os traços aqui investigados. O que ficou evidenciado é que tanto os traços em concreto projetado CPS, CPFPA e CPFPA, bem como CRFP e CRFA apresentaram resultados similares entre seus pares. Os ensaios de abertura de fissura nos concretos com fibras foram apenas para confirmar os resultados dos concretos projetados. Como os ensaios de flexão foram realizados a partir de 1 dia de idade, o efeito do acelerador de pega dos traços no concreto projetado já não era sentido.

Os resultados dos ensaios de flexão estão apresentados nas Tabelas 28 a 30. A coluna 3 destas tabelas mostra a carga de ruptura (P), a coluna 4 a flecha na ruptura (δ), a coluna 5 mostra MOR-Módulo de Ruptura ou a resistência à tração na flexão (σ_f). A resistência à tração pura (F_t) foi considerada como sendo 67% do MOR conforme é prescrito em algumas normas para concreto. As resistências à tração na flexão (σ_f) e as resistências à tração pura (F_t) estão mostradas para CPS, CRFP e CRFA na Figura 37, bem como nas Tabelas 28 a 30.

É importante informar que os prismas dos concretos projetados não apresentaram segregação na base como os cilindros de 300mm de altura. Com a fenda de 5mm de altura, como iniciador de fissura, no meio do vão dos prismas dos concretos moldados, foi possível medir a

abertura de fissura diretamente no corpo de prova, e tais medidas confirmaram as calculadas para os traços em concreto projetado. Daí que foi possível usar os resultados de ambos os concretos, projetado e moldado, indistintamente entre pares com fibras, tais como: CPFP e CRFP; CPFA e CRFA.

Figura 37— Resistências à tração vs tempo na flexão (σ_f) e à tração pura (Ft) de todos os traços



Segundo Morgan et al (1995b) concretos projetados para túneis são especificados para apresentar uma Resistência à Tração em Flexão de 4 MPa aos 7 dias de idade, bem como a Resistência à Tração Pura nesta mesma idade deve ser em torno 11% a 14 % da correspondente Resistência à Compressão, o que se confirmou na presente pesquisa conforme coluna 5 nas Tabelas 28 a 30.

Tabela 28 – Dados dos ensaios de flexão de CPS

Tempo	Ft	P	δ	σ_f
(hrs)	(MPa)	kN	mm	MPa
24	1,52	7,6	0,056	2,3
72	2,47	12,5	0,083	3,7
168	2,7	13,6	0,05	4
672	3,4	16,7	0,04	5

Tabela 29 – Dados dos ensaios de flexão de CPFP

Tempo	Ft	P	δ	σ_f
(hrs)	(MPa)	kN	mm	(MPa)
24	1,57	7,8	0,04	2,34
72	2,54	12	0,05	3,8
168	2,8	13	0,05	4,2
672	3,3	16,5	0,05	5

Tabela 30 – Dados dos ensaios de flexão de CPFA

Tempo	Ft	P	δ	σ_f
(hrs)	(MPa)	kN	mm	(MPa)
24	1,44	7,2	0,046	2,16
72	2	10	0,03	3
168	2,5	12,5	0,04	3,73
672	2,8	14	0,05	4,2

As Figuras 38 e 39 mostram os gráficos dos ensaios de flexão vs abertura de fissura para CPFP e CPFA respectivamente:

- observou-se que as fibras de Polipropileno (Figura 38), por terem um baixo módulo de elasticidade começaram a se romper a partir da abertura de fissura de 5mm (mostrado pelas descontinuidades no gráfico) e não apresentaram arrancamento devido a sua grande ancoragem à matriz, pois eram fibras longas e frisadas;

- enquanto que a fibra de aço, que tem um alto módulo de elasticidade, (Figura 39) apresentou arrancamentos a partir da abertura de fissura de 2mm e escoou a partir da abertura de fissura de 3,5mm até o final do ensaio.

- entretanto, segundo di Prisco et al (2010) é assumido que a resistência residual correspondente à fissura com 0,5mm de abertura, representa o estado limite de serviço do compósito; enquanto que a resistência residual correspondente à fissura com 2,5mm, representa o estado limite ultimo do compósito. Pelo exposto, a área de interesse nos gráficos de tensão vs CMOD será até a fissura de 2,5mm de comprimento. E as regiões do gráfico tensão de flexão vs abertura de fissura além das aberturas de fissura de 5mm no CPFP e 3,5mm no CPFA, estão fora do escopo desta pesquisa e servem apenas para ilustrar o comportamento das fibras durante o ensaio de flexão.

Figura 38 – Tensão de tração na flexão vs abertura de fissura de CPFP a 1 dia de idade

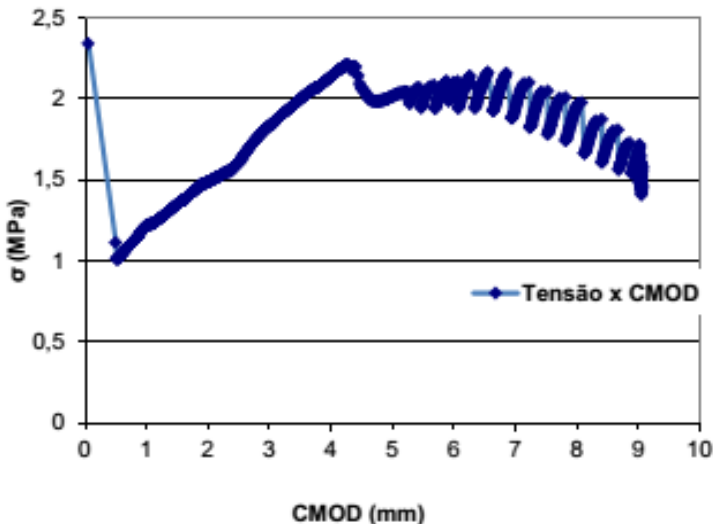
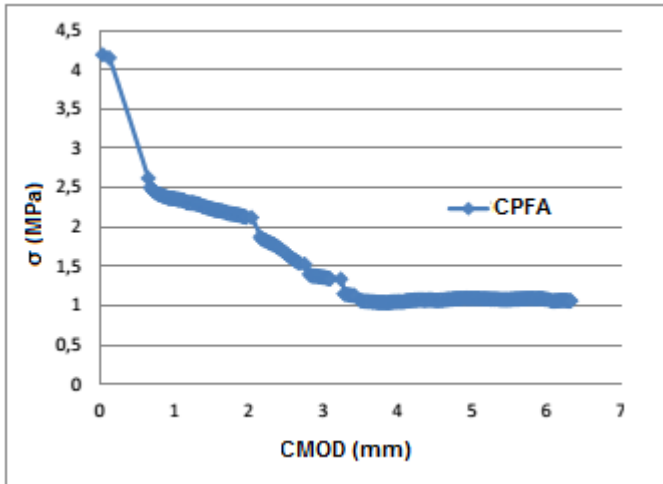


Figura 39 – Tensão de tração na flexão vs abertura de fissura de CPFA aos 28 dias de idade



As relações (tensão de tração vs abertura de fissura) são consideradas como leis físicas do material para alguns autores como Karihaloo (1995). As Figuras 38 e 39 mostram o desenvolvimento destas leis para CPFP e CPFA respectivamente.

Nesta linha de raciocínio foram montados os gráficos de Tensão de Tração Pura vs Abertura de Fissura, para os concretos reforçados com fibras em diferentes idades, até a abertura de fissura de interesse (3,5 mm de comprimento) conforme mostrado na Figura 40 e Tabela 31 para CPFP e Figura 41 e Tabela 32 para CPFA.

Figura 40 – Tensão de Tração Pura vs CMOD de CPFP em várias idades

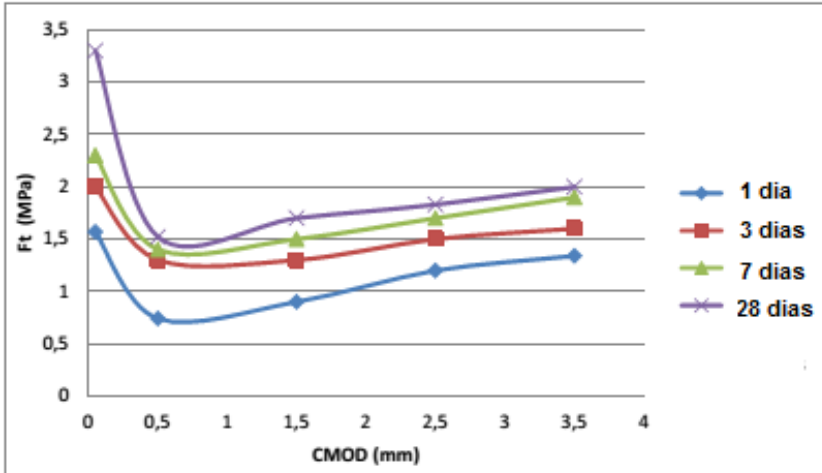


Figura 41 – Tensão de Tração Pura vs CMOD de CPFA em várias idades

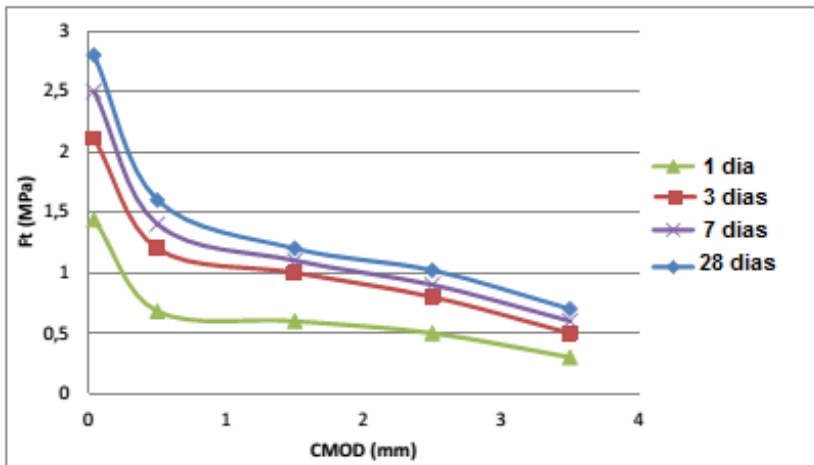


Tabela 31 – Dados de CMOD e Ft de CPFP

w	Ft (24hrs)	Ft (72hrs)	Ft (168hrs)	Ft (672hrs)
(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0,05	1,57	2	2,3	3,3
0,5	0,74	1,3	1,4	1,52
1,5	0,9	1,3	1,5	1,7
2,5	1,2	1,5	1,7	1,83
3,5	1,34	1,6	1,9	2

Tabela 32 – Dados de CMOD e Ft de CPFA

w	Ft (24 hrs)	Ft (72 hrs)	Ft (168 hrs)	Ft (672 hrs)
(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0,04	1,44	2,11	2,5	2,8
0,5	0,68	1,2	1,4	1,6
1,5	0,6	1	1,1	1,2
2,5	0,5	0,8	0,9	1,02
3,5	0,3	0,5	0,6	0,7

Observa-se que CPFP tem um comportamento *strain-hardening* a partir da abertura de fissura de 0,5mm com tensões crescentes enquanto as fissuras aumentaram de tamanho, indicando que tais fibras têm alta ductilidade; enquanto CPFA tem comportamento *strain-softening* nesta mesma região com as tensões tendendo a diminuir à medida que as fissuras aumentaram de tamanho (Figura 40 e Figura 41)

A Figura 42 mostra os corpos de prova ensaiados a 3 dias de idade em flexão. Observa-se na região fissurada que a LN- Linha Neutra não pode subir além de certo ponto porque a fibra extrema, sob tensão de compressão não pode exceder a resistência à compressão do concreto. Desta forma, percebe-se que a fissura correu até à LN, ficando a altura acima da mesma restringida à altura estritamente necessária para agir em compressão no concreto, e manter o equilíbrio do compósito. A parte abaixo da LN é mantida pelas fibras.

Figura 42 – Corpos de prova de CPFA ensaiados em flexão



4.8 Conclusões do Capítulo 4

A seguir serão apresentadas as principais conclusões do que foi observado nos resultados apresentados no presente capítulo.

A adição de fibras não aumentou a capacidade resistente à compressão nos traços em concreto projetado, mas aumentou a capacidade resistente à tração na fase pós-fissurada durante os ensaios de flexão. Por outro lado, a adição de fibras aumentou a resistência à compressão na fase plástica dos concretos não projetados; mas após a pega, os traços com fibras apresentaram resistências à compressão pouco menores do que o traço de controle sem fibras.

A adição de acelerador de pega, usual em qualquer concreto projetado via úmida, interferiu nas propriedades dos concretos projetados durante as primeiras 24 horas de idade. Tal fato intensificou a hidratação com conseqüente aumento das propriedades mecânicas, se comparados aos traços sem aceleradores de pega. Após 24 horas, a hidratação atenuou, e inclusive pode ter interferido na menor resistência à compressão destes traços, se comparado com os traços compactados sem aceleradores de pega.

O Método Não-Destrutivo de VPU foi preponderante para relacionar os concretos aqui investigados, dando informações de quando a pega iniciou em diferentes situações ambientais; forneceu o Módulo de Elasticidade dos concretos; bem como auxiliou nos ensaios de flexão na obtenção do tempo exato quando ocorreu a fissuração dos concretos durante tais ensaios.

O Método de Maturidade foi preponderante para fornecer a idade equivalente, para as diferentes temperaturas e condições ambientais dos concretos aqui investigados.

A adição de fibras diminuiu a retração plástica nas primeiras idades, entretanto após o "tempo zero" a retração foi praticamente a mesma em todos os concretos, sejam eles com fibras ou não. A reduzida retração plástica nos traços reforçados com fibras acredita-se, que seja devida em grande parte à adsorção da água às fibras. Os traços com fibras perderam 3 vezes menos água do que o traço de controle sem fibras.

A taxa de evaporação foi consideravelmente elevada no concreto sem fibras, de controle, nas primeiras 8 horas de idade, quando comparada com os concretos com fibra, porém após esta idade tal taxa de evaporação reduziu em CS e todos os concretos desenvolveram taxas de evaporação similares.

Ficou evidenciado que a perda de água e a taxa de evaporação são diretamente relacionadas com a retração.

Os coeficientes de fluência não foram influenciados pelas fibras, sendo que todos os traços exibiram coeficientes de fluência similares em cada idade de assentamento, a partir das 8 horas de idade. A fluência de curto prazo ficou evidenciada nos ensaios de fluência até iniciados às 8 horas de idade. Enquanto que a fluência de longo prazo ficou evidenciada nos ensaios após esta idade.

Nos ensaios de flexão, CPFPP teve uma tendência *strain-hardening* em todos os ensaios. Isso se deve ao longo comprimento desta fibra (50mm), que apesar do baixo módulo de elasticidade produziu aberturas de fissuras maiores do que as fibras de aço. Tais fibras de polipropileno permaneceram aparentemente em seu regime elástico até a abertura de fissura de interesse, de 3,5mm. Enquanto que CPFPA teve a clara tendência *strain-softening* nos ensaios de flexão, devido ao comprimento menor (30mm), apesar de ser uma fibra de alto-módulo, esta escoou ou mesmo foi arrancada durante os ensaios de flexão, a partir de uma abertura de fissura de 2,5mm.

Os ensaios de compressão nos concretos projetados não se mostraram eficazes, pois os corpos de prova cilíndricos utilizados

apresentaram baixa densidade, se comparado com os dos concretos moldados. Morgan (1997) e Spadea et al (1995) sugerem usar em compressão, as partes rompidas do prisma de flexão, após os ensaios de flexão, para concreto projetado. Por outro lado, há que se admitir que para o presente estudo com vistas ao modelo do capítulo 5, a resistência à compressão não é decisiva, uma vez que a tensão de referência para fissuração será a tensão de tração pura. E esta ficou bem estabelecida pelos ensaios de flexão.

Ficou também evidenciado pelos resultados dos ensaios de retração, que é possível determinar as fases plásticas e endurecidas dos traços e correlacioná-las com os tempos de pega fornecidos pelos ensaios de VPU e Fc.

