ANA CAROLINA MARQUES

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL: CARACTERIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO
DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E ESTUDO DA SUA
DEFORMABILIDADE POR SOLICITAÇÃO MECÂNICA, RETRAÇÃO E
FLUÊNCIA

Tese de doutorado apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Doutor em
Ciências, Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil.

São Paulo

2011

ANA CAROLINA MARQUES

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL: CARACTERIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO
DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E ESTUDO DA SUA
DEFORMABILIDADE POR SOLICITAÇÃO MECÂNICA, RETRAÇÃO E
FLUÊNCIA

Tese de doutorado apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Doutor em
Ciências, Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil.

Área de concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2011

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 15 de junho de 2011.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Marques, Ana Carolina

Concreto auto-adensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência / A.C. Marques. -- ed.rev. -- São Paulo, 2011.

175 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Concreto auto-adensável 2.Fluência dos materiais 3.Concreto protendido I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

DEDICATÓRIA

Ao meu esposo Joel, meus pais e irmãos.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Túlio Nogueira Bittencourt pela confiança, orientação e apoio para a realização deste trabalho.

À Prof. Dr^a. Mônica Pinto Barbosa da FEIS-UNESP por todo o apoio dado para a realização deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF) e do Departamento de Engenharia de Construção Civil (PCC) que contribuíram para a minha formação.

À FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio financeiro.

Ao Laboratório CESP de Engenharia Civil pelo apoio técnico e pelo auxílio no desenvolvimento e definição de procedimentos da parte experimental.

À Empresa Engemix pelos materiais, apoio técnico e instalações cedidas para a realização deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório da Engemix pelo apoio técnico, que foi fundamental para a realização deste trabalho.

À Empresa Rudloff por disponibilizarem materiais e pessoal para a realização da etapa de protensão da parte experimental.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais (LEM) e do Laboratório de Concreto da EPUSP, pelas contribuições técnicas e apoio durante a realização do experimento.

Aos bibliotecários pelo constante apoio e esclarecimento na pesquisa bibliográfica.

A todos os funcionários do Departamento de Estruturas e Geotécnica (PEF) sempre atenciosos, prestativos e eficientes.

Ao meu esposo, à minha família e amigos, pelo apoio, compreensão, carinho e incentivo durante todo o período do doutorado.

A todos, que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

O concreto auto adensável (CAA) é um material novo cujas propriedades mecânicas precisam ser estudadas. Ele apresenta em sua composição maior quantidade de argamassa e agregados graúdos de menores dimensões, que podem torná-lo mais deformável que o concreto convencional. Em contrapartida, o melhor empacotamento das partículas no estado fresco do CAA e a sua maior resistência (para uma mesma relação a/c) pode atuar no sentido oposto. Além disso, os modelos de previsão disponíveis na norma brasileira não levam em consideração os concretos especiais. O objetivo deste trabalho é verificar se modelos de previsão disponíveis na literatura são adequados para prever a fluência e a retração do CAA. Este estudo envolve aspectos de sua caracterização por meio de ensaios em laboratório, de retração, de fluência e de outras propriedades mecânicas como resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Para o ensaio de fluência foram avaliadas as influências das condições ambientais (através de corpos de prova mantidos em ambiente controlado e sem controle de umidade e temperatura) e idade de carregamento. A partir dos resultados obtidos experimentalmente, foi feita a sua comparação com os modelos de previsão do ACI, EC2, NBR, B3 e GL. O estudo da deformação do CAA também foi feito por meio da monitoração de uma viga protótipo protendida, seguida da comparação das deformações medidas com as obtidas por um programa de elementos finitos. A partir dos resultados experimentais, observa-se que dentre os modelos de previsão de fluência e retração estudados, o que mais se adéqua aos resultados obtidos experimentalmente, é o fornecido pelo ACI e GL. A utilização do modelo de previsão do ACI pelo programa de elementos finitos gerou bons resultados de previsão de deformações quando comparados com os resultados medidos. Em relação à função de fluência, nota-se que a norma brasileira é adequada para o concreto estudado.

Palavras-chave: concreto auto adensável, fluência, concreto protendido.

ABSTRACT

Self-compacting concrete (SCC) is a new material and its mechanical properties have yet to be studied. It has a higher amount of mortar and smaller coarse aggregates which make it more deformable. On the other hand, the packing of the particles in fresh SCC and its larger strength (at a constant water/cement ratio) may act in the opposite way. Besides, the prediction models provided by the Brazilian Code do not take special concretes into account. The main objective of this work is to verify if the creep and shrinkage prediction models available in the literature can predict those properties of a SCC. This study involves aspects of its characterization by tests in laboratory of creep, shrinkage and other mechanical properties, such as compressive strength, splitting tensile strength and modulus of elasticity. For the creep test, the influence of environmental conditions (for specimens kept in an environment with and without temperature and humidity controlled) and age at loading were evaluated. From the obtained experimental results, a comparison was made to the values obtained from the ACI, EC2, NBR, B3 and GL prediction models. The deformability of SCC was analyzed by monitoring a post-tensioned beam prototype followed by the comparison of the measured deflection and strain along the time to those obtained from a finite element model. From the obtained experimental results of creep and shrinkage, the most adequate prediction models are the ACI and GL models. The use of the ACI model with the finite element method produced good results when compared to the experimental measurements of deflection and strain of the prototype beam. With respect to the compliance creep function, it can be noticed that the model provided by the Brazilian Code is adequate to the studied SCC.