De um modo geral, pelo acima exposto, ficou evidenciado que o CFPF teve um desempenho superior comparado a CPFA e CPS. O CPS desenvolveu alta retração plástica, enquanto CPFA exibiu uma baixa densidade. Portanto, as fibras de polipropileno se mostraram mais adequadas para serem usadas como reforço de concretos projetados. Além disso, esta fibra tem mostrado melhor desempenho em situações de fogo nos túneis, evitando spalling conforme Figueiredo, 2011.

5 MODELO PARA PREVISÃO DE FISSURAÇÃO NAS PRIMEIRAS IDADES – PEAC

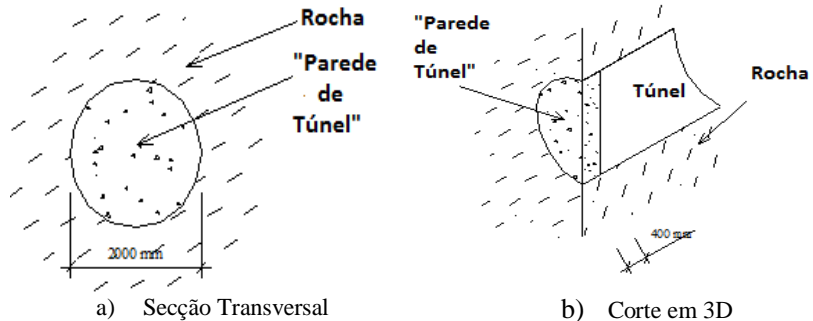
5.1 Introdução

Neste capítulo é proposto um macro-modelo empírico para estimar o efeito da temperatura por calor de hidratação combinado com a retração e a fluência, durante as primeiras 72 horas do processo de hidratação do cimento. PEAC - Prediction of Early Age Cracking, é concebido para prever a fissuração dos traços de concreto projetado CPS, CPFA e CPFP em um elemento teórico, restringido e espesso de concreto projetado, aqui denominado de “parede do túnel”.

No contexto desta tese, “parede de túnel” se refere a uma parede transversal espessa, utilizada como uma barreira, para separar uma região de outra do túnel durante as explosões de abertura em túnel de minas (ver Figura 43).

Nesta tese, “primeiras idades” se refere ao período desde que o concreto projetado é jateado até que o elemento de concreto projetado atinja a temperatura ambiente.

Figura 43 – Parede de túnel de 2000mm de diâmetro vs 400mm de espessura, usada no modelo



5.2 Justificativa

Como concreto projetado para túneis é submetido a ações mecânicas imediatamente após o processo de jateamento, fissuras daí advindas poderão afetar o desempenho da estrutura a curto e longo prazo.

Também, durante o processo de hidratação de estruturas restringidas, impedidas de se deslocarem a tensão de tração combinada causada por temperatura, retração e fluência pode exceder a tensão resistente do material, causando a fissuração do concreto.

A “parede de túnel” deve ser resistente a explosões e, conseqüentemente, livre de fissuras, a fim de evitar a fuga de gases das explosões durante a abertura das novas frentes do túnel para as outras regiões da mina em atividade extrativista. Em estruturas maciças de concreto, tais como barragens, a prevenção e controle de fissuras nas primeiras idades causadas pelo calor de hidratação também é uma grande preocupação.

Por outro lado, a estimativa do desenvolvimento de tensão térmica em concreto projetado nas primeiras idades é complexa, devido à sua dependência na hidratação, propriedades térmicas, propriedades dos materiais, fatores ambientais e as condições de contorno (o grau de restrição) (Hellmich, 1999; Schütz et al, 2011; Neville et al., 1983). As condições de contorno são dadas pelo grau de restrição da estrutura com os membros vizinhos.

A fissuração nas primeiras idades pode ser induzida por mudanças de temperatura na seção transversal de um elemento de concreto projetado, ou por uma contenção, restringimento externo da deformação global de um elemento na fase de endurecimento do concreto projetado (Lokhorst, 1995).

A restrição pode ser externa, como é normalmente o caso quando um elemento de concreto é lançado contra outro, que é mais antigo e, inevitavelmente, mais sólido. Como no caso de reparos de uma estrutura existente. Há também o caso de restrição externa quando o concreto é lançado contra estratos de rochas em elementos de túnel de concreto projetado. A restrição também pode ser interna quando a superfície de uma espessa seção seca e/ou esfria mais rapidamente do que o núcleo da mesma seção (Ayotte et al., 1997).

No processo de modelagem é necessário aplicar a análise incremental para o desenvolvimento da deformação dentro de um determinado intervalo de tempo, e esta avaliação é complexa nas primeiras idades, devido aos diferentes parâmetros envolvidos. Vários estudos foram realizados para desenvolver ferramentas numéricas para avaliação de tensões térmicas dos elementos de concreto, devido ao calor de hidratação. Por outro lado, ordenando o processo de hidratação em pequenos intervalos de tempo é possível determinar a mudança de tensão dentro de cada intervalo de tempo, com base em um comportamento elástico-linear. Os cálculos requerem hipóteses de várias

propriedades do material e seu desenvolvimento com o tempo. Entre essas propriedades dos materiais, os mais importantes são: temperatura, módulo de elasticidade, retração, fluência e resistência à tração (Khan et al, 19978; Ayotte et al, 1997;. Vitharana, 1997a; 1997b). Hellmich (1999) afirma que concreto projetado pode ser considerado como um material termicamente isotrópico, permitindo que os modelos uniaxiais e elásticos possam ser utilizados com precisão. Desta forma ocorrerão somente tensões normais de tração ou compressão pura.

5.3 PEAC – Prediction of Early Age Crack

O presente estudo consiste de duas partes, a parte experimental e a modelagem numérica. Tanto a parte experimental, como a numérica foram desenvolvidas pela a autora desta tese.

Os parâmetros físicos e mecânicos necessários para alimentar o modelo foram os obtidos experimentalmente. Os espessos blocos de concreto projetado de CPS; CFPF e CPFA forneceram as variações de temperatura devido ao calor de hidratação com o tempo para o termopar T3, que é o que sofreu as máximas temperaturas dentre os cinco termopares inseridos na massa do concreto projetado conforme mostrado nas Figura 10 e Figura 11. Para estes mesmos traços, as curvas de resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade, fluência e retração dos ensaios experimentais apresentados no capítulo 4 foram relacionados ao termopar T3 por Maturidade e alimentarão o programa PEAC conforme mostrado mais adiante neste capítulo.

Na parte numérica foi usada a análise incremental para estimar o desenvolvimento da deformação e tensão dentro de um determinado incremento de tempo.

5.3.1 Objetivo

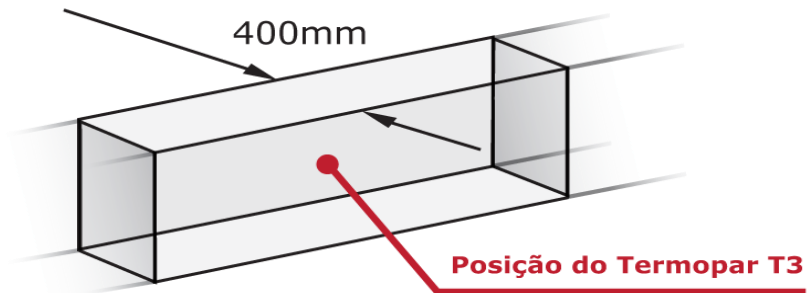
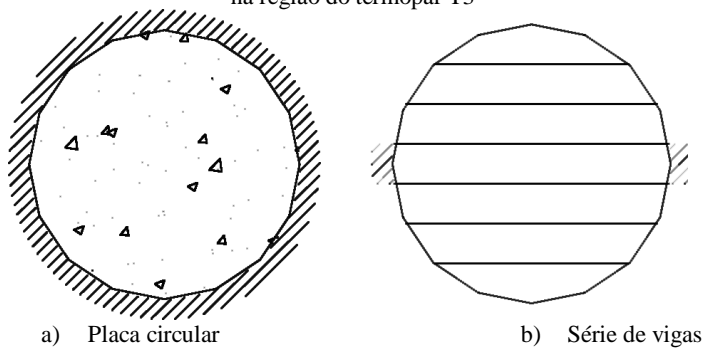
O objetivo do programa numérico foi desenvolver relações que possam ser usadas para estimar o tempo e temperatura de fissuração e a história correspondente de tensões térmicas, de fluência e de retração nas primeiras idades nas “paredes de túneis” em concreto projetado. Os resultados deste estudo e as técnicas analíticas desenvolvidas permitem a otimização dos traços com respeito a minimização ou mesmo a prevenção total de fissuras em espessas “paredes de túneis” em concreto projetado. Através deste processo, é possível compreender os parâmetros envolvidos no desenvolvimento da tensão induzida de tração e, por conseguinte, de fissuração induzida, mesmo durante a fase de

construção. Mangold e Springenschmid (1994) chamam a atenção para a importância de se fazer esta análise, ao manifestarem a preocupação quanto aos modelos disponíveis na época. Nestes modelos, a temperatura era o único parâmetro analisado para estimar a fissuração de concreto nas primeiras idades. Eles admitem que nas primeiras idades, os parâmetros envolvidos são complexos, e conclamavam a comunidade científica da área de estudo para buscarem uma investigação mais aprofundada. Nesta tese, portanto, não somente os efeitos de temperatura são analisados, como também os efeitos da retração e fluência. Outro aprimoramento deve-se ao fato de aqui serem utilizados dados reais para as propriedades dos concretos projetados nas primeiras idades.

As seguintes premissas básicas se aplicam ao modelo proposto, PEAC:

- i. A parede do túnel de concreto projetado é considerada totalmente restringida pela rocha do entorno (Figura 43).
- ii. Nenhum movimento ocorre na rocha.
- iii. Apenas ocorrem tensões e deformações axiais lineares e em conformidade com a Lei de Hooke no elemento, como Hellmich (1999) recomenda para a análise térmica nas primeiras idades.
- iv. A “parede de túnel” é discretizada como uma série de vigas (Figura 44 b).
- v. O elemento linear analisado pelo modelo é relativo à parte central do elemento estrutural, mostrado nas Figura 44, (b e c) relativo ao termopar T3 localizado nos blocos de concreto projetado.
- vi. Em uma estrutura subterrânea, como numa “parede de túnel” com seções espessas, existe pouca transferência de calor com o ambiente externo. Portanto, as condições ambientais, tais como a radiação solar, não são consideradas.
- vii. A restrição imposta pela rocha é total (coeficiente de restrição=1)

Figura 44– Como a parede do túnel se torna o elemento linear analisado no modelo na região do termopar T3



c) Elemento idealizado

Análise incremental de tensões

A abordagem incremental “passo-a-passo” é utilizada para calcular as tensões induzidas e tensões nas primeiras idades, na faixa central do trecho médio da “parede de túnel” em concreto projetado, como mostrado nas Figura 44, (b e c) e mostrado no Fluxograma da Figura 45. O princípio da superposição dos efeitos é adotado em cada incremento de tempo.

Como entrada, PEAC requer os parâmetros seguintes a serem especificados:

1. As temperaturas inicial e máxima (em °C),
2. O limite de tempo (em horas), o tempo inicial e o intervalo de tempo (em horas),
3. O comprimento do elemento (em milímetros),

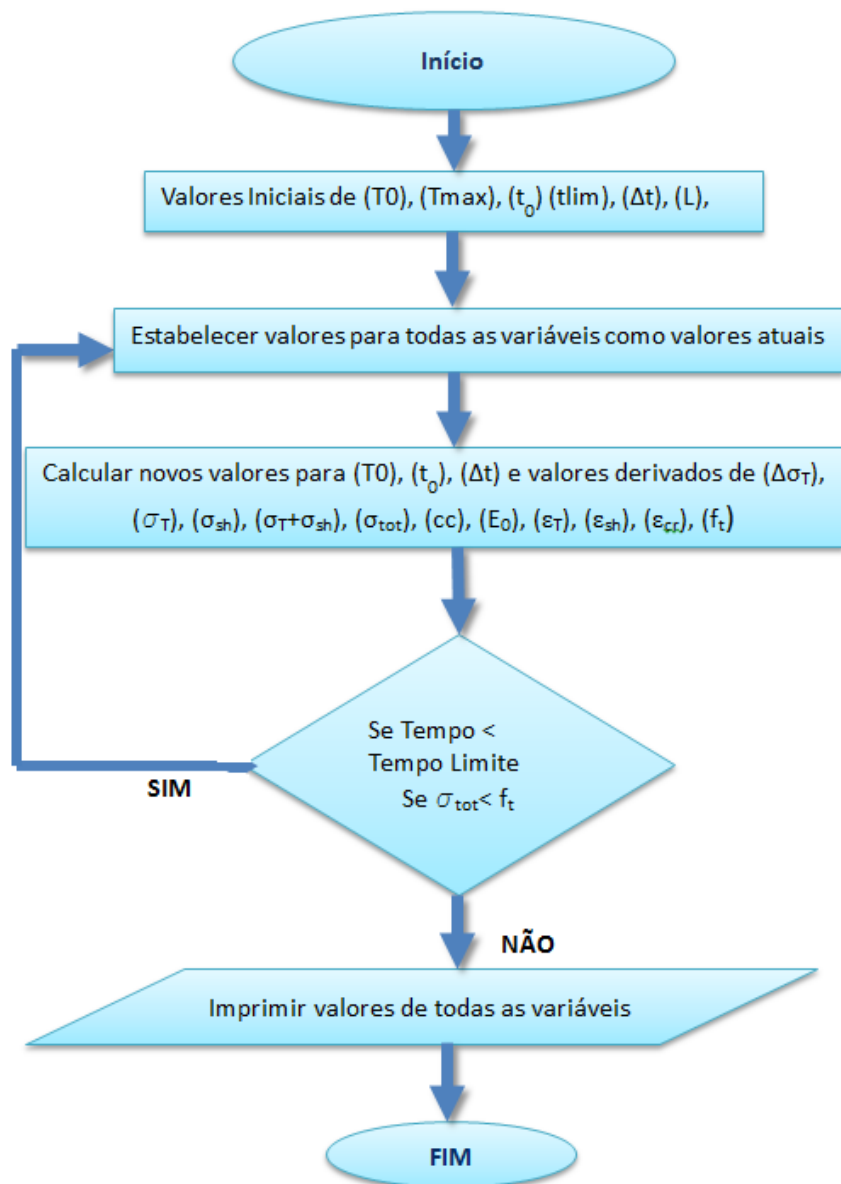
4. Temperatura, resistência à tração, módulo de elasticidade, retração e fluência em função do tempo. Módulo de elasticidade, retração e fluência foram adaptados para os traços de concreto projetado contendo aceleradores de pega e relativos ao termopar T3 por Maturidade. Estes foram obtidos por análise de regressão dos dados experimentais e
5. O coeficiente de expansão térmica, $\alpha = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (utilizado para todos os traços aqui analisados).

Ao final de PEAC, os seguintes resultados são obtidos:

- a. O desenvolvimento da resistência à tração com o tempo,
- b. As tensões térmicas induzidas com o tempo,
- c. As tensões de retração induzidas com o tempo,
- d. As tensões de fluência induzidas por fluência com tempo
- e. O efeito combinado das tensões induzidas de temperatura, retração e fluência com o tempo.

A comparação destes resultados com a resistência à tração do material fornece o tempo de fissuração para os traços aqui analisados.

Figura 45 – Fluxograma de PEAC



Para melhor interpretar o fluxograma da Figura 45 as variáveis nele contidas são mostradas abaixo:

T_0	Temperatura inicial (°C);
T_{\max}	Temperatura máxima nos ensaios de temperatura (°C);
t_0	Tempo inicial (hrs);
t_{lim}	Tempo limite= tempo final)(hrs);
Δt	Intervalo de tempo (1 hora);
L	Comprimento do elemento (mm);
α	Coefficiente de dilatação térmica ($10 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$);
σ_T	é a tensão por temperatura em cada intervalo de tempo (MPa);
$\Delta\sigma_T$	é o incremento de σ_T (MPa);
σ_{sh}	é a tensão de retração em cada intervalo de tempo (MPa);
$(\sigma_T + \sigma_{\text{sh}})$	são as tensões de (temperatura +retração) (MPa);
σ_{tot}	tensão por (temperatura + retração + fluência) (MPa);
cc	coeficiente de fluência ($\mu\epsilon/\mu\epsilon$);
E	é o módulo de elasticidade em cada intervalo de tempo (MPa);
ϵ_{sh}	é a deformação específica por retração em cada intervalo de tempo ($\mu\epsilon$);
ϵ_{cr}	é a deformação específica por fluência em cada intervalo de tempo ($\mu\epsilon$);
f_t	é a resistência à tração pura (MPa)

5.4 Cálculo das Tensões

O procedimento de pequenos incrementos de tempo foi adotado para a obtenção de todos os dados de saída do presente estudo. A superposição de efeitos é adotada em cada passo, como mostrado abaixo. Cada etapa produz o efeito individual de retração, temperatura ou fluência. Por exemplo, apenas os efeitos devidos à temperatura são considerados quando se trabalha com a deformação térmica e a sua respectiva tensão. Estes efeitos individuais serão combinados de acordo com os seus respectivos sinais. Ao final de cada intervalo de tempo, a tensão total é fornecida pelo programa. O intervalo de tempo dos incrementos em PEAC foi de 1 hora, mas o programa pode ser rodado para qualquer intervalo de tempo, desde que as rotinas sejam adaptadas para o incremento de tempo desejado.

5.4.1 Tensão térmica

A tensão térmica por si só, em uma determinada idade no elemento totalmente restringido, foi obtida pela equação (5.1) tal como apresentado em qualquer texto de referência padrão de Física (ver Young, H.D, 1991).

$$\sigma_T(t) = -\alpha \cdot \Delta T \cdot E(t) \quad (5.1)$$

Em que:

$\sigma_T(t)$ é a tensão por temperatura (MPa)

$E(t)$ é o módulo de elasticidade para cada intervalo de tempo (MPa);

$\alpha = 10 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$;

ΔT é a variação de temperatura para cada intervalo de tempo

5.4.2 Tensão de retração

A tensão de retração foi fornecida pela equação (5.2):

$$\sigma_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(t) \cdot E(t) \quad (5.2)$$

Em que:

$\varepsilon_{sh}(t)$ é a deformação de retração para cada intervalo de tempo ($\mu\epsilon$);

$\sigma_{sh}(t)$ é a tensão de retração para cada intervalo de tempo (MPa).

5.4.3 Hipótese acerca do efeito de fluência

O efeito de fluência pode ser resumido como mostrado abaixo pelas equações (5.3) a (5.8), quando a tensão de tração é considerada positiva (ver Vitharana (1997c) para efeito da temperatura e da condição restringida; Gilbert (1988) sugere o método incremental passo a passo. Atenção deve ser dada a Gilbert (1988) que apresentou o modelo incremental passo a passo, genericamente para uma condição sem restrições, com uma tensão aplicada externa associada à retração e fluência (uma situação típica que acontece em corpos de prova de ensaio de fluência). Em PEAC, no entanto, apenas a temperatura induzida e retração serão relaxadas por fluência. Por conseguinte, como Vitharana (1997c) afirma, nenhuma deformação instantânea adicional tem que ser considerada.

$$\varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{cr}(t_1) + \int_{t_2}^{t_{lim}} - \frac{(\Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{sh}) \cdot ccc(t)}{E(t)} \cdot dt \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{cr}(t_1) = - \frac{(\sigma_{(T+sh)}(t_1)) \cdot cc(1)(t)}{E(t)} \quad (5.4)$$

$$\Delta\sigma_T(t) = \sigma_T(t) - \sigma_T(t-1) \quad (5.5)$$

$$\Delta\sigma_{sh}(t) = \sigma_{sh}(t) - \sigma_{sh}(t-1) \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{tot}(t) = (\varepsilon_{cr}(t_1)) + \left(\int_{t_2}^{t_{lim}} - \frac{(\Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{sh}) \cdot ccc(t)}{E(t)} \cdot dt \right) - \left(\frac{\sigma_T(t)}{E(t)} \right) + \left(\frac{\sigma_{sh}(t)}{E(t)} \right) \quad (5.7)$$

A tensão total em cada incremento de tempo e dada pela equação (5.8)

$$\sigma_{tot}(t) = \varepsilon_{tot}(t) \cdot E(t) \quad (5.8)$$

Em que:

d_t é o intervalo de tempo (hrs)

t é função tempo (hrs);

t_{lim} é o tempo limite=tempo máximo(hrs);

t_2 é o intervalo de tempo 2;

$\varepsilon_{cr}(t)$ é a deformação de fluência num intervalo de tempo ($\mu\varepsilon$);

$\varepsilon_{cr}(t)$ é a deformação de fluência no tempo 1 (t_1) ($\mu\varepsilon$);

ccc são os coeficientes de fluência combinados ($\mu\varepsilon/\mu\varepsilon$);

$cc(1)$ é o coeficiente de fluência no tempo 1 (t_1) ($\mu\varepsilon/\mu\varepsilon$);

$E(t)$ é o módulo de elasticidade em para cada intervalo de tempo (MPa);

σ_T é a tensão devido à temperatura (MPa);

$\Delta\sigma_T$ é o incremento de σ_T (MPa);

σ_{sh} é a tensão devido à retração (MPa);

$\Delta\sigma_{sh}$ é o incremento de σ_{sh} ($\mu\varepsilon$);

ε_{tot} é a deformação total devido à (T+sh+cr) ($\mu\varepsilon$);

σ_{tot} é a tensão total devido à (T+sh+cr) (MPa)

5.5 Resultados experimentais usados em PEAC

No presente estudo, as variáveis para alimentar PEAC foram as fornecidas pelos dados experimentais do Capítulo 4 ajustadas ao Termopar T3 dos blocos em condições semiadiabáticos, conforme mostrado na Figura 9, Figura 10 e Figura 11. A intenção é simular uma

situação de campo de uma espessa “parede de túnel” conforme mostrado nas Figuras 9 a 11, bem como Figura 43 e Figura 44. Portanto, as propriedades físicas necessárias em PEAC são apresentadas a seguir. As equações correspondentes foram obtidas por regressão matemática serão apresentadas após cada gráfico das respectivas propriedades físicas como segue:

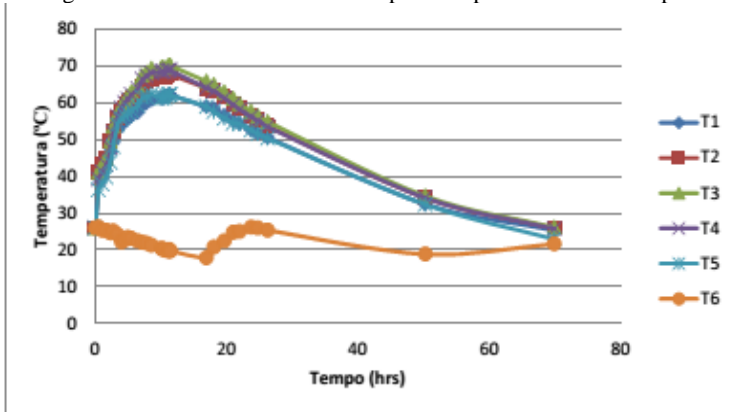
5.5.1 Variação de temperatura

Curvas de temperatura em condições semiadiabáticas do elemento espesso de concreto projetado foram medidas para CPS, CPFP e CPFA conforme mostrado na Figura 46 para CPFP, Figura 60 para CPS e Figura 61 para CPFA (Tabela 33 a Tabela 35 no Apêndice B). Pode ser observado que todos os traços desenvolveram curvas de temperaturas semelhantes. O termopar T6 leu as temperaturas ambientes durante o mesmo período.

Os valores da temperatura máxima, no termopar mais aquecido (termopar T3) diferiram de 66,5 °C para CPFA, 68,2 °C para CPS e 70,3 °C para CPFP. Observa-se que o CPFP desenvolveu temperaturas mais altas nos seus termopares T1, T2, T3, T4 e T5 se comparado com CPS e CPFA. Tais temperaturas ocorreram entre 11 e 12 horas de idade em todos os traços conforme Huber, 1991 apud Hellmich, (1999) e Shütz et al (2011) também encontrou para concretos projetados na Austria.

Como o termopar T3 foi o que sofreu as temperaturas mais elevadas em condições semiadiabáticas, suas curvas foram utilizadas, para obter as máximas tensões, por calor de hidratação, para CPS, CPFP e CPFA em PEAC.

Figura 46- Desenvolvimento de temperatura para todos os termopares de CPF



As equações de temperatura são fornecidas pelas equações (5.9) a (5.11) em função do tempo (t), obtidas por análise de regressão.

CPFP:

$$T = \frac{27.67728 + 3.648012 \cdot (t^{0.5})}{1 - 0.31198203 \cdot (t^{0.5}) + 0.054097798 \cdot t} \quad (5.9)$$

SFRS:

$$T = \frac{26.445853 + 2.5320944 \cdot (t^{0.5}) + .11142359 \cdot t}{1 - 0.32139945 \cdot (t^{0.5}) + 0.055579678 \cdot t} \quad (5.10)$$

PS:

$$T = \frac{30.719399 + 5.634101 \cdot (t) + 0.013426572 \cdot (t^2)}{1 - 0.0068545593 \cdot (t) + 0.0038230836 \cdot (t^2)} \quad (5.11)$$

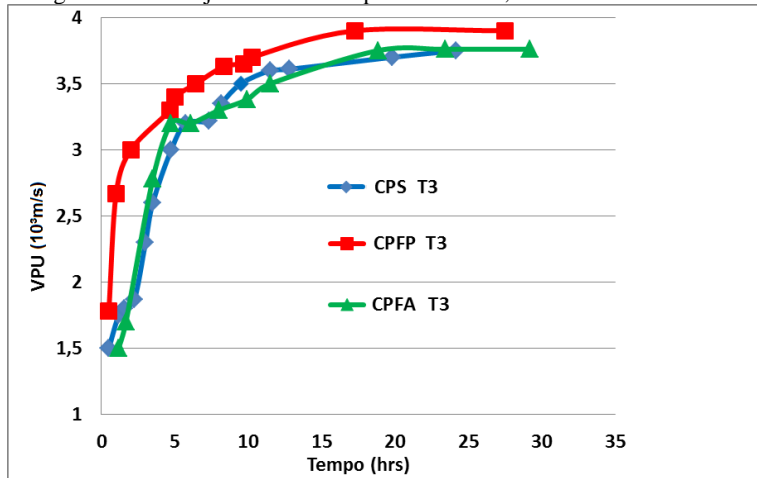
5.5.2 Tempo de pega

Nesta etapa desta pesquisa, também foi necessário identificar *os tempos de pega* nos grandes blocos com concreto projetado. Como as leituras de temperatura nestes blocos começaram a ser medidas na idade de 30 minutos após o jateamento do concreto projetado (Figura 46 para

CPFP, Figura 60 para CPS, e Figura 61 para CPFA; Tabela 33 a Tabela 35 no Apêndice B), é interessante que se tenha o comportamento do material o mais próximo possível desta idade.

Novamente, o uso de VPU aliado ao método de maturidade relacionado à idade correspondente no termopar T3 foi determinante para se encontrar o tempo de pega nestas condições. Usando a equação (2.26) e assumindo a energia de ativação $E_a=47000$ J/mol, a idade correspondente foi obtida; e novas VPUs foram determinadas como mostrado na Figura 47. Tal escolha da $E_a=47000$ J/mol se baseou na Tabela 6, em Pinto e Schindler (2010) e Carino e Tank (1991), pois numa condição semidadiabática a hidratação será ativada pelo aumento da temperatura, associada aos aditivos aceleradores de pega, ao fator água/aglomerante usados.

Figura 47- VPU ajustada ao termopar T3 de CPS, CPFP e CPFA



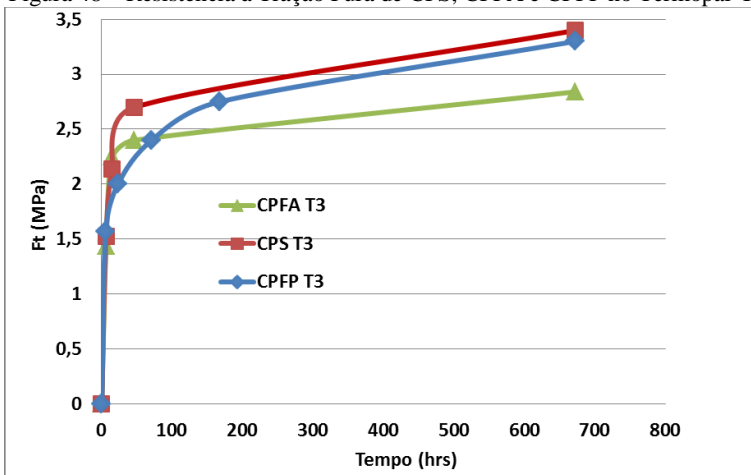
Conforme foi feito no capítulo 4, novamente seguindo Zhang et al (2010) e observando a Figura 47 percebe-se que CPS e CPFA tiveram pega inicial há 1 hora de idade e a pega final terminou em torno de 6 horas de idade. Enquanto CPFP teve pega inicial antes de 1 hora de idade e a pega final terminou às 2 horas de idade. Entretanto, segundo Reinhardt e Gorsse (2004), todos os concretos estão em regime de endurecimento à 1 hora de idade.

Segundo a Figura 47, uma vez mais pode ser observado que CPFPP adquiriu pega mais cedo do que CPS e CPFA, conforme Soroushian et al (1995) apud Tanesi e Figueiredo (1999) detectaram.

5.5.3 Resistência à tração pura

A resistência à tração pura ajustada ajustada ao Termopar T3 está mostrada na Figura 48.

Figura 48 – Resistência à Tração Pura de CPS, CPFA e CPFPP no Termopar T3



As equações de resistência à tração pura ajustadas ao termopar T3 são mostradas a seguir:

CPS, equação (5.12):

$$f_i(t) = 3.4476905 + 0.00068484224(t) - (5.391862/(t)^{0.5}) + (1.9434995/(t)^{1.5}) \quad (5.12)$$

CPFPP, equação (5.13):

$$f_i(t) = (-4.3147038 + 4.266747(t) + 0.408734042(t)^2)/(1 + 2.2575388(t) + 0.013337007(t)^2) \quad (5.13)$$

CPFA, equação (5.14):

$$f_i(t) = (-0.67723155 + 0.66853805(t))/(1 + 0.23702484(t)) \quad (5.14)$$

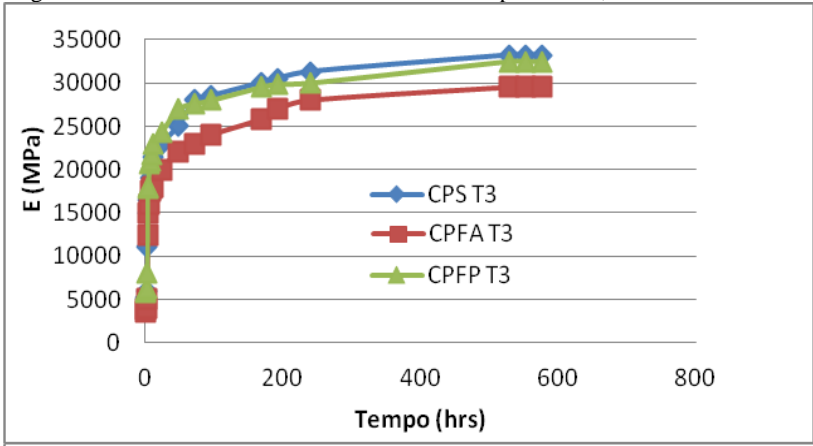
Em que:

$f_t(t)$ é a resistência à tração para uma determinada idade (MPa).