Key-words: Self-compacting concrete, creep, post-tensioned concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Esquema do ensaio de espalhamento	27
Figura 2.2 – Esquema da caixa-L utilizada para ensaio	33
Figura 2.3 – Resistência à tração de concretos auto adensáveis (Fonte: HOLSCHEMACHER E KLUG, 2002)	35
Figura 2.4 – Módulo de elasticidade de concretos auto adensáveis (Fonte: Holschemacher e Klug 2002)	36
Figura 2.5 – Reversibilidade da retração por secagem (MEHTA e MONTEIRO, 2008)	44
Figura 2.6 – Reversibilidade da fluência (MEHTA e MONTEIRO, 2008)	44
Figura 2.7 – Influência na idade de carregamento na fluência (NEVILLE, 1970)	46
Figura 2.8 – Fluência em concretos carregados e mantidos em diferentes umidades relativas (NEVILLE, 1997)	47
Figura 2.9 – Retração em concretos mantidos em diferentes umidades relativas (NEVILLE, 1997)	47
Figura 2.10 – Deslocamento vertical de corpos de prova armazenados em umidade relativa alternada (Fonte: NEVILLE, 1983)	49
Figura 2.11 – Fluência em corpos de prova mantidos em ambiente sem controle e em laboratório a 50% (Fonte: NEVILLE, 1983)	49
Figura 2.12 – Efeito da umidade na fluência (Fonte: SAKATA e AYANO, 2000)	50
Figura 2.13 – Comparação entre as deformações por retração calculadas pelo ACI 209 e medidas (Fonte: LANDSBERGER e GOMEZ, 2008)	74
Figura 2.14 – Comparação entre as deformações por retração calculadas pelo EC2 e medidas (Fonte: LANDSBERGER e GOMEZ, 2008)	75
Figura 2.15 – Comparação entre o coeficiente de fluência experimental com modelos de previsão (Fonte: SENG e SHIMA, 2005)	75
Figura 2.16 – Comparação entre as deformações por retração por secagem com modelos de previsão (Fonte: SENG e SHIMA, 2005)	76
Figura 3.1 – Ensaio de espalhamento	92
Figura 3.2 – Ensaio do funil-V	92
Figura 3.3 – Ensaio da caixa-L	92

Figura 3.4 – Discos metálicos superior e inferior para o ensaio de fluência.....	93
Figura 3.5 – forma bipartida para o ensaio de fluência	93
Figura 3.6 – Forma de polipropileno.....	94
Figura 3.7 – Bastidores com capacidade de 65tf e 105tf	95
Figura 3.8 – Sensor elétrico de imersão.....	97
Figura 3.9 – Sensores elétricos de colagem em armadura	97
Figura 3.10 – Sensor óptico de colagem em armadura.....	97
Figura 3.11 – Sensor de termoresistência do tipo PT100	97
Figura 3.12 – Sensor óptico de temperatura	97
Figura 3.13 – Transdutores lineares de posição com cursor de 50 e 75mm.....	98
Figura 3.14 – DataTaker modelo DT600 e módulo de expansão.....	100
Figura 3.15 – DataTaker modelo DT800	100
Figura 3.16 – Interrogador modelo sm130 da <i>micron optics</i>	101
Figura 3.17 – Vista externa da câmara climatizada.....	102
Figura 3.18 – Vista interna da câmara climatizada.....	102
Figura 3.19 – Câmara climatizada para o ensaio de retração e sistema de manutenção das condições internas	104
Figura 3.20 – Equipamento de carregamento	105
Figura 3.21 – Acumuladores acoplados ao <i>manifold</i> para manutenção da pressão	106
Figura 3.22 – Equipamento de carregamento dos corpos de prova externos	106
Figura 3.23 – Localização das caixas com os equipamentos e as pontes próximas à viga.....	107
Figura 3.24 – Caixa com equipamento de aquisição de dados e pontes de Wheatstone fixados.....	107
Figura 3.25 – Fixação do sensor no extensômetro elétrico.....	109
Figura 3.26 – Instrumentação do corpo de prova.....	109
Figura 3.27 – Proteção dos fios antes da concretagem	110
Figura 3.28 – Fixação do disco superior utilizando gesso	110
Figura 3.29 – Forma pronta para concretagem	112
Figura 3.30 – Seção transversal da viga	113
Figura 3.31 – Seção longitudinal da viga	114
Figura 3.32 – Esquema de carregamento da viga.....	115
Figura 3.33 – Disposição dos sensores nas seções transversais S1 e S3	115

Figura 3.34 – Disposição dos sensores na seção transversal S2	115
Figura 3.35 – Fixação da célula de carga	116
Figura 3.36 – Pontos de medição dos transdutores e fixação das bases magnéticas	117
Figura 3.37 – Preparação da barra com lima (a) e lixa (b) para instrumentação.....	118
Figura 3.38 – Sensor óptico (a), terminais (b), sensor elétrico (c) utilizados na instrumentação das barras	119
Figura 3.39 – Sensores elétrico (a) e óptico (b) protegidos com resina epóxi.....	119
Figura 3.40 – Sensores elétrico (a) e óptico (b) protegidos com fita de autofusão..	119
Figura 3.41 – Sensor elétrico de imersão em concreto e de temperatura posicionados e fixados	120
Figura 3.42 – Chapa desenvolvida para a fixação do sensor de temperatura	120
Figura 3.43 – Sensor fixado na chapa.....	121
Figura 3.44 – Chapa fixada na armadura.....	121
Figura 3.45 – Proteção do sensor com fita de autofusão	121
Figura 3.46 – Apoios com um grau de liberdade (a) e dois graus de liberdade (b) .	122
Figura 3.47 – Dispositivo para nivelamento da chapa metálica de fundo do apoio 1	122
Figura 3.48 – Dispositivo de nivelamento para a chapa de fundo do apoio 2	122
Figura 3.49 – Forma nivelada com as chapas laterais	123
Figura 3.50 – Peça móvel da extremidade da forma.....	123
Figura 3.51 – Aplicação da protensão	124
Figura 3.52 – Suporte para carregamento da viga	124
Figura 3.53 – Viga carregada	125
Figura 4.1 – Modelo de camada de Maxwell-Chain. (Fonte: Manual do DIANA)	150
Figura 4.2 – Malha gerada pelo programa DIANA	151
Figura 4.3 – Caixa de entrada de dados para o modelo de fluência do ACI no DIANA	152

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 - Resultados obtidos da monitoração da temperatura da câmara climatizada	103
Gráfico 3.2 - Resultados obtidos da monitoração da umidade relativa da câmara climatizada	103
Gráfico 4.1 – Comparação entre resultados experimentais e obtidos em literatura para a resistência à tração e a resistência à compressão.....	128
Gráfico 4.2 – Comparação entre resultados experimentais e obtidos na literatura para o módulo de elasticidade e a resistência à compressão	129
Gráfico 4.3 – Deformações totais dos corpos de prova devido à retração por secagem.....	130
Gráfico 4.4 – Comparação entre os modelos de previsão e a média dos resultados experimentais	131
Gráfico 4.5 – Deformações de fluência por secagem e retração por secagem para as duas datas de carregamento.....	133
Gráfico 4.6 – Função de fluência para os dois carregamentos	135
Gráfico 4.7 – Comparação entre os resultados experimentais do primeiro carregamento dentro da câmara climatizada com os modelos de previsão.....	137
Gráfico 4.8 – Comparação entre os resultados experimentais do primeiro carregamento fora da câmara climatizada com os modelos de previsão.....	137
Gráfico 4.9 – Comparação entre os resultados experimentais do segundo carregamento dentro da câmara climatizada com os modelos de previsão.....	138
Gráfico 4.10 – Comparação entre os resultados experimentais do segundo carregamento fora da câmara climatizada com os modelos de previsão.....	139
Gráfico 4.11 – Temperatura e umidade dos ambientes monitorados.....	140
Gráfico 4.12 – Temperatura ao longo da seção transversal central (S2) da viga protótipo	141
Gráfico 4.13 – Força no cabo de protensão	142
Gráfico 4.14 – Flechas medidas nas seções S1, S2 e S3 da viga protendida	144
Gráfico 4.15 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos nas seções superiores	145