5.5.4 Módulo de elasticidade

Os módulos de elasticidade ajustados ao T3 estão mostrados na Figura 49:

Figura 49 – Módulo de elasticidade estático vs tempo de CPS, CPFA e CPFP em T3



Os módulos de elasticidade são fornecidos pelas equações (5.15) a (5.17) para:

CPFP:

$$E = \frac{3275.77 + 23806.93(t)^{0.5} - 3.94e^{-5}(t)}{1 + 0.7(t)^{0.5} - 0.01t + 0.003(t)^{1.5}} \quad (5.15)$$

CPFA:

$$E = 0.83 \frac{1237.4 + 17562.6 \ln(t)}{1 + 0.3983 \ln(t)} \quad (5.16)$$

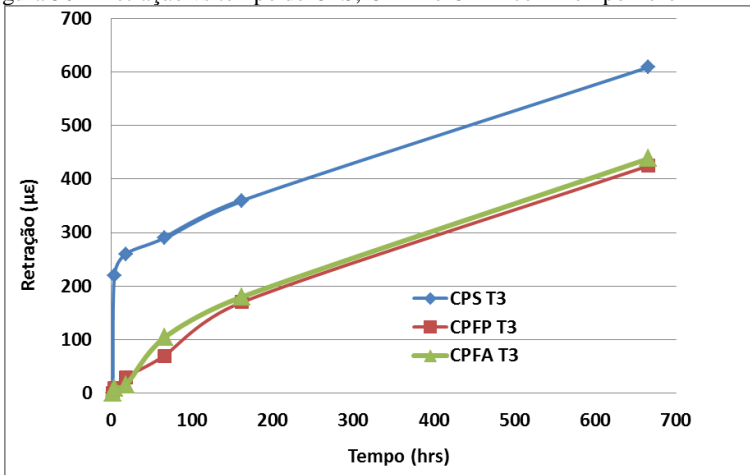
CPS:

$$E = \frac{1479.06 + 17541.8 \cdot \ln(t)}{1 + 0.2873 \cdot \ln(t)} \quad (5.17)$$

5.5.5 Retração

Para a retração ver a Figura 50 e a Figura 51 abaixo:

Figura 50 – Retração vs tempo de CPS, CPFA e CPFP com Tempo Zero=1 hr no T3



As equações de deformação específica em retração são dadas como segue:

Nota: Estes valores devem ser divididos por 10^6 .

Para Tempo Zero = 1 hr em T3, essa deformação é fornecida pelas equações (5.18) a (5.20).

CPFP:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 4.1823708 \cdot (t)^{0.71163602} \quad (5.18)$$

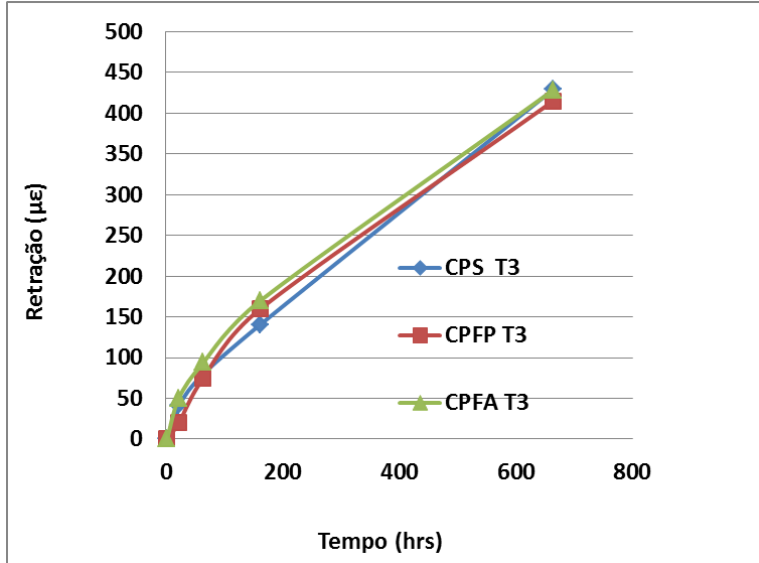
CPFA:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 5.7116305 \cdot (t)^{0.66864965} \quad (5.19)$$

CPS:

$$\varepsilon_{sh}(t) = -150.057095 + 161.10342 \cdot (t)^{0.22} \quad (5.20)$$

Figura 51 – Retração vs tempo de CPS, CPFA e CPFP com Tempo Zero = 2 hrs no T3



Para Tempo Zero = 2 hrs em T3, a deformação específica de retração é fornecida pelas equações (5.21) a (5.23):

CPFP:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 3.638592 \cdot (t)^{0.72941268} \quad (5.21)$$

CPFA:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 6.101305 \cdot (t)^{0.65395887} \quad (5.22)$$

CPS:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 3.4382691 \cdot (t)^{0.73873356} \quad (5.23)$$

5.5.6 Fluência

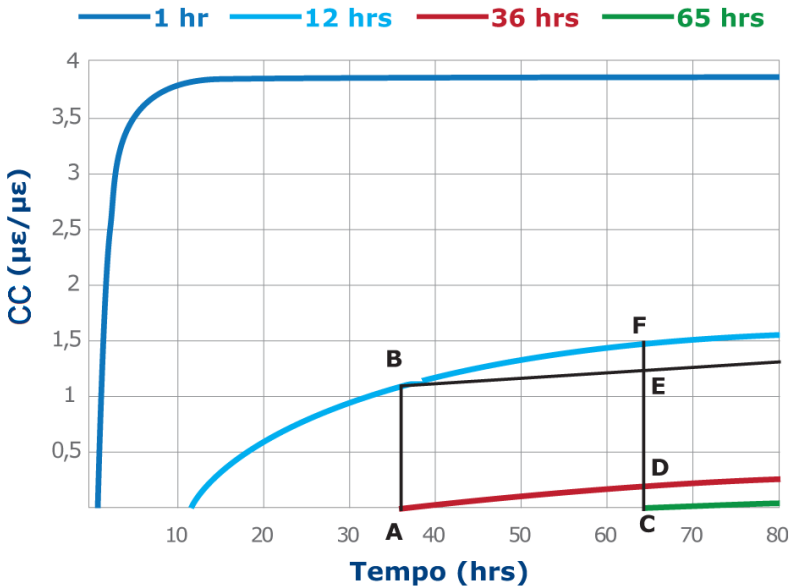
O desenvolvimento dos coeficientes de fluência com o tempo é mostrado na Figura 52. Com base em Mangold e Springenschmid (1994) e os resultados experimentais apresentados no capítulo 4, efeitos viscosos e plásticos dominam o comportamento do material nas primeiras idades.

Funções Logarítmicas foram adotadas a partir das melhores curvas de regressão de ajuste para os coeficientes de fluência aqui calculados. Gilbert (1988) e Morgan (1973) relataram que, basicamente, dois tipos de expressão são utilizados para a fluência: aqueles com uma tendência para um valor limite, como exponencial ou hiperbólica, e as que aumentam indefinidamente e não têm um valor de deformação finita, como a curvas de potência e as funções logarítmicas.

Pela abordagem da Maturidade, o efeito da temperatura, próximo do termopar T3, nos três traços contendo acelerador de pega, foi ajustado para os resultados experimentais dos coeficientes de fluência em traços sem acelerador de pega. Estes resultados experimentais foram obtidos a partir dos traços sem acelerador denominados CS, CRFP e CRFA. Assumindo-se que tempo de pega final nestes traços sem acelerador aconteceu por volta de 8 horas após moldagem. Enquanto que nos traços com acelerador o tempo de pega de CPS, CFPF e CPFA aconteceu por volta de 1 hora após a aplicação do concreto projetado no entorno do termopar T3, dos blocos semiadiabáticos (simulando uma espessa “parede de túnel” em concreto projetado) (Figura 52).

O grande desafio nesta fase é definir quantos coeficientes de fluência são necessários na análise incremental de tempo. Gilbert (1988) sugere o seguinte procedimento para os coeficientes de fluência de longo prazo conforme mostrado na Figura 52: - Marcam-se intervalos de tempo crescentes no gráfico dos coeficientes de fluência de maneira a satisfazer a seguinte relação $CD = CF - AB$, $EF = CD$. Procedendo desta forma até cobrir toda a extensão do gráfico do coeficiente de fluência. E assim foi feito nesta tese, conforme mostrado pelas linhas AB e CDEF marcadas na Figura 52.

Figura 52 – Coeficientes de Fluência CC vs tempo ajustados ao Termopar T3 para CPS, CPFA e CPFV



Pelo acima exposto e também com base em Mangold e Springenschmid (1994), os efeitos de viscosidade serão considerados como atuando no primeiro coeficiente de fluência produzido no tempo de pega na Figura 52. Baseando-se em Hellmich (1999), que afirma que em fluência de curto prazo, a parte abrupta da curva de fluência pode ser considerada no estado plástico. Portanto, assumiu-se que o efeito visco-plástico é da ordem de 90% da deformação fornecida pelo coeficiente de fluência $cc(1)$ produzido no tempo de pega. Nenhum efeito visco-plástico foi considerado nos outros três coeficientes de fluência apresentados na Figura 52, pois apresentaram curvas de fluência de longo-prazo.

As seguintes equações foram obtidas para os coeficientes de fluência, “cc”, para todos os concretos projetados, ajustadas à temperatura no centro da parede de túnel:

Para 1 hora:

$$cc(1) = 0.11 \cdot (-2.429 + 2.435(t)^2) / (1 + 0.633(t)^2) \quad (5.24)$$

Para 12 horas:

$$cc(2) = -1.12 + 0.4Ln(t) \quad (5.25)$$

Para 36 horas :

$$cc(3) = 1.15(0.214.49Ln(t) - 0.7672) \quad (5.26)$$

Para 65 horas :

$$cc(4) = -0.8932 + 0.214Ln(t) \quad (5.27)$$

5.6 Resultados e discussões

A seguir são apresentados os resultados das tensões induzidas no centro da parede de túnel de CPS, CPF P e CPFA, fornecidos por PEAC. Os resultados constam das Figuras 53 a 59.

Figura 53 – PEAC CPS, Tempo Zero = 1 hr em T3

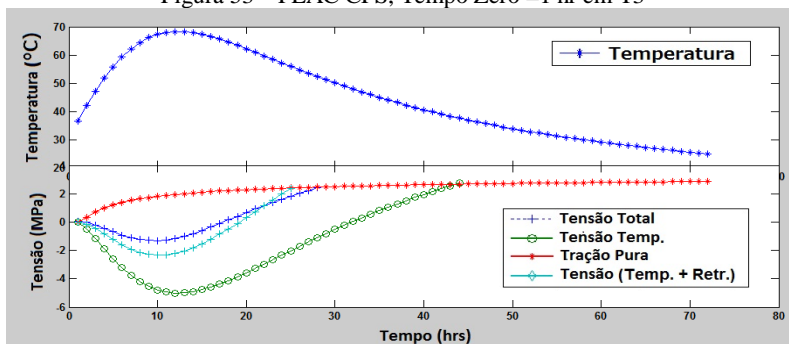
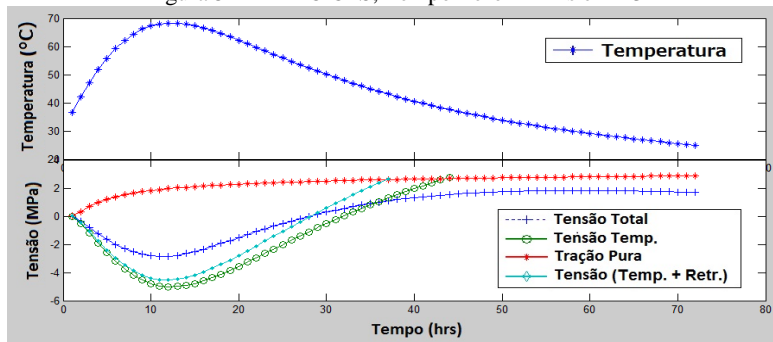


Figura 54 – PEAC CPS, Tempo Zero = 2 hrs em T3



A Figura 53 mostra que CPS fissurou às 28 horas de idade, com a ação combinada de (temperatura+fluência +retração), se o Tempo Zero= 1 hora de idade, na região central da parede de túnel. No entanto, se o Tempo Zero = 2 hr, correspondendo ao Tempo de Pega Final no centro da parede de túnel, CPS não fissura pela ação combinada das tensões induzidas por (temperatura + fluência + retração) como mostra a Figura 54.

Figura 55 PEAC para CPFA Tempo Zero =1 hr em T3

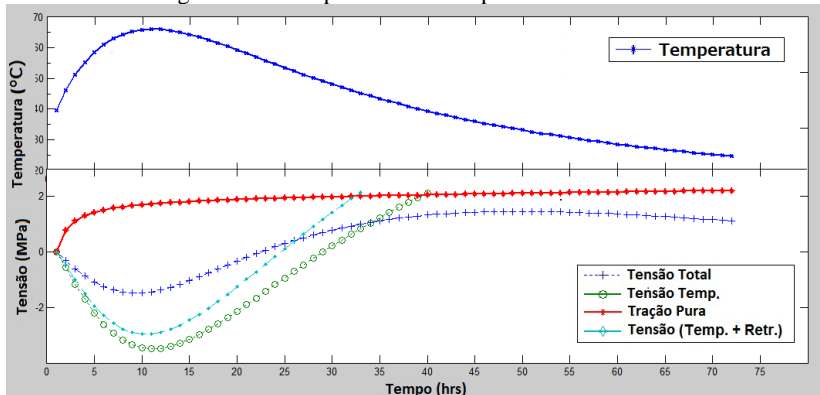


Figura 56 – PEAC para CPFA Tempo Zero = 2 hr em T3

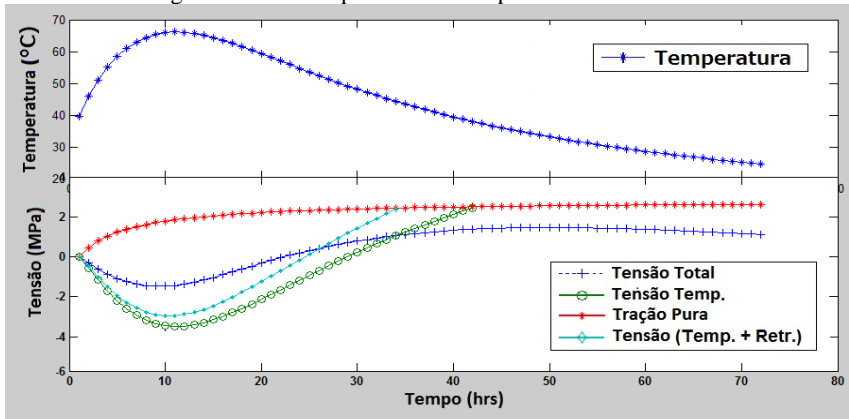
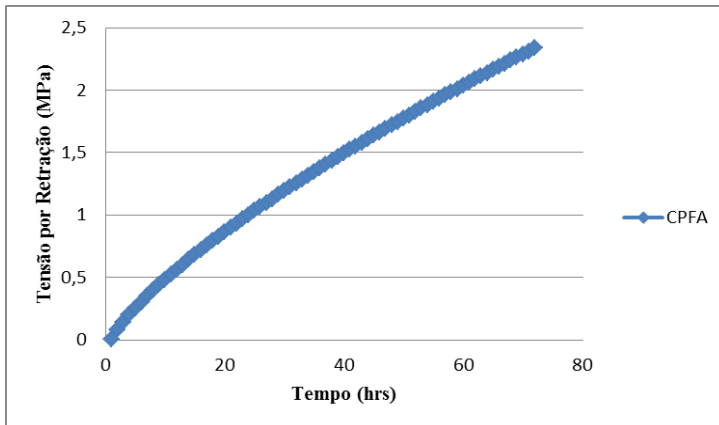


Figura 57- Tensão de retração produzida por PEAC para CPFA Tempo Zero=2 hrs em T3



Entretanto, analisando as Figuras 55 a 59 percebe-se que, CPFA e CPFP não fissuraram no Tempo Zero =1 hr e o Tempo Zero = 2 hr, quando (temperatura+fluência +retração) foram combinadas. Por outro lado, CPS, CPFA e CPFP fissuraram quando apenas temperatura for considerada como o único parâmetro causador de tensão induzida no centro da parede de túnel. Da mesma forma, CPS, CPFP e CPFA fissuraram quando o efeito de (temperatura + retração) é levado em conta, no centro da parede de túnel.

Observa-se que apenas CPS fissurou quando (temperatura + fluência + retração) são combinadas, levando-se em conta o Tempo Zero=1 hr no centro da parede de túnel, em T3.

Analisando as Figuras 56 e 57, que mostram as tensões induzidas fornecidas por PEAC para CPFA com Tempo Zero = 2 hrs, um simples exercício de superposição dos efeitos pode ser feito como segue: na Figura 57 observa-se que a tensão induzida causada apenas por retração é aproximadamente 1,5 MPa em tração na idade de 40 horas. Analisando a Figura 56 observa-se que a tensão induzida, causada por temperatura, vale em torno de 2,2 MPa em tração, nesta mesma idade de 40 horas. Analisando a curva da tensão total (temperatura + retração + fluência) na Figura 56 esta vale aproximadamente 1,0 MPa em tração. Portanto, a relaxação causada pela fluência é da ordem de 2,7 MPa, o que representa 70 % da tensão de (temperatura + retração). Pelo o exposto, fica claro que os efeitos de retração e fluência devem ser

levadas em conta numa análise das tensões térmicas com o tempo, nas primeiras idades dos concretos.

Estas constatações demonstram que a alta fluência, típica dos concretos projetdos é benéfica na absorção das tensões induzidas; bem como as fibras se mostraram benéficas para reduzir a retração impedindo a fissuração do compósito por (temperatura+retração+fluência) combinadas.

Figura 58 – PEAC CFPF, Tempo Zero= 1 hr em T3

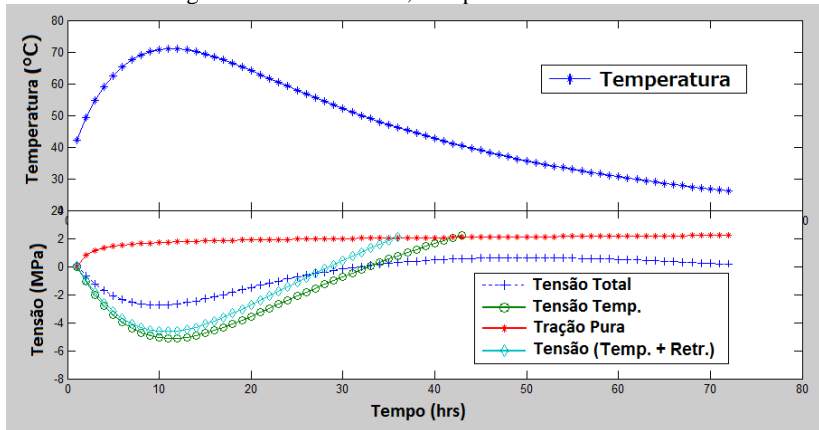
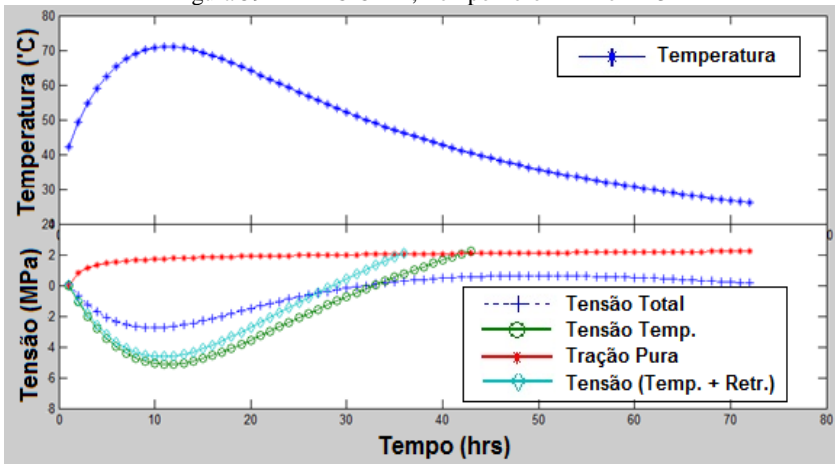


Figura 59 – PEAC CFPF, Tempo Zero= 2 hr em T3



5.7 Conclusões

Este estudo desenvolveu um programa computacional, que permite a avaliação de tensões térmicas geradas pelas variações de temperaturas devidas ao calor de hidratação nas primeiras idades de blocos espessos de concreto projetado. O método pode ser usado para obter as tensões induzida causadas por variações térmicas, retração e fluência a partir de idades muito precoces, permitindo que se avalie o risco de fissuração de elementos restringidos e espessos com uma ferramenta confiável, mesmo antes de ser construído.

Foi mostrado que a tendência de fissuração resultante do calor de hidratação no material de concreto projetado pode ser calculada para as condições dadas, e não depende somente da ascensão e queda das temperaturas causadas pelo calor de hidratação, mas também dos efeitos de retração e fluência, e a resistência e rigidez desenvolvidas nestas primeiras horas.

Tem sido aconselhado que, embora um modelo de computação, assumindo tensão uniaxial e condições de contorno restringidas possa estimar com precisão a tensão térmica induzida, a capacidade destes modelos deveria ser verificada por modelos de placa bidimensional (Onken e Rostásy, 1994). Por outro lado, se o concreto é submetido a tensões de tração, como é o caso desta pesquisa, um modelo uniaxial é suficiente para estimar estas tensões, pois apresentam um comportamento elástico-linear até o ponto em que ocorre a fissuração.

Os resultados demonstraram que os três concretos aqui investigados (CPS, CPFA e CFPF) são afetados pelos parâmetros analisados, tais como resistência à tração, módulo de elasticidade, calor de hidratação, retração e fluência. Analisando-se PEAC, todos os concretos fissurariam se apenas a temperatura causada pela a hidratação e a retração fossem levadas em conta; entretanto a alta fluência inerente ao concreto projetado fez com que nenhum dos concretos fissurasse para o tempo zero = 2 horas..

Por outro lado, o CPS fissurou com tempo zero = 1 hora, que corresponde ao tempo de pega inicial para este traço, mas o CFPF e CPFA não fissuraram neste mesmo tempo zero=1. Demonstrando que as fibras aceleraram a pega e são eficazes para evitar a fissuração.

Concluí-se que é fundamental determinar os tempos de pega inicial e final em qualquer análise nas primeiras idades dos concretos;

bem como obter as curvas de temperatura devido ao calor de hidratação, o módulo de elasticidade, a fluência, a retração e as resistências à compressão e à tração para cada concreto a ser investigado. Nesta pesquisa todos os parâmetros utilizados no modelo foram obtidos experimentalmente para os seus respectivos concretos.

O CPFPP apresentou melhor desempenho comparado com o CPS e CPFA. CPFPP teve pega mais cedo e desenvolveu resistência à tração pura maior do que CPFA e CPS.

Por outro lado, o CPFA apesar de apresentar retração de magnitude similar à CPFPP, apresentou baixa resistência à tração pura e baixo módulo de elasticidade. O CPFA apresentou a mais baixa densidade entre todos os traços investigados, demonstrando que este fator se reflete diretamente no desempenho do material, principalmente no módulo de elasticidade.

Na fase de endurecimento, a partir da pega final, todos os concretos aqui investigados tiveram comportamentos similares aos apresentados pelos ensaios laboratoriais, demonstrando que o modelo reproduziu tal situação.

Pelo exposto, pode ser concluído que PEAC cumpriu com seu objetivo para demonstrar que a “parede de túnel” não fissura nas primeiras idades, em seu núcleo central mais aquecido, pela ação das tensões induzidas por temperatura, retração e fluência para os concretos aqui investigados.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

O estudo apresentado nesta tese teve como objetivo analisar o efeito das fibras na prevenção de fissuração em concreto projetado, uma vez que este material é normalmente carregado durante a hidratação. Para tal, foi feita uma extensa revisão bibliográfica (Capítulo 2) que auxiliou na escolha dos materiais, métodos de ensaios de laboratório, abordagem de análise dos resultados experimentais, bem como na elaboração e implementação do modelo teórico. A metodologia dos ensaios é descrita (Capítulo 3) e os resultados apresentados e analisados (Capítulo 4). Assim sendo, a pesquisa experimental (Capítulo 4) forneceu uma ampla documentação do comportamento, em idades precoces, de traços utilizados em túneis. Tais traços eram compostos de dois concretos projetados reforçados com fibras, de polipropileno (CPFP) e de aço (CPFA), dois concretos moldados reforçados com fibras (CRFP e CRFA) e dois traços de referência sem fibras, a saber, (CS e CPS). E foram analisados desde o lançamento do material até a idade de 28 dias. Entretanto, o modelo apresentado se atém ao período de tempo, desde o lançamento do concreto até que grandes blocos monolíticos de concreto projetado (CPS, CPFP e CPFA), simulando uma “parede do túnel”, resfriassem até a temperatura ambiente; o que levou 3 dias (Capítulo 5). Portanto, com base nos dados experimentais, foi obtida uma estimativa teórica de deformação e a tensão induzida correspondente, sob condições de contorno restringidas, durante o período crítico da hidratação, nos 3 primeiros dias de idade, pela análise incremental de tempo (Capítulo 5).

A determinação de propriedades mecânicas destes traços, numa idade tão cedo como 2 horas após a moldagem dos corpos de prova foi alcançada (Capítulo 4), e isto é bastante raro na literatura. O Capítulo 4 explorou em detalhe o potencial do material investigado durante esta pesquisa, sob uma análise em nível macro-mecânica. Em termos gerais, isto significa que os parâmetros apresentados no Capítulo 4 são características mecânicas determinadas pelos ensaios laboratoriais realizados. Os aditivos claramente influenciaram a cinética da hidratação nas primeiras idades, e tal fato não pode ser desconsiderado num estudo das primeiras idades, pois afetam os tempos de pega. Também, é importante enfatizar, que o desenvolvimento das

propriedades mecânicas foi todo monitorado em ensaios de laboratório executados pela a autora desta tese.

Diante disso, pode-se dizer que este trabalho cumpriu com seus objetivos propostos baseando-se nas seguintes conclusões, com respeito aos resultados dos ensaios laboratoriais e do modelo PEAC.

Conclusões dos resultados dos ensaios de laboratório:

- Os concretos reforçados com fibras se mostraram eficientes na redução da retração plástica e na pós-fissuração.
- Os concretos reforçados com fibras perderam três vezes menos água do que o concreto de controle.
- Os concretos reforçados com fibras apresentaram taxas de evaporação consideravelmente menores do que o concreto de controle.
- A adição de fibras acelerou a pega.
- A adição de fibras não interferiu no comportamento dos concretos durante o endurecimento na fase pré-fissurada.
- A adição de fibras não influenciou na fluência.
- O traço reforçado com fibra de polipropileno apresentou uma tendência *strain-hardening* nos ensaios à flexão. Isso se deve ao comprimento longo desta fibra (50mm) especialmente concebida para concreto projetado.
- O traço reforçado com fibra de aço teve uma tendência *strain-softening* nos ensaios de flexão, devido ao seu comprimento menor (30 mm) do que a fibra de polipropileno.
- O traço reforçado com fibra de polipropileno teve desempenho superior quando comparado com os traços reforçados com fibra de aço e o de controle. Uma vez que o traço de controle apresentou alta retração plástica; enquanto o traço reforçado com fibra de aço apresentou menor módulo de elasticidade devido à presença de vazios.
- Os resultados dos ensaios de resistência à compressão, dos ensaios de VPU, bem como dos ensaios de retração forneceram informações com respeito aos estados plásticos e endurecidos. Isso só foi possível porque os

ensaios laboratoriais foram iniciados em idades muito precoces.

- Todos os traços de concreto projetado exibiram curvas de temperatura de forma similar em cada termopar dos grandes blocos semiadiabáticos.
- As máximas temperaturas ocorreram entre 11 e 12 horas de idade em cada termopar dos grandes blocos semiadiabáticos, para todos os traços em concreto projetado.

Conclusões do modelo Programa Estimativa de Fissuração nas Primeiras Idades (PEAC-Prediction of Early-Age Cracking):

- Este modelo simulou o desenvolvimento das propriedades mecânicas ao longo do período de tempo da mais intensa hidratação da “parede de túnel”.
- O modelo determinou o potencial de fissuração durante a fase de resfriamento do calor de hidratação, que ocorreu quando a tensão de tração induzida atingiu a resistência à tração do material.
- A “parede de túnel” não fissurou para os concretos reforçados com fibras, pela ação somada das tensões induzidas de temperatura, retração e fluência. Demonstrando o potencial das fibras para tais aplicações.
- A “parede de túnel” fissurou para o concreto de controle quando for adotado o Tempo Zero= 1 hora em PEAC.
- A “parede de túnel” não fissurou para o concreto de controle quando o Tempo Zero = 2 horas em PEAC, pois nesta idade tal concreto apresentou retrações similares aos concretos reforçados com fibras.
- Ficou claro que o modelo conseguiu reproduzir o que os ensaios de laboratório já haviam demonstrado. Ou seja, a partir da pega final, quando o concreto pode suportar tensões, todos os concretos aqui investigados se comportaram de maneiras similares.
- Pelo exposto, pode ser concluído que PEAC atingiu seu objetivo para estimar que a “parede de túnel” não fissura nas primeiras idades pela ação combinada das tensões induzidas causadas por temperatura, retração e fluência.

Para finalizar, pode ser concluído de todo este estudo, que foi possível obter um conjunto completo de dados experimentais para concretos projetados. Tal estudo contemplou, não somente a resistência à compressão e tração, VPU, módulo de elasticidade, retração, fluência e teor de umidade nas primeiras idades, fato este raro na literatura de concreto projetado; como também dados de temperatura do calor de hidratação, que auxiliaram na simulação do comportamento da “parede de túnel”.

O efeito das fibras ficou evidenciado na redução da retração plástica, que é um dos atributos menos desejáveis em concreto projetado. Tal efeito também se refletiu na perda de água, pois os concretos reforçados com fibras perderam apenas 30% da água perdida pelo concreto sem fibras, de controle, no período estudado. Na fase plástica, os concretos com fibras tiveram taxa de evaporação equivalente a 10% da taxa evaporação do concreto de controle. Na fase endurecida, por outro lado, as fibras não tiveram grande influência na retração, mas absorveram a abertura de fissuras conforme mostrado nos ensaios à flexão. As fibras aceleraram a pega.

O modelo cumpriu com seu objetivo ao demonstrar que a “parede de túnel” não fissura nas primeiras idades pela ação combinada de temperatura, retração e fluência.

Ficou evidenciado o benefício do uso de reforço de fibras para concretos projetados nas fases, plástica e pós-fissurada. Sendo que a fibra de polipropileno se mostrou a mais adequada para tal reforço.

É importante enfatizar também, que o modelo é abrangente a diferentes concretos, podendo ser aplicado para estimar fissuração em estruturas espessas e restringidas de concreto, tais como de barragens. E desta forma, estimar com antecedência as dimensões máximas possíveis a serem concretadas em cada etapa, sem que o concreto fissure por calor de hidratação associado à retração e fluência.

6.2 Recomendações e sugestões para trabalhos futuros

- Confirmar através de ensaios de pega que as fibras aceleram a pega.
- Averiguar o modelo proposto para concretos, fibras e aditivos utilizados no Brasil.
- Adaptar o modelo ao Método de Elementos Finitos para um modelo de placa bidimensional, adicionando as curvas de temperatura dos outros termopares e as propriedades mecânicas correspondentes.
- Seria de grande importância, se a comunidade científica envolvida com concreto projetado se interessasse por desenvolver ensaios de fluência específicos para concreto projetado nas primeiras idades.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR6118:2014 -Projeto de estruturas de concreto-Procedimento, 238 p..

ACI 506R – (1990), Guide for Shotcrete, ACI Manual of Concrete Practice, ACI, Detroit, Michigan, 1990.

ACI 209R-82 (reapproved 1986), Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1- 1992, ACI, Detroit, 1992.

ACI 209 (1997), Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures (209R-92) (Reapproved 1997), ACI, Farmington Hills, Michigan, 47 p..

AS 3972-1994, Portland and Blended Cements”, Standards Australia, 1994

AS 1012.17 – 1997, “Methods of testing concrete – Method 17: Determination of the static chord modulus of elasticity and Poisson’s ratio of concrete specimens”, Standards Australia, 1997.

ASTM C 31- 88, “Standard Practice for making and Curing Concrete test Specification in the Field”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 1988.

ASTM C 39 – 86, “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 1986.

ASTM C116- “Standard test method for compressive strength of concrete using portions of beams in flexure. American Society of Testing Materials,1999.

ASTM C 403 M-08- “Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 2008.

ASTM C191-08, “Standard test methods for time of setting of hydraulic cement by Vicat Needle”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 2008.

ASTM C 597 – 83 (reapproved 1991), “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 1991.

ASTM: C 1018- 98 – (1998), Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading), American Society of Testing Materials, Philadelphia 1998.