Gráfico 4.16 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos nas seções inferiores	145
Gráfico 4.17 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos e ópticos nas seções superiores.....	147
Gráfico 4.18 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos e ópticos nas seções inferiores.....	147
Gráfico 4.19 – Comparação das flechas das seções S1, S2 e S3 obtidas experimentalmente utilizando o modelo do ACI no DIANA	153
Gráfico 4.20 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S1 superior.....	154
Gráfico 4.21 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S1 superior	154
Gráfico 4.22 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S2 superior.....	155
Gráfico 4.23 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S2 superior	155
Gráfico 4.24 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S3 superior.....	156
Gráfico 4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S3 superior	156
Gráfico 4.26 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S1 inferior.....	158
Gráfico 4.27 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S1 inferior	158
Gráfico 4.28 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S2 inferior.....	159
Gráfico 4.29 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S2 inferior	159
Gráfico 4.30 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA para a seção S3 inferior	160
Gráfico 4.31 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S3 inferior	160

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ensaio de caracterização da trabalhabilidade do CAA.....	25
Tabela 2.2 – Classes de espalhamento (slump-flow) (Fonte: NBR 15823-2:2010)...	27
Tabela 2.3 – Limites superiores e inferiores de espalhamento encontrados na literatura (Fonte: Tutikian, 2004).	28
Tabela 2.4 – Classes de viscosidade aparente t_{500} (sob fluxo livre) (fonte: NBR 15823-2:2010).....	29
Tabela 2.5 – Limites superiores e inferiores para o tempo de escoamento (Fonte: Tutikian (2004).	30
Tabela 2.6 – Classes de viscosidade pelo Funil-V (sob fluxo confinado) (fonte: NBR 15823-5:2010).....	31
Tabela 2.7 – Limites superiores e inferiores para o ensaio do funil-V (Fonte: TUTIKIAN, 2004).....	31
Tabela 2.8 – Classes de habilidade passante caixa-L (sob fluxo confinado) (Fonte: NBR 15823-4:2010).	32
Tabela 2.9 – Resultados e dimensões de aparato para o ensaio de caixa-L (Fonte: TUTIKIAN, 2004).....	33
Tabela 2.10 – Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento (Fonte: NBR6118:2003).	59
Tabela 2.11. Valores de k_h na equação.....	62
Tabela 2.12. Fator de correção referente ao período de cura inicial úmida.	66
Tabela 2.13 – Constantes α e β	67
Tabela 2.14 – Correlação entre as classes de cimento.....	73
Tabela 2.15 – Coeficientes de atrito para cabos de cordoalhas pós-tracionados.	83
Tabela 2.16 – valores da constante de retração K_{sh} para elementos pós-tracionados (Fonte: Zia <i>et al.</i> , 1979)	85
Tabela 2.17 – Valores aproximados de perda de protensão (Fonte: Zanette 2006).	86
Tabela 3.1 – Traço disponibilizado pela Engemix.	88
Tabela 3.2 – Caracterização da areia de quartzo.....	89
Tabela 3.3 – Caracterização da areia de brita.....	89
Tabela 3.4 – Caracterização da brita 0.	90

Tabela 3.5 – Caracterização da brita 1.	90
Tabela 3.6 – Quantidade de corpos de prova para o ensaio de fluência.	91
Tabela 3.7 – Materiais secundários e equipamentos utilizados para os ensaios de fluência e retração.	95
Tabela 3.8 – Materiais e equipamentos utilizados para a instrumentação e monitoração do protótipo.	96
Tabela 3.9 – Especificação dos sensores utilizados na viga.	97
Tabela 3.10 – Ações atuantes na viga, idade de carregamento e intensidade da carga.	114
Tabela 3.11 – Sensores utilizados para a monitoração da viga	116
Tabela 4.1 – Propriedades do concreto auto adensável no estado fresco.	126
Tabela 4.2 – Resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade do CAA.	127
Tabela 4.3 - Dados de entrada para os modelos de previsão de retração por secagem.	130
Tabela 4.4 – Coeficientes ω_{B3} de retração por secagem para os modelos de previsão	132
Tabela 4.5 - Dados de entrada para os modelos de previsão de retração por secagem.	136
Tabela 4.6 – Coeficiente de variação dos modelos de previsão e resultados experimentais.	139
Tabela 4.7 – Leituras das flechas nos instantes de carregamento.	144
Tabela 4.8 – Propriedades do concreto da viga.	151
Tabela 4.9 – Propriedades das armaduras da viga.	151
Tabela A.1 - Resultados experimentais de resistência à compressão.	175
Tabela A.2 - Resultados experimentais de módulo de elasticidade.	175
Tabela A.3 - Resultados experimentais de resistência à tração por compressão diametral.	175

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivo	18
1.2	Justificativa	19
1.3	Organização do trabalho	21
2	REVISÃO DA LITERATURA	22
2.1	Concreto auto adensável	22
2.1.1	<i>Vantagens e desvantagens do CAA</i>	23
2.2	Trabalhabilidade do CAA	24
2.2.1	<i>Espalhamento (slumpflow)</i>	26
2.2.2	<i>Tempo de escoamento (T_{500})</i>	28
2.2.3	<i>Funil-V</i>	30
2.2.4	<i>Caixa-L</i>	32
2.3	Propriedades mecânicas do CAA	33
2.3.1	<i>Resistência à compressão e resistência à tração</i>	34
2.3.2	<i>Módulo de elasticidade</i>	35
2.4	Deformações no Concreto	37
2.4.1	<i>Deformação Imediata</i>	38
2.4.2	<i>Retração</i>	38
2.4.3	<i>Deformação Lenta ou Fluência</i>	41
2.4.4	<i>Reversibilidade</i>	43
2.4.5	<i>Fatores que Influenciam a Fluência e Retração por Secagem</i>	44
2.4.5.1	<i>Idade de carregamento</i>	45
2.4.5.2	<i>Efeito da umidade e temperatura na fluência e retração</i>	46
2.4.5.3	<i>Efeitos da Fluência e Retração</i>	51
2.5	Fluência e retração no concreto auto adensável	52
2.6	Modelos de previsão de fluência e retração	54
2.6.1	<i>NBR6118:2003</i>	54
2.6.2	<i>Eurocode2 – 2004 (EC2)</i>	59
2.6.3	<i>ACI209R – 1992 (ACI209R)</i>	64
2.6.4	<i>Modelo B3 de Bažant e Baweja – 2000 (B3)</i>	67