ASTM C 1074- 11, “Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method”, Philadelphia, 2011.

ASTM C 1140-91, “Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 1991.

ASTM C 1116 – 10, “Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete”, Philadelphia, 2010.

ASTM: C 78 - 94 – (1994), “Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)”, American Society of Testing Materials, Philadelphia, 1994.

Allen, Charles (1993), “Controlled hydration shotcrete mixes for infrastructure projects”, Concrete 93 Papers, CIA Proceedings 16th Biennial Conference, Australia, 1993, pp. 206 - 222.

Armelin, H.S, and Helene, P. (1995), “Physical and Mechanical Properties of Steel Fibre Reinforced Dry-Mix Shotcrete”, ACI Materials Journal, May-June 95, pp. 258 - 267.

Asche, H., (1997), “Design of Shotcrete”, Building With Shotcrete Seminar, Concrete Institute of Australia, Australia, 29 p.

Austin, S.A., Robins, P.J. and Goodier, C.I. (2000), “The performance of hardened wet-process sprayed mortars”, Magazine of Concrete Research, V. 52, No. 3, pp. 195-208.

Austin, S. A. (1995), Sprayed Concrete, Properties, Design and Application, Edited by Simon Austin & Peter Robins, Loughborough, UK, 382 p.

- Ayotte, É., Massicotte, B., Houde, J., and Gocovski, V. (1997), "Modeling the thermal stresses at early ages in a concrete monolith", ACI Materials Journal, V. 94, No. 6, pp. 577-587.
- Balaguru, P., Narahari, R., and Patel, M., (1992). "Flexural Toughness of Steel Fibre Reinforced Concrete", ACI Materials Journal, Vol 89, No 6, pp. 541-546.
- Banitha, N., Trottier, J.F., and Beaupre, D. (1994), "Steel-fiber-reinforced wet-mix shotcrete: comparisons with cast concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, V. 6, No. 3, pp. 430-437.
- Banitha, N., and Gupta, R. (2006), "Influence of Polypropylene fiber geometry on plastic shrinkage cracking in concrete", Cement and Concrete Research, 36 (2006), pp. 1263-1267.
- Barnett, S.J., Soutsos, M.N., Millard, S.G. and Bungey, J. H. (2006), "Strength development of mortars containing ground granulated blast-furnace slag: Effect of curing temperatura and determination of apparent activation energies", Cement and Concrete Research, 36 (2006), pp. 434-440.
- Barr, B.I.G., and Hasso, E.B.D. (1985), "A study of toughness indices", Magazine of Concrete Research, V. 37, No. 132, Sep. 1985, pp. 162 - 174.
- Barr, B.I.G, and Sabir, B.B. (1985), "Fracture toughness testing by means of the compact compression test specimen", Magazine of Concrete Research, V. 37, No. 131, June 85, pp. 88 -94.
- Bazant, Z. (1979), "Thermodynamics of solidifying or melting viscoelastic material", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, V.105, No. 6, pp. 933-952.
- Bazant, Z., and Wittmann, F., Eds (1982), Creep and shrinkage of concrete structures, Wiley, Chichester, UK, 363 p.
- Bazant, Z., and Prasannan, S. (1989a), "Solidification theory for concrete creep. I: Formulation." Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V.115, No. 8, pp. 1691-1703.

- Bazant, Z., and Prasanna, S. (1989b), “Solidification theory for concrete creep. II: Verification and application”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V.115, No. 8, pp. 1704-1725.
- Bazant, Z., Hauggard, A. Baweja, S., and Ulm, F.-J. (1997), “Microstress solidification theory of concrete creep. I: Aging and drying effects”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V.123, No. 11, pp. 1188-1194.
- Beaudoin, J.J. (1990), “Principles of Fiber Reinforcement in Cement Systems”, Handbook of Fiber-Reinforced Concrete: Principles, Properties, Developments and Applications, Noyes Publications, pp. 1 - 46.
- Bentur, A., and Mindess, S., (2007), Fiber Reinforced Cementitious Composites, Elsevier Applied Science, N.Y.
- Bentz, D. P., Geiker, M.R., and Hansen, K.K., (2001), “Shrinkage-reducing admixtures and early-age desiccation in cement pastes and mortars”, Cement and Concrete Research, V. 31, No. 7, pp. 1075-1085.
- Bissonnette, B., and Pigeon, M. (1995), “Tensile Creep at Early Ages of Ordinary Microsilica and Fiber Reinforced Concretes”, Cement and Concrete Research, V. 25, No. 5, USA, pp. 1075-1085.
- Bullard, J.W., Stutzman, P.E., Ordoñez Belloc, L.M., Garboczi, E.J. and D.P. Bentz, D.P. (2009), “Virtual cement and concrete testing laboratory for quality testing and sustainability of concrete”, ACI Special Publication SP-266 (2009) pp. 27–36.
- Bye, G.C. (1999), Portland Cement, Thomas Telford Publishing, London. UK, Second Edition.
- Carino, N.J. and Tank, R.C., (1992), “Maturity functions for concretes made with various cements and admixtures”, ACI Materials Journal, V. 9, No. 2, pp. 190–196.
- Carino, N. J. (1991), “The Maturity Method”, Chapter 5, CRC Handbook on Non Destructive Testing of Concrete, V.M. Malhotra, N.J. Carino Editors, CRC Press, Inc., pp. 101-146.

Carol, I., and Bazant, Z. (1993), “Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V.119, No. 11, pp. 2252-2269.

Carvalho, A. G., Fairbairn, E. M. R., Tolêdo Filho, R. D., Silvos, M. M., de Andrade, W. P., and Albuquerque, A. C. (2002), “Energia de ativação dos concretos: experimentação e modelagem (*Activation energy of concretes: experimental results and modeling*)”, Instituto Brasileiro do Concreto – CD-ROM - 44^o Congresso Brasileiro (Brazilian Institute of Concrete- CD-ROM - The 44th Brazilian Conference), Belo Horizonte, MG, Brazil (in Portuguese).

C&CAA 2002- Cement and Concrete Association of Australia, "Guide to Concrete Construction", C&CAA T41, SAA HB654.

CEB-FIP, (1990), CEB-FIP Model Code, Thomas Telford, London (1993).

CEB-FIP, (1993.a), “CEB-FIP Model Code”, Information Bulletin No.213/214, Euro-International Concrete Committee, Lausanne.

Chang-wen, M., Qian, T., Wei, S. and Jia-ping, L. (2007), “Water consumption of the early-age paste and the determination of time-zero of self-desiccation shrinkage”, Cement and Concrete Research, 37, pp. 1496- 1501.

CIA - Concrete Institute of Australia Committee (1987), “Sprayed Concrete”, Australia, 39 p.

Constantinides, G. and Ulm, F.-J., (2004), “The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modeling”, Cement and Concrete Research, 34, pp. 67–80.

Cusson, D. and Hoogeveen, T, (2007), “An experimental approach for the analysis of early-age behavior of high-performance concrete structures under restrained shrinkage”, Cement and Concrete Research, 37, pp. 200-209.

Cusson, D. and Repette, W. L. (2000), “Early-age cracking in reconstructed concrete bridge barrier walls”, ACI Materials Journal, V. 97, No. 4, pp. 438 –446.

de la Fuente, A., Pujadas, P., Blanco, A., Aguado, A.,(2012), “Experiences on Barcelona with the use of fibres in segmental linings”, Tunneling and Underground Space Technology 27, pp. 60-71.

De Melo Neto, A., and Helene, P. R. L. (2002), “Módulo de elasticidade : dosagem e avaliação de previsão do módulo de elasticidade de concretos (*Modulus of elasticity: the mix design and the assessment of models to determine the modulus of elasticity of concretes*)”, Instituto Brasileiro do Concreto – CD-ROM - 44º Congresso Brasileiro (Brazilian Institute of Concrete- CD-ROM - The 44th Brazilian Conference), Belo Horizonte, MG, Brazil (in Portuguese).

Delvocrete Stabilizer BASF (2012), BASF Data Sheet.

Demir, F. (2008), “Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by artificial neural networks”, Construction and Building Materials 22 (7) (2008), pp. 1428–1435.

di Prisco, M., Plizzari, G., Vandewalle, L, (2009), “ Fibre reinforced concrete: new design perspectives”, Material and Structures 42, pp. 1261-1281.

EFNARC - European Federation of National Association of Specialist Contractors and Material Suppliers for the Construction Industry, EN 14487-1:2005“Sprayed Concrete. Definitions specifications and conformity”, (2005).

EN 14488-1:2005 Testing sprayed concrete. Sampling fresh and hardened concrete.

EN 14488-2:2006 Testing sprayed concrete. Compressive strength of young sprayed concrete.

EN 14651:2007 “Testing Steel Fibre Concrete. Measuring the flexural tensile strength.

EN 14488-3:2006 Testing sprayed concrete. Flexural strengths (first peak, ultimate and residual of fibre reinforced beam specimens.

Elvery, R.H., and Ibrahim, L.A.M. (1976), “Ultrasonic Assessment of Concrete Strength at Early Ages”, Magazine of Concrete Research, V. 28 No. 97, London, pp. 181 – 190.

Evans, S., (1997), “The minimisation of early age non-structural cracking in concrete by identifying, controlling and adapting to variability”, Building With Shotcrete Seminar, Concrete Institute of Australia, Australia, 11 p.

Fairbairn, E., Goulart, E., Coutinho, A., and Ebecken, N. (1999), “Durability assessment for an arch dam using inverse analysis with neural networks and high performance computing “, CD-ROM Proceedings of the ASCE Engineering Mechanics Division Conference 1999, Edited by N. Jones, and R. Ghanem, Baltimore, MA, USA.

Figueiredo, A. D. (2011), Concreto: Ciência e tecnologia, São Paulo, IBRACON, 1902 p, c 37.

Figueiredo, A. D. (2000), Concreto com Fibras de Aço, Escola Politécnica da Universidade de São Pulo, 69 p.

Fischnaller, G. (1992), “Untersuchungen zum Verformungsverhalten von jungem Spritzbeton im Tunnelbau – Grundlagen und Versuche. (*Investigation of the deformation behaviour of young shotcrete in tunnelling – fundamentals and tests.*)”, Master’s thesis, University of Innsbruck, (in German).

Galan, A. (1990), Combined Ultrasound Methods of Concrete Testing, Institute of Construction and Architecture Slovak Academy of Science, Bratislava, Czechoslovakia, 344 p.

Gilbert, R.I. (1988), Time Effects in Concrete Structures, Elsevier

Goel, R., Kumar, R. and Paul, D.K., (2007) ” Comparative study of various creep and shrinkage prediction models for concrete”, J. Mat. in Civ. Engrg. 19 (3) (2007) pp. 249–260.

Gowripalan, N. (1996) “Concrete mix design, characterization and new materials”, Lecture, University of New South Wales, Sydney, Australia, 78 p.

Guideline (1997), Richtlinie für Spritzbeton (*Guideline for shotcrete*), Österreichischer Tebonverein, Vienna, Austria, (in German).

Hawkes, T. (1994), “Underground construction with steel fibres”, Fibres in Concrete - Annual Technology Seminar - CIA, Perth, Australia, pp. 174 - 178.

Helene, P. R. L., and Monteiro, P. J. M. (1993), “Designing concrete mixtures for strength, elastic modulus and fracture energy”, Materials

Hellmich, Ch., Ulm, F. -J., and Mang, H.A. (1997), “Chemoplasticity for shotcrete at early ages”, Computational Plasticity, proceedings of 5th International Conference, Barcelona, Spain, Pineridge Press, pp. 2195-2203.

Hellmich, Ch. (1999), “Shotcrete as part of the New Austrian Tunneling Method: From thermochemomechanical material modeling to structural analysis and safety assessment of tunnels”, PhD Thesis, Vienna University of Technology, Vienna, Austria, 169 p.

Hleis, K. M. (1995), “Non destructive evaluation of high performance concrete”, Master Thesis, University of New South Wales, Sydney, Australia, 60 p.

Incropera, F. P., and De Witt (1981), Fundamentals of Heat Transfer, John Wiley & Sons, USA, 819 p.

Irigaray, M. A. P. (2012), Estimativa da Resistência do Concreto à Compressão por Meio da Velocidade de Pulsos Ultrassônicos na Pasta do Concreto, Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil, 204 p.

Jin, X., and Li, Z. (2001), “Dynamic property determination for early-age concrete”, ACI Materials Journal, V. 98, No. 5, pp. 365 – 370.

JSCE - SF4 - Japan Society of Civil Engineers (1984), “Method of test for flexural strength of fiber reinforced concrete”, Standard SF-4, pp. 45-51.

Karihaloo, B.L., Wang, J., and China, P. R., (2000), “Micromechanics of fiber-reinforced cementitious composites”, Proceedings of the ACUN-2 Composites in the Transportation Industry, Editors Sri Bandyopadhyay, N. Gowripalan, Noel Drayton and Rik Heslehurst, UNSW, Sydney, pp. 282 – 290.

- Karihaloo, B.L. (1995), Fracture Mechanics and Structural Concrete, Longman Scientific & Technical, 330 p.
- Khan, A.A., Cook, W.D., and Mitchell, D., (1998), “Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration”, ACI Materials Journal, V. 95, No. 3, pp. 293 – 303.
- Khan, A.A., Cook, W.D., and Mitchell, D., (1997), “Creep, shrinkage, and thermal strains in normal, medium, and high-strength concretes
- Koenders, A.A.B. and Bruegel, K. (1997), “Numerical modeling of autogenous shrinkage of hardening cement paste”, Cement and Concrete Research 27, No. 10, Elsevier (1997), pp. 1489-1499.
- Kotosovos, M.D., and Newman, J.J. (1981), “Fracture mechanics and concrete behaviour”, Magazine of Concrete Research, June, V. 33, No. 115, pp. 103 -112.
- Kovler, K., Roussel, N. (2011) “Properties of fresh and hardened cement”, Cement and Concrete Research 41, Elsevier (2011), pp. 775-792.
- Lechner, M., Hellmich, Ch., and Mang, H.A. (2001), “Short-term creep of shotcrete- thermochemoplastic material modelling and nonlinear analysis of a laboratory test and of a NATM excavation by the Finite Element Method”, Proceedings of the International Symposium on Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive Frictional Materials, German Science Foundation, University of Stuttgart, Lecture Notes in Physics, Springer, Berlin (2001), pp. 47-62.
- Lokhorst, S. J., and van Breugel, K. (1995), “Prediction of thermal cracking in hardening concrete structures: effects of various degrees of restraint”, Proceedings Concrete 95 Conference, Australia, pp. 273-280.
- Lu, H. R., Swaddiwudhipong, S. and Wee, T.H. (2000), “Evolution of internal restrained strain in concrete members at early age”, ACI Materials Journal, V. 90, No. 5, pp. 612 - 618.
- Lura, P., Jensen, O. M. and Weiss, J. (2009), “Cracking in cement paste induced by autogenous shrinkage”, Materials and Structures, 42, pp. 1089-1099.

Macht, J., Lackner, R., Hellmich, Ch., and Mang, H. A. (2001), “Shotcrete creep properties – review of material tests and structural analyses of tunnels”, Creep, shrinkage and durability of concrete and other quasi-brittle materials, Edited by F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F.H. Wittmann, Elsevier Science Ltd., Cambridge, USA, pp. 3235-3250.

Malhotra, V.M. (1974), “Contract strength requirements – cores versus in situ evaluation” ACI Journal, No. 4, pp. 163-172.

Malhotra, V.M. (1996), “Nondestructive tests: A global review”, Tecnologia Del Cemento e del Calcestruzzo, L’Industria Italiana del Cemento, May 96, pp. 366 – 384.

Mangold, M. (1994), “Thermal prestress of concrete by surface cooling”, Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proc. International Symposium/RILEM, Edited by R. Springenschmid, Munich, pp. 265-272.

Marusin, S.L. (1990), “Failure of latex-modified shotcrete”, Shotcrete, ACI Compilation 18.

McGregor, G.S., and Marsden, W.A. (1995), " Recent Advances in Steel Fibre Reinforcing for Concrete", Proceedings Concrete 95 Conference, Australia, pp. 737-744

Mehta, P. K., and Monteiro, P.J.M. (1994), Concreto - Estrutura, Propriedades e Materiais, (Concrete – Structure, Properties and Materials), Edit. PINI LTDA, São Paulo, Brazil, 573p..