2.6.5	<i>Modelo GL2000 de Gardner e Lockman (GL)</i>	70
2.6.6	<i>Crêterios para comparação entre modelos</i>	72
2.6.6.1	<i>Coeficiente estatístico</i>	76
2.7	Perdas de protensão em monocordoalha engraxada	78
2.7.1	<i>Níveis de protensão</i>	80
2.7.2	<i>Perdas de Protensão</i>	81
2.7.2.1	<i>Perdas imediatas</i>	81
2.7.2.2	<i>Perdas progressivas de protensão</i>	83
3	Realização do programa experimental	87
3.1	Materiais	87
3.1.1	<i>Equipamentos e metodologia para o ensaio no estado fresco</i>	91
3.1.2	<i>Formas para os ensaios de fluência e retração</i>	92
3.1.3	<i>Bastidores de fluência</i>	94
3.1.4	<i>Materiais secundários</i>	95
3.1.5	<i>Sensores</i>	96
3.1.6	<i>Transdutor linear de posição</i>	98
3.1.7	<i>Calibração das células de carga</i>	98
3.1.8	<i>Estratégia de aquisição de dados</i>	99
3.1.9	<i>Descrição das câmaras climatizadas usadas para os ensaios de fluência e retração</i>	101
3.1.10	<i>Equipamento para Aplicação de Carga nos corpos de Prova</i>	104
3.1.11	<i>Caixa com equipamento de aquisição</i>	107
3.2	Caracterização das propriedades mecânicas	108
3.3	Ensaio de fluência	108
3.3.1	<i>Instrumentação</i>	108
3.3.2	<i>Carregamento</i>	110
3.3.3	<i>Monitoração</i>	111
3.4	Ensaio de retração	111
3.4.1	<i>Instrumentação</i>	112
3.4.2	<i>Monitoração</i>	112
3.5	Viga Protótipo	112
3.5.1	<i>Detalhamento da viga</i>	113
3.5.2	<i>Seções monitoradas</i>	115
3.5.3	<i>Instrumentação da armadura passiva da viga protótipo</i>	117

3.5.4	<i>Preparação da forma</i>	121
3.5.5	<i>Moldagem e carregamento do protótipo</i>	123
4	Resultados experimentais	126
4.1	Caracterização do concreto no estado fresco	126
4.2	Caracterização das propriedades mecânicas	127
4.3	Retração por secagem	129
4.4	Fluência por secagem	132
4.5	Monitoração da viga protótipo	141
4.6	Simulação numérica	148
4.6.1	<i>Modelo de elementos finitos dos materiais</i>	149
4.6.2	<i>Modelos de fluência e retração no DIANA</i>	149
4.6.3	<i>Modelo numérico da viga</i>	150
4.6.4	<i>Resultados da simulação numérica</i>	152
5	Conclusões	162
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	165
	Referências Bibliográficas	166
	Anexo	175

1 INTRODUÇÃO

Muitos consideram o concreto auto adensável (CAA) como a inovação de sucesso mais recente na construção em concreto e na construção em geral. Dentro de um curto período de tempo o CAA progrediu dos conceitos iniciais das funções desejadas ao uso rotineiro em mercados de construção competitivos (De SCHUTTER *et al.*, 2008).

O CAA surgiu devido à necessidade de redução de mão de obra, de melhora na qualidade da execução de obras e do desenvolvimento de um concreto fluido que tornasse possível a concretagem de peças densamente armadas e em locais de difícil acesso à vibração (NUNES, 2001; COLLEPARDI, 2001; OKAMURA e OUCHI, 2003; GEYER e SENA, 2002; MEHTA e MONTEIRO, 2008). Isto se tornou possível através do surgimento dos superplastificantes, que permitiu maior fluidez sem uso excessivo de água (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Dessa forma, além da melhora de qualidade das construções, obteve-se menor tempo despendido durante o processo de concretagem, diminuição de ruídos em obra, entre outros.

O desenvolvimento do CAA propiciou eficiência e melhora nas condições de trabalho em canteiro de obras e na indústria de pré-moldados (GRUNEWALD, 2004). Entretanto, as alterações no traço para torná-lo um concreto fluido levam a diferenças em sua composição quando comparado ao concreto convencional. A principal diferença entre o concreto convencional e o concreto auto adensável são as características reológicas. Essas propriedades são alcançadas com uma maior proporção de pasta de cimento–agregado do que a normalmente utilizada em concretos convencionais (MEHTA e MONTEIRO, 2008). As modificações no traço que garantem a auto compactação do CAA alteram suas propriedades mecânicas (De SCHUTTER *et al.*, 2008; TURCRY, 2004). Esta diferença de comportamento se estende desde o desenvolvimento da resistência mecânica, até a sua deformabilidade.

O concreto auto adensável, devido à sua composição, pode apresentar comportamento diferente do concreto convencional. A maior quantidade de

argamassa o torna mais deformável e os modelos de previsão disponíveis na literatura podem não ser adequados para prever a fluência e a retração deste concreto. Além disso, os modelos de previsão prescritos pela norma brasileira não levam em consideração os concretos especiais. Um exemplo disso é o valor do abatimento, que deve ser inserido no modelo de previsão da NBR6118. Segundo esta norma, deve ser utilizado o valor do abatimento medido antes do uso do aditivo. Assim, a proposta deste trabalho é estudar a deformabilidade tanto imediata quanto ao longo do tempo de um concreto auto adensável. A partir da comparação dos resultados experimentais deste concreto com os fornecidos pelos modelos de previsão de fluência e retração, pretende-se avaliar se tais modelos podem ser utilizados para prever o comportamento do CAA.

1.1 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho é analisar se os modelos de previsão de fluência e retração, disponíveis na literatura, são adequados para prever o comportamento do CAA.