Melbye, T.A. (1996), Sprayed Concrete for Rock Support, 5th Edition, Copyright MBT International Underground Construction GroPU, Division of MBT (Switzerland) Ltd., 1994, 188 p..

Meyco SA 160 (accelerator), BASF (2009), Data Sheet.

Min-Cheol Han and Chen-Goo Han (2010), “ Use of maturity methods to estimate the setting time of concrete containing super retarding agents”, Cement & Concrete Composites 32 (2010) pp. 164-172.

Mindess, S. (1995), “Fibre reinforced concrete: Challenges and prospects”, Proc. Fibre Reinforced Concrete Modern Developments Symp., N. Banthia and S. Mindess Eds, Canada, pp. 1-11.

Mindess, S., Young, J.F., and Darwin, D., (2003), *Concrete*, Prentice Hall 2003, 644 pp.

Moens, J., Nemegeer, D. E. (1991), " Designing Fiber Reinforced Concrete Based on Toughness Characteristics", Concrete International, pp. 38 - 43.

Morgan, D.R., McAskill, N. and Heere, R., (1997), "Proposed method for determination of early age compressive strength of shotcrete", ASTM, San Diego, 12 p.

Morgan, D.R. (1988), "Recent developments in shotcrete technology", World of Concrete-ACI, Las Vegas.

Morgan, D.R., (1998), "Steel fibre reinforced shotcrete for underground support: Civil applications", Proceedings 1998 Australian Shotcrete Conference & Exhibition, Session One, Sydney, Australia, 21 p..

Morgan, D.R. (1995a), "Special sprayed concretes", Sprayed Concrete Properties, Design and Applications, Section II, Chapter 11, Edited by Simon Austin & Peter Robins, Loughborough, UK, pp.229 - 265.

Morgan, D. R., Mindess, S., and Chen, L., (1995b) "Testing and specifying toughness for fiber reinforced concrete and shotcrete", Proc. Fiber Reinforced Concrete, Modern Developments Symp., N. Banthia and S. Mindess Eds., Canada, pp. 29-50.

Morgan, D.R. (1991a), "Steel fiber reinforced shotcrete for sPUport underground openings in Canada", Shotcrete, ACI Compilation 18.

Nagy, A., and Thelandersson, S., (1994), "Material characterization of young concrete to predict thermal stresses", Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proc. International Symposium/RILEM, Edited by R. Springenschmid, Munich, pp. 161-168.

Najm, H. S., and Naaman, A., (1995), "Prediction model for elastic modulus of high-performance fiber reinforced cement-based composites", ACI Materials Journal, V. 92, No. 3, pp. 304-314.

Naik, T. R., and Malhotra, V.M. (1991), "The Pulse Ultrassonic Velocity Method", CRC Handbook on Nondestructive Testing of

Concrete, Malhotra, V.M. and Carino, N.J. Editors, Canmet, Ottawa, Canada, pp. 169 -188.

Neville, A.M. (1995), Properties of Concrete, Fourth Edition, Longman GroPU Limited, London, UK, 844 p.

Neville, A.M., Dilger, W.A., and Brooks, J.J. (1983), Creep of Plain and Structural Concrete, Construction Press, Longman, 361 p.

Ninnes, G.J. (1994), “Swimming Pools”, Fibres in Concrete - Annual Technology Seminar - CIA, Perth, Australia, pp. 196 - 211.

Norwegian Concrete Association, (1993), “Sprayed concrete for rock support- Technical specification and guidelines”, Publication No. 7-Committee Sprayed Concrete, 72 p.

NOVOTEX FE730 Steel fibre NOVOTEX TM (2010) Data sheet.

Oluokun, F., Burdette, E.G., and Deatherage, J.H. (1990), “Rates of development of physical properties of concrete at early ages”, Cement, Admixtures, and Concrete 1990 Transport Research Record No. 1284, Materials and Construction, National Research Council, Washington, D.C., pp. 16-22.

Onghero, L. and Repette, W.L. (2010), “O efeito de diferentes teores de aditivo redutor de retração na reologia de pastas de cimento auto-adensáveis”, Anais do 52^o Congresso Brasileiro do Concreto CBC 2010, IBRACON, 2010.

Onken, P., and Rostásy, F.S., (1994), “A practical planning tool for the simulation of thermal stresses and for the prediction of early thermal cracks in massive concrete structures”, Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proc. International Symposium/RILEM, Edited by R. Springenschmid, Munich, pp. 289-296.

Ozbay, E., Gesoglu, M. and Güneyisi, E. (2008) “Empirical modeling of fresh and hardened properties of self-compacting concretes by genetic programming”, Construction and Building Materials 22 (8) (2008) , pp. 1831–1840.

Papworth, F., (1997), “Physical properties of steel fibres”, Fibres in Concrete 97 Seminar, Cement&Concrete Association of Australia, 14 p..

Passuello, A.; Moriconi, G.; Shah, S.P. (2009), “Cracking behavior of concrete with shrinkage reducing admixtures and PVA fibers”, Cement&Concrete Composites , V. 31, pp. 699-704.

Pillar, N., and Gowripalan, N., (1996), “Advanced shotcrete technology in Australia”, Proc. International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures, Florianópolis, Brazil, pp. 225-236.

Pillar, N., and Gowripalan, N., (2000a), “Early age post-cracking behaviour of fibre reinforced shotcrete used in motor-way tunnels”, Proceedings of the ACUN-2 Composites in the Transportation Industry, Editors Sri Bandyopadhyay, N. Gowripalan, Noel Drayton and Rik Heslehurst, UNSW, Sydney, pp. 266 – 271.

Pillar, N., and Gowripalan, N., (2000b), “Early age cracking of fibre reinforced shotcrete used in tunnel repairs”, CD-ROM- Proceedings of International Conference in Damaged Structures- DAMSTRUC 2000, Rio de Janeiro, Brazil.

Pillar, N., and Gowripalan, N., (2000c), “Post-cracking behaviour of fibre reinforced concrete at early ages”, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures- ACMBBS, Editors Jagmohan Humar and A. Ghani Razaqpur, Ottawa, Canada, pp. 77-84.

Pinto, R. C. A., and Hover, K. C. (1999), “Superplasticizers and microsilica addition effects on heat of hydration of mortar mixtures with low water-cementitious materials ratio”, ACI Materials Journal, V. 96, No.5, pp. 600 – 604.

Pinto, R. C. A., and Hover, K. C. (2000), “Combined effects of microsilica, superplasticizer and temperature on setting behavior”, Magazine of Concrete Research, V. 52, No.5, pp. 345 – 352.

Pinto, R. C. A., and Schindler, A. K. (2010), “Unified modeling of setting and strength development”, Cement and Concrete Research, 40 (2010), pp. 58-65.

Powers, G. (1968), “The thermodynamics of volume change and creep”, Materials and Structures, Paris, pp. 487-507.

Pozzolith 370 BASF (water reducer) (2011), Data Sheet.

Prudencio Jr., L. R., Austin, S. A., Jones, P. A., Armelin, H. S., and Robins, P. J. (2002), “Prediction of steel fibre reinforced concrete post-crack behavior under flexure – Part I: Concepts and development”.

Prudencio Jr., L.R. (1998), “Accelerating admixtures for shotcrete”, Cement and Concrete Composites, Elsevier Science Ltd., V. 20, pp. 213 – 219.

Prudencio Jr, L.R (1993), “Contribuição à dosagem do concreto projetado (*A contribution to specify shotcrete*)”, PhD Thesis, Polytechnical University of Sao Paulo, Brazil, 224 p., (in Portuguese).

Pu-Woei Chen, Fu, X., and Chung, D.D.L. (1995), “Improving the bonding between old and new concrete by adding carbon fibres to the new concrete”, Cement and Concrete Research, V. 25, No. 3, pp. 491-496.

Ratcliffe, R. (1994), "Steel Fibres - A Design application guide", CIA-Fibres in Concrete. Annual Technology Seminar, Australia, pp. 126 – 164.

Reinhardt, H. W. and Grosse, C. U. (2004), “Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 18, pp. 145-154.

Rheobild 1000 BASF (2010), Data Sheet.

Repetto, W. L., (2005), “Concretos de última geração: presente e futuro”, Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações, Vol. 2, pp. 1509-1550.

Robeyst, N., Gruyaert, E., Grosse, C. U. and De Belie, N. (2008), “Monitoring the setting of concrete containing blast-furnace slag by measuring the ultrasonic p-wave velocity”, (2008), Cement and Concrete Research, 38, pp. 1169-1176.

Roesler, J., Paulino, G.H., Park, K., and Gaedicke, C. (2007), “Concrete fracture prediction using bilinear softening”, Cement and Concrete Composites 29 (4) pp. 300–312.

Rougelot, T., Skoczylas, F. and Burlion, N., (2009), “Water desorption and shrinkage in mortars and cement pastes: Experimental study and poromechanical model”, Cement and Concrete Research, 39, pp. 36-44.

S-152 HPP Polypropilene Fiber (1999), Data Sheet.

Salvador, R. P. (2013), “Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras”, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 178 pp.

Scheiner, S. and Hellmich, C. (2009), “Continuum microviscoelasticity model for aging basic creep of early-age concrete”, J. Engrg. Mech. 135 (4) (2009), pp. 307–323.

Scripture, E. W. Jr., (1956), “Setting time”, Significance of Test and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials, ASTM STP 169, American Society of Testing Materials, Philadelphia, pp. 53-60.

Sercombe, J., Hellmich, Ch., Ulm, F.-J., and Mang, H. (2000), “Modelling of early-age creep of shotcrete, I: Model and model parameters”, Journal of Engineering Mechanics/March 2000, ASCE, V. 25, No.3, pp. 284- 291.

Shah, S. P. (1991), " Do Fiber Increase the Tensile Strength of Cement-Based Matrix?", ACI Materials Journal, Vol 88, No 6, pp. 597 - 602.

Sharma, P. V., (1982), Geophysical Methods in Geology, Elsevier Science Publishing Co.

Schöppel, K., and Springenschmid, R., (1994), “The effect of thermal deformation, chemical shrinkage on restraint stresses in concrete at early ages”, Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, Proc. International Symposium/RILEM, Edited by R. Springenschmid, Munich, pp. 213-221.

Schütz, R., Potts, D. M. and Zdravkovic. L. (2011), “Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration”, Computers and Geomechanics, 38, pp 834-845.

Silvoso, M.M., Fairbairn, E. M. R., and Alves, J. L. D. (2001), “Modelos numéricos para a análise termo-química-mecânica de

estruturas de concreto. (*Numerical models for thermo-chemical-mechanical analysis*”, CD-ROM Proceedings of 22nd Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, and 2nd Brazilian Congress on Computational Mechanics, Campinas, SP, Brazil, (in Portuguese).

SL Cement (Shrinkage Limit) (2012) Boral Cement Australia, Information Sheet.

Spadea, G., Cava, R., Gallo, D., and Swamy, R.N. (1995), “Fiber reinforced concrete testing for practical applications”, ACI - Symp. on Testing of Fiber Reinforced Concrete, USA, pp. 233- 240.

Sri Ravindrarajah, R. (1997), “Strength evaluation of high-strength concrete by ultrasonic pulse velocity method”, NDT & E International, V.30, No. 4.

Sturup, V., Vecchio, F., and Caratin, H. (1984), “Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength”, In situ/Nondestructive Testing of Concrete, In: V.M. Malhotra, Editor, ACI SP-82, Detroit, pp. 201-227.

Tanesi, J. and Figueiredo, A. D., (1999) “Fissuração por retração em concretos reforçados com fibras de polipropileno (CRFP)”, Boletim Técnico- Série BT/PCC , Escola Politécnica de São Paulo.

Tarun R. Naik and V. M. Malhotra, (1991), “The Ultrasonic Pulse Velocity Method”, Chapter 5, CRC Handbook on Non Destructive Testing of Concrete, V.M. Malhotra, N.J. Carino Editors, CRC Press, Inc., pp. 169-180.

Tawie, R.; Lee, H.K. (2009). “Monitoring the strength development in concrete by EMI sensing Technique”, Construction and Building Materials 24 (9) (2010) pp.1746–1753.

Timoshenko, S.P.; Goodier, J.N. (1980). Teoria da Elasticidade (Theory of Elasticity), Editora Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro, 545 p.

Trtnik, G.; Kavčič, F.; Turk, G. (2009). “Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks”, Ultrasonics 49 (1) pp. 53–60.

Turton, C.D. (1995). “Non-structural cracks of concrete, The effects of polypropylene fibers”, Proceedings Concrete 95 Conference, Australia, pp. 725- 735.

Ulm, F.-J. (1998). Couplages thermo-chémomécaniques dans les bétons: un premier bilan. (Thermomechanical couplings in concretes: a first review.), Technical report. Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, France, (in French).

Uotinen, L.K.T. (2011). Design of shotcrete rock reinforcement in hard rock according to Eurocode, Edited by Rak- 50.3146 Seminar on Geoengineering, Aalto University, Department of Civil and Environmental Engineering, Espoo, Finland, 21 p.

Vitharana, N. (1995), “Prediction of temperature and stress developments in high strength concrete columns under heat of hydration effects”, Proceedings Concrete 95 Conference, Australia, pp. 211- 222.

Vitharana, N. (1997a). “Durability considerations for concrete water-retaining structures”, Durability of Concrete, Proceedings Fourth CANMET/ACI International Conference, Editor V. M. Malhotra, Sydney, Australia, pp. 1379-1410.

Vitharana, N. (1997c). “Thermal crack occurrence in hardening concrete structures: Are the conventional methods rational enough?”, Concrete 97 Conference Proc., Concrete Institute of Australia, Australia, pp. 659-669.

Woo, S.S.; Qureshi, A.R.; Jae-Yong, L.; Bang, Y.C. (2008). “Piezoelectric sensor based nondestructive active monitoring of strength gain in concrete”, Smart Materials and Structures 17 (5).

Woo, S.S.; Keun, O.T. (2009).” Application of electro-mechanical impedance sensing technique for online monitoring of strength development in concrete using smart PZT patches”, Construction and Building Materials 23 (2) (2009), pp. 1185–1188.

Wood, D.F. (1992). “Rock engineering design using steel fibre reinforced shotcrete”, Inc. Pacific Rim Seminar Tour, Novocom International, 18 p.

Wood, D.F.; (1997). “An introduction to shotcrete technology”,

Building With Shotcrete Seminar, Concrete Institute of Australia, Australia, 14 p.

Young, H.D. (1991). University Physics, Eight Edition, Addison Wesley Publishing Company, New York, 1356 p.

Zhang, J.; Weissinger, E.; Peethamparan, S.; Sherer, G.W. (2010). “Early hydration and setting of oil well cement”, Cement and Concrete Research, 40, Elsevier Science, 1023-1033.

Zhang, J.; Qin, L.; Zongjin, L. (2009). “Hydration monitoring of cement-based materials with resistivity and ultrasonic methods”, Materials and Structures, 42, pp. 115-24.

Zhang, J.; Cusson, D.; Monteiro, P.; Harvey, J. (2008). “New perspectives on maturity method and approach for high performance concrete applications”, Cement and Concrete Research, 38, Elsevier Science, pp. 1438-1446.

Ziad Bayasi, M.; Soroushian, P. (1992). “Effect of steel fiber reinforcement on fresh mix properties of concrete”, ACI Materials Journal, V. 89, No. 4, pp. 386-396.

APÊNDICE A – FIGURAS

Figura 60 – Temperatura vs tempo para todos os termopares de CPS

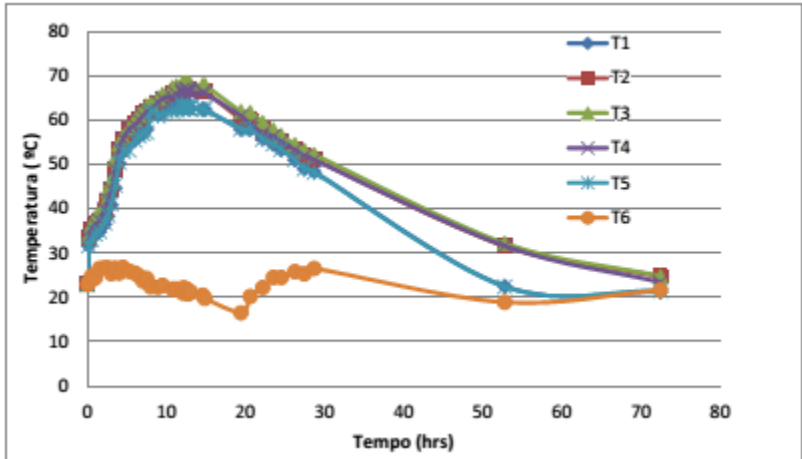


Figura 61 – Temperatura vs Tempo para CPFA

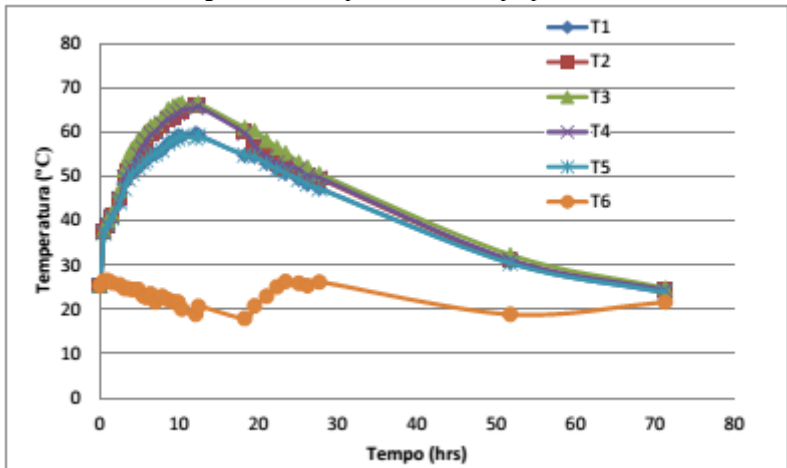


Figura 62 – Fc vs VPU para CPFA

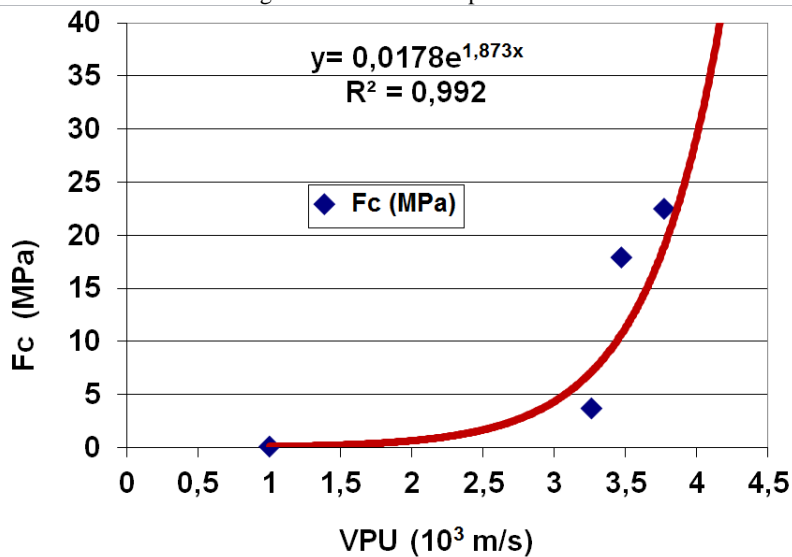


Figura 63 – Fc vs VPU para CPS

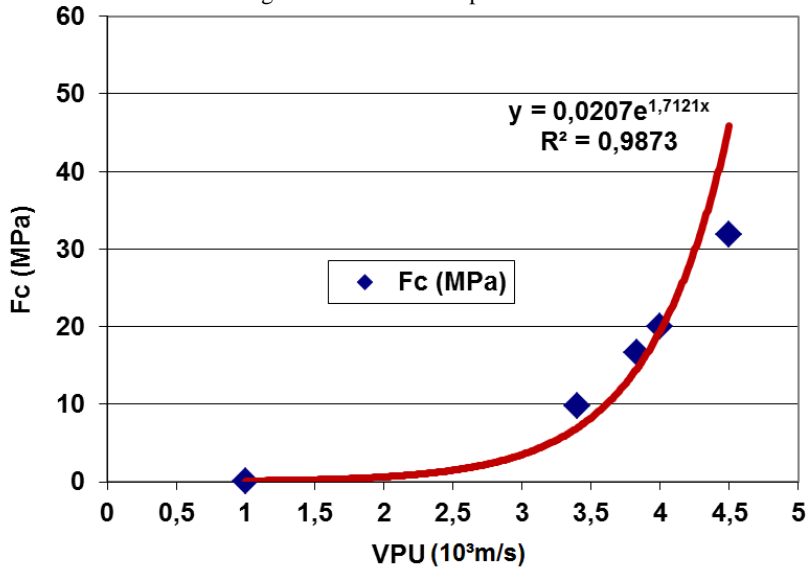


Figura 64 – Superposição dos efeitos das deformações em CRFP carregado às 96 hrs de idade

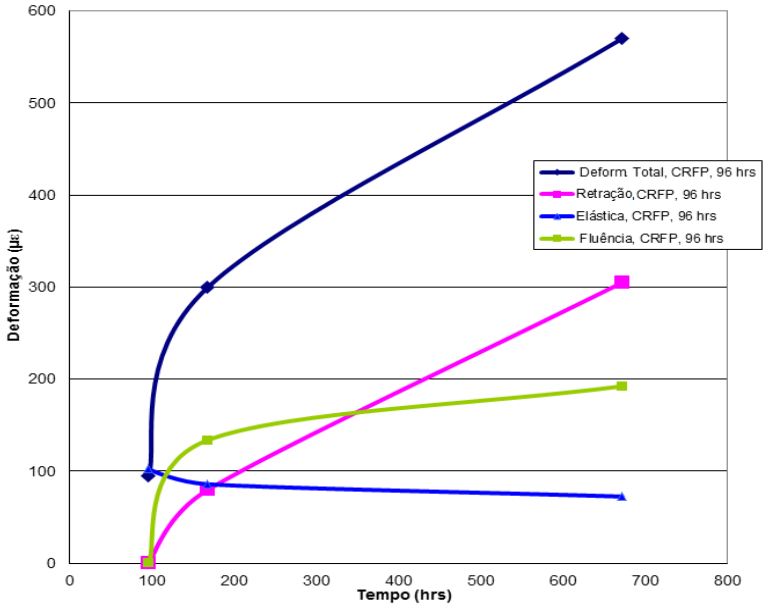
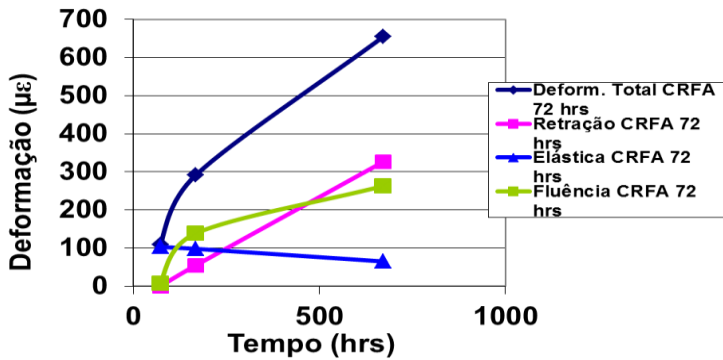


Figura 65 – Superposição dos efeitos das deformações em CRFA carregado às 72 hrs de idade



APÊNDICE B – TABELAS

Tabela 33 – Temperaturas nos termopares de CPS

Tempo	T1	T2	T3	T4	T5	T6
(hrs)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)
0	23	23	23	23	23	23
0,17	31,6	33,6	33,8	33,63	31,6	23,2
0,5	33,2	35,5	36,3	35,4	33,1	24,8
1	34,1	36,4	38	36,5	34,2	24,4
3	40,8	44,2	46,4	44,3	41	25,4
4	50,2	53,2	54,6	53,4	50,4	25,5
6	55,5	59,4	60	58,8	55,4	25,5
7	57	61,3	62	60,9	56,9	23,7
8	62,7	62,7	63,7	62,2	62	22,4
10,75	62,7	65,8	67,3	65,3	62	21,9
12	63,8	66,5	68,2	66,8	63,7	22
12,5	63	67,1	68,4	67	63	21,9
13	62,6	66,7	68	66,3	62,7	21,3
14,58	62,4	66,5	67,8	66,2	62,5	20,5
20,58	57,9	60,1	61,7	59	58	20,2
24,5	53,3	55,1	56,5	55,1	53,4	24,5
28,67	48,3	51,1	52,2	51	48,2	26,5
52,75	22,5	31,6	32,2	31,6	22,4	18,9
72,45	21,2	24,7	24,8	23,4	21,5	21,7
672	23	23	23	23	23	23

Tabela 34 – Temperaturas nos termopares de CPF

Tempo	T1	T2	T3	T4	T5	T6
(hrs)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)
0	26	26	26	26	26	26
0,5	39,7	41,2	41,2	39,3	36,3	26,3
1,08	41,6	43,1	43,1	41,2	37,9	25,4
1,7	43,2	45	45	43,2	39,8	25,4
2,33	46,8	49,5	49,7	47,9	43,8	24,7
3,42	52,7	56	57	56,3	54,1	24,2
4	54,1	57,8	59,1	58,6	55,7	22,2
5	55,7	59,9	61,7	61,1	57,2	23,5
6,5	57,4	62,2	64,7	63,9	59,3	22,5
7,17	59,2	64,5	67,5	66,4	61,5	22,1
8,58	60,8	66,5	69,4	68,2	62,4	21,3
10,08	61,3	66,8	69,5	68,4	61,3	20,5
11	61,9	67,5	69,8	68,7	61,9	19,8
11,25	62,2	67,8	70,3	68,9	62,2	20,1
11,42	62,2	67,8	70,2	68,9	62,2	19,8
18,08	58,4	63,3	65	63,2	57,6	20,8
21	55,2	59,6	61,3	59,5	54,5	24,8
24,75	51,7	55,3	56,5	55,2	51,6	26
50,25	32,5	34,2	34,7	34,2	32,4	18,9
70	25,4	26	26,2	25,8	23	21,7
672	23	23	23	23	23	23

Tabela 35 – Temperaturas nos termopares de CPFA

Tempo	T1	T2	T3	T4	T5	T6
(hrs)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)	(°C)
0	25,45	25,45	25,45	25,45	25,45	25,45
0,5	37,2	37,6	37,9	37,6	37,2	26,5
1	38,1	39	40,2	39	39,3	26,5
2,5	44	45	47	45	44,1	25,6
4,0833	50,8	52,3	56,3	52	50,6	24,5
6,4167	54,7	59,5	61,3	59,5	54,7	23,5
8,5833	57,4	63	65,2	63	57,5	22,2
10,333	59	64,8	66,5	65	59,1	20,1
12,4167	59,4	66	66,5	65,8	59,1	20,7
18,25	54,7	60	61	59,7	54,8	18
21	53	54,8	58,2	54,3	52,9	23
25,0833	49,4	51	53,2	51,6	49,3	25,9
27,6667	47,3	49,5	50,6	49,7	47,2	26,2
51,75	30,5	31	32,3	31,2	30,4	18,9
71,2833	23,8	24,5	24,8	24,4	23,9	21,7
672	23	23	23	23	23	23

Tabela 36 – Resistência à compressão de CFPF e CPFA de corpos de prova compactados e extraídos de painel

Traço	Densidade (kg/m³)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência Média à Compressão (MPa)	Resistência à Compressão (MPa), (Neville, 1995) (ajustada ao cilindro padrão de 150mm de diâmetro), (6%)
CFPF	2160	140	16,75	15,75
CPFA	2270	160	19,5	18,3

APÊNDICE C – PROGRAMA

PEAC CFPF 2014

%Rem Author: Nora Pillar

clear;

STEMP = input('Please enter the Starting Temperature (Celsius : ');

MTEMP = input('Please enter the Maximum Temperature: ');

TLIM = input('Please enter the Time Limit (in hours): ');

TINI = input('Please enter the Initial Time (in hours): ');

INTERV = input('Please enter the Time Interval (in hours): ');

LENGTH = input('Please enter the Length (in millimeter): ');

ALPHA = .00001;

% TEMPERATURE

T0=[TINI:INTERV:TLIM];

T1 = (27.67728 + 3.648012*(T0.^0.5));

T2 = ((1-0.31198203*(T0.^0.5))+(0.054097798*T0));

T=T1./T2;

DELTAT = zeros(1,length(T));

for i=1:(length(T)-1)

 DELTAT(i+1)=T(i+1)-T(i);

end

% EMODE(TO) CALCULATION

E1 = 3275.77+23806.93.*(T0.^0.5)-(3.94*exp(-5)).*T0;

E2 = 1+0.7.*(T0.^0.5)-0.011.*T0+0.000305.*(T0.^1.5);

E= (0.83)*(E1./E2)

% DELTA STRESS TEMP CALCULATION

AUX =-ALPHA;

STRESSTEMP = AUX*DELTAT.*E;

DELTASTRESSTEMP = STRESSTEMP;

for i=2:length(STRESSTEMP)

 STRESSTEMP(i)=STRESSTEMP(i)+STRESSTEMP(i-1);

end

% Pure Tensile Strength

Ft=(-4.3147038 + 4.2660747.*T0 + 0.0408734042.*(T0.^2))./(1 + 2.2575388.*T0 + 0.013337007.*(T0.^2));

% Strain shrinkage PFRS Time Zero= 6hrs transfered as 1 hr

STRAINSHRINKAGE= (4.1823708.*(T0.^0.71163602))/10^6;

%STRESS shrinkage

STRESSSHRINKAGE = STRAINSHRINKAGE .* E;

%Delta Stress Shrinkage

```

DELTAStressShrinkage(1) = 0;
for i=2:TLIM
DELTAStressShrinkage(i)=STRESSSHRINKAGE(i)-
STRESSSHRINKAGE(i-1);
End

```

% STRESS [TEMP + SHRINKAGE]

```

STRESS_TEMP_SHRINKAGE = STRESSTEMP +
STRESSSHRINKAGE;
subplot(2,1,1), plot(T0,T);
subplot(2,1,2), plot(T0,STRESSTEMP);

```

%Creep Coefficients

```

cc1 = (0.11)*((-1)*2.429 + 2.435.*(T0.^2))./(1+0.633.*(T0.^2));
cc2 = 1.0*(0.4.* log(T0(12:TLIM))- 1.12);
cc3 = 1.15 *(0.214.*log(T0(36:TLIM))- 0.7672);
cc4 = -0.8932 + 0.214.* log(T0(65:TLIM));

```

% Combined Creep Coefficient

```

ccc
=[cc1(1:11)(cc1(12:35)+cc2(1:24))(cc1(36:64)+cc2(25:53)+cc3(1:29))
(cc1(65:TLIM)+cc2(54:61)+cc3(30:37)+cc4(1:8))];
% Creep Strain at time 1, (t1)
CreepStrainTime1 = -(STRESS_TEMP_SHRINKAGE(1).*cc1(1))./E;

```

% Deformacao total at time 1

```

DeformacaoTotal(1)= ((STRESSTEMP(1) + STRESSSHRINKAGE
(1)).*(-cc1(1))./E(1)) + (STRESSTEMP(1))./E(1) +
(STRESSSHRINKAGE (1))./E(1);

```

% DEFORMAÇÃO

```

DEFOR=((STRESSTEMP(1)+STRESSSHRINKAGE(1)).* -cc1./E)+
(STRESSTEMP(1))./E + (STRESSSHRINKAGE(1))./E

```

% INTEGRAL

```

INTEGRAL (1) =0;
for i=2:TLIM
INTEGRAL(i)=(INTEGRAL(i-1)) + (((-ccc
(i)).*(DELTAStressShrinkage(i) + DELTATStressShrinkage(i)))./E(i)) ;
End

```

```
% DeformacaoTotal
DeformacaoTotal=DEFOR+INTEGRAL+(STRESSTEMP./E ) +
(STRESSSHRINKAGE./E);
% TotalStress due to Temp+Shrinkage+ Creep
TotalStress=(DeformacaoTotal.*E)
y = [TotalStress' STRESSTEMP' Ft' STRESS_TEMP_SHRINKAGE'];
% plot(T0,TotalStress);
plot(T0,y)
```