Como objetivos específicos destacam-se:

- caracterizar o concreto estudado no estado fluido;
- caracterizar as propriedades mecânicas do concreto pela avaliação do crescimento da resistência à tração, resistência à compressão, do módulo de elasticidade, fluência e retração;
- avaliar a influência das condições do ambiente e idade de carregamento no ensaio de fluência;
- comparar os resultados experimentais obtidos dos ensaios de fluência e retração com modelos de previsão prescritos nas normas brasileira (NBR6118:2003), americana (ACI 209R-92) e européia (Eurocode 2) e com modelos disponíveis na literatura, tais como o modelo B3 de Bažant e Baweja (2000) e o modelo GL de Gardner e Lockman (2001).
- monitorar a temperatura, as deformações e as flechas de um protótipo pretendido aplicando alternativas modernas para medição e aquisição de dados por meio de sensores de fibra óptica, comparando-as com as práticas utilizadas atualmente (uso de sensores elétricos);

- simular computacionalmente o protótipo em estudo através de um programa de elementos finitos, utilizando o modelo que melhor prevê a fluência e a retração para o concreto estudado.

1.2 Justificativa

O concreto auto adensável é um material relativamente recente no Brasil, que apresenta diferenças em sua composição, quando comparado ao concreto convencional. Tais diferenças influenciam no desenvolvimento de sua resistência mecânica, em suas propriedades reológicas, e em sua deformabilidade.

Sob o ponto de vista reológico o CAA, no estado fresco, flui como um fluido binghamiano, diferenciando do concreto convencional por apresentar três propriedades básicas, que são a habilidade de preenchimento dos espaços, de passar por restrições e a capacidade de resistir à segregação (SANTOS *et al.*, 2009). Em relação à deformabilidade, destaca-se a diferença de opinião entre diversos autores. Embora alguns acreditem que a fluência e a retração do CAA seja maior que a do concreto convencional, outros afirmam que elas são da mesma ordem de grandeza. De acordo com D'Ambrósia *et al.* (2005), a retração do CAA pode ser superior a 50% da do concreto convencional.

Já para Persson (2005), valores semelhantes podem ser encontrados para fluência e retração porque, embora o CAA apresente menor quantidade de agregado graúdo que o concreto convencional (aumentando a fluência e a retração), ele possui melhor empacotamento das partículas no estado fresco do CAA e maior resistência (que reduzem a fluência e a retração).

Mesmo no concreto convencional, a fluência e a retração são propriedades complexas, pois dependem de diversos fatores. De acordo com Bažant (2001), essas propriedades, embora venham sendo exaustivamente estudadas, ainda estão longe de serem completamente compreendidas.

A fluência e retração apresentam uma série de consequências indesejáveis, tais como: aumento de flechas em lajes e vigas, perdas de protensão em estruturas de concreto protendido, aumento da curvatura de pilares, dentre outros (SIMONETTI, 2008).

Devido à sua magnitude, as deformações ditas lentas, ou de longo prazo, são de fundamental importância para o desenvolvimento considerado satisfatório de um

elemento estrutural em serviço. Elas interferem não somente no desempenho do próprio elemento, mas de toda a estrutura da qual ele faz parte, pois não só afetarão o comportamento em serviço como causarão efeitos deletérios sobre os elementos não estruturais ligados a estes, que sejam suscetíveis a estas deformações (RUIZ e DUTARI, 1992).

Dessa forma, para prever o comportamento em serviço de estruturas de concreto armado e protendido, uma descrição apropriada das propriedades mecânicas dos materiais é necessária, incluindo a previsão do comportamento do concreto a curto e longo prazo (VIDELA, 2006). Entretanto, a previsão de propriedades como fluência e retração é um problema complexo e, embora muitas pesquisas estejam sendo feitas para desenvolver modelos de previsão, sua precisão continua baixa (BAŽANT e BAWEJA, 2000).

Embora a validação da maioria dos modelos de previsão tenha sido baseada em um banco de dados contendo diversos resultados experimentais (RILEM *databank*), este não apresenta dados suficientes para diferentes tipos de concretos e possui poucos resultados de longo prazo para validar os modelos de fluência e retração (AL-MANASSER e LAM, 2005). Além disso, os modelos de previsão foram desenvolvidos para o concreto convencional e, como todo material recente, o CAA apresenta poucos resultados experimentais de fluência e retração.

Portanto, para prever efetivamente a fluência e a retração, são necessários ensaios de curto prazo com os materiais locais, para calibrar os modelos de previsão (VIDELA, 2006).

A dificuldade para obtenção de resultados experimentais de fluência e retração encontra-se principalmente na infra-estrutura necessária para a sua realização, além do tempo despendido. Portanto, como parte essencial para o desenvolvimento deste trabalho, foi feito o preparo de toda a infra-estrutura laboratorial (câmara climatizada e equipamento para aplicação e manutenção de carga) para a realização do ensaio de fluência.

A obtenção de resultados experimentais para as propriedades de fluência e retração são de grande importância para ampliar o conhecimento do comportamento de diferentes materiais. Neste trabalho pretende-se avaliar se os modelos de previsão de fluência e retração disponíveis na literatura podem ser utilizados para o concreto auto adensável em estudo.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho está organizado em 6 capítulos.

No capítulo 1 encontram-se a introdução, fazendo uma breve apresentação do trabalho, onde são apresentados os objetivos principais e secundários da pesquisa, assim como sua justificativa.

No capítulo 2 é feita a revisão bibliográfica, apresentando as propriedades do CAA no estado fresco e endurecido. Também são mostrados os tipos de deformações do concreto, com ênfase nas propriedades de fluência e retração tanto no concreto convencional quanto no CAA. Está incluída, neste capítulo, a descrição das formulações utilizadas para os modelos de previsão de fluência e retração utilizados nesta pesquisa e os coeficientes estatísticos adotados para a comparação dos resultados experimentais. São mostradas algumas formulações para a previsão das perdas de protensão.

No capítulo 3 é apresentado o programa experimental, descrevendo os materiais e a metodologia adotada para os ensaios de caracterização no estado fresco e endurecido do concreto estudado e os procedimentos adotados para a monitoração da viga protótipo.

No capítulo 4 são mostrados os resultados experimentais da caracterização do CAA estudado, no estado fresco e endurecido, a comparação entre os resultados experimentais de fluência e retração com os modelos de previsão e a comparação entre os resultados experimentais de deformação e flecha do protótipo com os resultados obtidos pelo programa de elementos finitos.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas e as sugestões para trabalhos futuros.

No capítulo 6 são listadas as referências bibliográficas.

Em Anexo são mostrados os resultados da caracterização mecânica (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade) de todos os corpos de prova.

2 REVISÃO DA LITERATURA

A busca constante por soluções para a superação de obstáculos físicos ou econômicos contribui para o surgimento de novos materiais e tecnologias.

Os obstáculos oferecidos para a concretagem em locais de difícil acesso, assegurando a qualidade do elemento e a competitividade entre empresas, contribuíram para a investigação e descoberta de novos materiais e concretos especiais.

Em respeito à necessidade de concretos mais fluidos, o CAA foi desenvolvido, facilitando a concretagem de elementos com alta taxa de armadura, garantindo a qualidade da peça e eliminando a necessidade de vibração.

Segundo De Schutter *et al.* (2008), o CAA é um concreto que possui a habilidade de fluir sob ação de seu peso próprio, preencher o espaço requerido pela forma completamente e produzir um material denso e adequadamente homogêneo, sem a necessidade de compactação. O CAA resiste à segregação e mantém sua composição estável durante seu transporte e concretagem.

O desenvolvimento deste material decorreu de uma preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto no Japão. Segundo Okamura (1996), para que se façam estruturas de concreto duráveis é necessária compactação suficiente por trabalhadores habilitados.

2.1 Concreto auto adensável

O surgimento do CAA deu-se na década de 80, quando houve uma gradual redução no número de trabalhadores qualificados na construção civil japonesa, levando a redução na qualidade das construções. Dessa forma, o desenvolvimento do CAA garantiria a durabilidade das estruturas de concreto futuras (OKAMURA, 1996).

O desenvolvimento do CAA tornou-se possível devido ao surgimento dos superplastificantes. Segundo Collepardi (2001) e Nunes (2001), antes de surgirem os superplastificantes, havia outras situações nas quais a compactação do concreto era impraticável. As concretagens submersas, a concretagem de estacas e o

preenchimento de espaços inacessíveis exigiam das composições um comportamento adequado, no estado fresco, sem necessitarem de compactação. Essas concretagens eram feitas com alta quantidade de cimento e seus efeitos secundários, associados ao alto custo, restringiam a aplicação destes concretos. A introdução de superplastificantes permitiu a produção de composições mais fluidas no estado fresco, atingindo elevadas resistências sem exigir conteúdos excessivos de cimento.

Segundo De Schutter *et al.* (2008), estudos realizados na Escócia (Paisley) e no Canadá (Sherbrooke) para concretagem submersa mostraram que os aditivos davam efeito de “estabilidade” para concretos altamente fluidos, permitindo seu ajuste e, posteriormente, no fim dos anos 80, possibilitando o surgimento do que hoje é denominado CAA.

O objetivo de utilizar os aditivos e adições nos concretos das concretagens submersas era aumentar suficientemente a coesão interna do concreto para alcançar a desejada resistência à lavagem sem prejudicar demasiadamente a trabalhabilidade. A ideia de ampliar o campo de aplicação destes tipos de composições, para além das aplicações submersas, foi sugerida por Okamura, da Universidade de Tóquio, em 1996. A apresentação de Osawa no *CANMET and ACI International Conference*, em maio de 1992, acelerou a divulgação do conceito de CAA para o mundo (OKAMURA e OUCHI, 1999).

De acordo com o EFNARC (2002), para um concreto ser considerado auto adensável, ele deve apresentar três propriedades fundamentais: fluidez, coesão ou habilidade passante e resistência à segregação. Define-se fluidez como a capacidade do concreto auto adensável de fluir dentro e através da forma, preenchendo todos os espaços. Coesão ou habilidade passante como a capacidade de escoamento pela forma, passando por entre as armaduras sem obstrução do fluxo ou segregação. Resistência à segregação é a propriedade que caracteriza a capacidade do concreto em se manter coeso ou fluir dentro das formas, passando ou não através de obstáculos.

2.1.1 Vantagens e desvantagens do CAA

A eliminação da necessidade de vibração do CAA pode levar a um concreto de melhor qualidade, eficiência econômica (maior velocidade de concretagem e

redução no trabalho, energia e custo de equipamento), melhoria rumo à automação de produtos pré-moldados e das condições de trabalho e redução dos riscos de saúde (MANUEL, 2005). De acordo com Lisboa (2004), o uso do CAA também possibilita a melhora nas condições de segurança na obra; eliminação do ruído provocado pelo vibrador e da necessidade de espalhamento e de vibração do concreto. Além disso, o produto final obtido do CAA apresenta menos defeitos e bom acabamento e utiliza menor quantidade de mão de obra.

Como principais desvantagens do CAA encontra-se a, necessidade de mão de obra especializada para sua confecção e controle tecnológico. Ele possui maior necessidade de controle, durante sua aplicação, quando comparado ao concreto convencional, de cuidados especiais com o transporte, para evitar a segregação, além de apresentar menor tempo disponível para aplicação, em relação ao concreto convencional (LISBÔA, 2004).

2.2 Trabalhabilidade do CAA

De acordo com Takada (2004) e Manuel (2005), existem algumas propriedades do CAA no estado fresco que precisam ser avaliadas por métodos de ensaios particulares. Os três requisitos a seguir são considerados como os mais importantes critérios para caracterizar o concreto auto-adensável:

- **Fluidez ou habilidade de fluir:** a habilidade de preencher completamente todas as áreas e cantos da forma em que for lançado apenas sob a ação do seu peso próprio, sem que nenhuma vibração externa seja exercida, mesmo em situações em que o espaçamento entre as barras de aço das armaduras seja muito estreito;
- **Resistência à segregação:** habilidade de reter o agregado graúdo da mistura em suspensão, mantendo a mistura sempre como um material homogêneo;
- **Propriedade de não bloquear ou habilidade passante:** refere-se à habilidade do concreto em passar através de áreas congestionadas com armaduras, sem separação dos seus constituintes e sem bloqueio (passar livremente pelas barras de aço).

Bartos (2005) iniciou um estudo buscando a padronização de ensaios para a caracterização do CAA no estado fresco. Em seu estudo, foram feitas comparações

entre diversos ensaios encontrados na literatura, em concretos moldados com os mesmos materiais e em diferentes laboratórios. Foi verificado pelo autor que apenas um tipo de ensaio não é suficiente para avaliar todas as propriedades simultaneamente.

De acordo com Bartos (2005) é conveniente fazer distinções teóricas entre a habilidade de preenchimento, habilidade passante e a resistência à segregação. Na prática estas propriedades estão relacionadas e esta é uma das razões para as dificuldades encontradas. Segundo o autor, existe uma ligação entre a habilidade de preenchimento e a habilidade passante. Um exemplo é uma situação na qual a habilidade de preenchimento é tão baixa que a habilidade passante é reduzida sem uma quantidade excessiva de agregados ou mesmo que sua dimensão seja excessiva.

No Brasil, foi aprovada uma norma para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco (NBR 15823-1:2010). Nesta norma são estabelecidos os requisitos para classificação, controle e aceitação do concreto auto adensável no estado fresco, além de definir e estabelecer limites para as classes de auto-adensabilidade. Também são prescritos os ensaios para verificação das propriedades do concreto auto adensável.

Na bibliografia, são encontrados diversos tipos de ensaio para a caracterização do CAA no estado fresco. No trabalho de Petersson (1999), foram listados os ensaios, relacionando-os de acordo com sua utilização e propriedades avaliadas. Na tabela 2.1 é mostrada apenas a classificação dos ensaios que foram realizados neste trabalho para a caracterização, no estado fresco, do concreto estudado.

Tabela 2.1 – Ensaios de caracterização da trabalhabilidade do CAA.

Ensaio	Utilização		Propriedades Avaliadas		
	Laboratório	Canteiro	Fluidez	Habilidade passante	Coesão
Espalhamento	X	X	XXX	N	X
Tempo de escoamento T_{500}	X	X	XXX	N	X
Funil-V	X	X	XX	N	X
Caixa-L	X	N	N	XXX	XX

XXX – altamente recomendável, XX – recomendável, X – pouco recomendável, N – não recomendável (Fonte: PETERSSON, 1999)

Na NBR 15823-2:2010 são contemplados os ensaios de espalhamento, tempo de escoamento T_{500} , caixa-L, funil-V, anel-J e coluna de segregação. Para a caracterização do CAA utilizado neste trabalho, foram feitos os quatro primeiros, que são descritos a seguir.

2.2.1 Espalhamento (*slumpflow*)

De acordo com Takada (2004), o espalhamento é um dos métodos de ensaio mais populares para avaliação das propriedades do CAA, por causa dos procedimentos e equipamentos comparativamente simples. Segundo Tutikian (2004), o ensaio de espalhamento foi desenvolvido primeiramente no Japão, para ser usado em concretos submersos.

O valor do espalhamento fornece indicações da fluidez do CAA e de sua habilidade de preenchimento em fluxo livre e é normalmente especificado para todas as aplicações (NBR 15823-2:2010).

Com este ensaio, além do diâmetro de espalhamento, podem ser obtidos vários resultados de caracterização do CAA, como o tempo de escoamento T_{500} , o tempo de espalhamento final e uma observação visual da distribuição do agregado graúdo, segregação e exsudação.

Este ensaio utiliza o mesmo aparato para a realização do ensaio de abatimento do concreto convencional (cone de Abrams). A diferença entre este ensaio e o de abatimento está na forma como o concreto é colocado na forma e na dimensão da chapa de base. Segundo a NBR 15823-2:2010, a placa deve apresentar no mínimo 900mm de lado. Também são necessários um recipiente com capacidade de pelo menos 10L, para verter o concreto de uma só vez, uma régua para medir o diâmetro de espalhamento do concreto, uma colher de pedreiro para retirada do excesso de material e um cronômetro.

Antes da realização do ensaio deve-se limpar e umedecer internamente o molde e certificar-se de que a placa de base está colocada sobre uma superfície nivelada.

O molde deve ser centralizado e fixado com os pés nas aletas. Em seguida, deve ser preenchido por completo e sem adensamento. Depois de cheio, o excesso de concreto da superfície do molde deve ser removido e os resíduos de concreto da placa de base retirados. O resultado é determinado pela média aritmética de duas

medidas do diâmetro, feitas em direções perpendiculares. O esquema do ensaio pode ser visto na figura 2.1.

De acordo com a NBR 15823-2:2010, os CAAs podem ser classificados conforme a tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classes de espalhamento (slump-flow) (Fonte: NBR 15823-2:2010).

Classe	Espalhamento (mm)
SF1	550 a 650
SF 2	660 a 750
SF 3	760 a 850

Figura 2.1 - Esquema do ensaio de espalhamento

Exemplos de aplicação dos concretos de classe SF1, SF2 e SF3 prescritos na NBR 15823-2:2010: bombeamento, aplicação em estruturas que exigem um curto espalhamento horizontal do CAA e aplicação em estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura e embutidos, cuja concretagem é realizada a partir do ponto mais alto com deslocamento livre. Os concretos de classe SF2 são adequados para a maioria das aplicações correntes e os concretos SF3 são aplicados em estruturas com alta densidade de armadura e/ou de forma arquitetônica complexa, com o uso de concreto com agregado graúdo de dimensões menores que 12,5mm.

Os valores de espalhamento encontrados na literatura encontram-se dentro dos resultados sugeridos pela NBR 15823-2:2010. Na tabela 2.3, podem ser vistos os valores de espalhamento encontrados por diversos pesquisadores.

De acordo com Tutikian (2004), espalhamentos abaixo do limite inferior, indicam que o concreto está pouco fluido, ou seja, é necessário fluidificar o material através de água ou aditivos superplastificantes, e se a medida estiver acima do limite superior, deve-se tornar o concreto mais coeso, para que não ocorra segregação.

Tabela 2.3 – Limites superiores e inferiores de espalhamento encontrados na literatura (Fonte: Tutikian, 2004).

Referências	Espalhamento (mm)	
	Mínimo	Máximo
Petersson (1999)	600	800
Tviksta (2000)	550	700
Coppola (2000)	650	725
Palma (2001)	600	-
Gomes(2002)	600	700
Araújo et al. (2002)	650	800
Gomes et al. (2003)	600	750
EFNARC (2005)*	550	850
Melo (2005)*	600	700
Alencar (2008)*	650	780
Ferraz (2009)*	600	670
Almeida Filho <i>et al.</i> (2010)*	570	740

*Dados adicionados pela autora

De acordo com De schutter *et al.* (2008), quanto maior for o espalhamento (SF), maior será a habilidade de preenchimento (ou fluidez) do concreto fresco. A maioria dos CAAs requerem um espalhamento maior que 600mm para atingir uma habilidade de preenchimento adequada.

2.2.2 Tempo de escoamento (T_{500})

Segundo Takada (2004), o tempo de escoamento T_{500} é frequentemente usado para avaliar a viscosidade de concretos muito fluidos. O tempo de escoamento é útil para a avaliação da viscosidade da mistura. Entretanto, este ensaio é também relacionado ao valor do espalhamento (capacidade de deformação). Por exemplo, um espalhamento maior tende a resultar em tempo de escoamento menor mesmo se a viscosidade da mistura for constante. Ou seja, este ensaio não pode estimar a viscosidade da mistura independentemente da capacidade potencial de deformação. A determinação da viscosidade do concreto é importante quando for requerido um bom acabamento superficial ou quando a densidade de armadura for expressiva. O CAA com baixa viscosidade apresenta um rápido espalhamento, porém, de curta duração. Por sua vez, o CAA com alta viscosidade pode continuar a se mover de forma lenta e progressiva por um tempo mais prolongado. A viscosidade pode ser avaliada igualmente pela medida do T_{500} (durante o ensaio de espalhamento) ou pelo tempo medido no ensaio do funil-V (ambos mostrados na NBR 15823-2:2010).

O procedimento para o ensaio de tempo de escoamento e os equipamentos utilizados são os mesmos do ensaio de espalhamento. A alteração para a realização deste ensaio é a marcação de um círculo de 500mm de diâmetro centrado na base e um cronômetro.

O teste é realizado simultaneamente com o espalhamento. O cronômetro é acionado assim que o cone é erguido verticalmente. O resultado do ensaio (T_{500}) é o intervalo de tempo, em segundos, entre o início e o final do escoamento do concreto, a partir do diâmetro do molde (200mm) até a marca circular de diâmetro 500mm da placa de base. As classes de concretos deste ensaio são VS1 e VS2. Outro ensaio que também classifica o CAA quanto a sua viscosidade é o funil-V, que será discutido no item 2.2.3.

De acordo com a NBR 15823-2:2010, o concreto pode ser classificado em dois grupos para este ensaio, que são mostrados na tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Classes de viscosidade aparente t_{500} (sob fluxo livre) (fonte: NBR 15823-2:2010).

Classe	t_{500} (s)
VS 1	≤ 2
VS 2	> 2

Os concretos referentes a classe VS1 são adequados para elementos estruturais com alta densidade de armadura e embutidos e para concretagens realizadas a partir do ponto mais alto com deslocamento livre. Os concretos de classe VS2 são adequados para a maioria das aplicações correntes, apresentam efeito tixotrópico que acarreta menor pressão sobre as formas e melhor resistência à segregação (NBR 15823-2:2010).

De acordo com a EFNARC (2005) e a NBR 15823-1 (2010) os concretos de classe VS1 exigem maior controle da exsudação e da segregação. Já os concretos de classe VS2, podem apresentar efeitos negativos, com relação à superfície de acabamento (ar aprisionado), no preenchimento de cantos e suscetibilidade a interrupções ou demora entre sucessivas camadas.

De acordo com De Schutter *et al.* (2008), o tempo T_{500} está relacionado com a viscosidade do concreto fresco, mas o ensaio não mede diretamente esta característica reológica fundamental. Segundo Bartos (2005), quanto maior for o espalhamento, maior será a habilidade de preenchimento do concreto e quanto

menor o T_{500} , mais rápido o concreto fluirá durante a concretagem. Este tempo está relacionado com uma viscosidade aparente do concreto fresco.

Liu e Ding (2009) afirmam que o diâmetro do espalhamento aumenta com o decréscimo da tensão de escoamento. Com o decréscimo da viscosidade média, o tempo T_{500} decresce.

Segundo Tutikian (2004), diversos autores estabelecem limites para este ensaio, como mostra a tabela 2.5. Se o tempo for abaixo do limite inferior, indica que o concreto está muito fluido e, se for acima do superior, indica que o concreto está muito coeso, devendo em ambos os casos, ser corrigido.

Tabela 2.5 – Limites superiores e inferiores para o tempo de escoamento (Fonte: Tutikian (2004)).

Referências	Tempo (s)	
	mínimo	Máximo
Petersson (1999)	5	12
Coppola (2000)	5	12
Palma (2001)	3	5
Gomes (2002)	4	10
Gomes et al. (2003)	3	7
Araujo et al (2003)	2	5
Rigueira Victor et al (2003)	3	6
EFNARC (2005)*	≤ 2	> 2
Alencar (2008)*	1,5	3,6
Almeida Filho <i>et al.</i> (2010)*	1	1,5

*Dados adicionados pela autora

2.2.3 Funil-V

De acordo com Takada (2004), o tempo de fluidez do funil-V $t(s)$ ou a velocidade relativa do funil R_c são as informações principais obtidas deste ensaio.

O tempo de fluidez do funil pode ser considerado como o índice que representa a viscosidade da mistura. Neste caso, para avaliar a diferença de viscosidade entre concretos, é necessário que ambos tenham o mesmo tempo de escoamento. Nestas condições, um tempo de fluidez maior representa maior viscosidade da mistura e relaciona diretamente com uma melhor resistência à segregação (Takada, 2004).

No caso onde o volume e o tamanho máximo das partículas de agregado graúdo são relativamente grandes para o tamanho de abertura do funil, a colisão e a interação entre as partículas de agregado graúdo são dominantes para as características de fluidez do concreto fresco no funil. Sob tais condições, o ensaio do

funil é usado para avaliar a habilidade de passagem em abertura estreita do concreto altamente fluido. Nesta faixa de traços, uma mistura menos viscosa ocasionalmente resulta em um tempo maior de fluidez por causa do aumento da interação das partículas de agregado graúdo (Takada, 2004).

Como mencionado no item 2.2.2, o ensaio de funil-V é contemplado pela NBR 15823-5:2010 e as classes provenientes deste ensaio são VF1 e VF2 que correspondem aos concretos aplicados para as classes VS1 e VS2 respectivamente, mostradas na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Classes de viscosidade pelo Funil-V (sob fluxo confinado) (fonte: NBR 15823-5:2010).

Classe	Funil-V (s)
VF 1	< 9
VF 2	9 a 25

Para a realização deste ensaio, é feita, primeiramente, a limpeza e o umedecimento interno do funil com água. Em seguida, é fechada a saída do funil e este é apoiado em uma superfície rígida. O seu preenchimento é feito sem adensamento. Depois do acabamento da superfície é aberta a saída e, simultaneamente, acionado o cronômetro. Após o escoamento completo do concreto, o tempo é registrado. Para que determinar o término do ensaio (segundo o procedimento adotado neste trabalho), deve-se observar o funil preenchido pela parte superior e, quando for observada a luz no fundo do funil, deve ser travado o cronômetro.

Os limites encontrados na literatura são mostrados na tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Limites superiores e inferiores para o ensaio do funil-V (Fonte: TUTIKIAN, 2004).

Referências	Tempo (s)	
	Mínimo	Máximo
EFNARC (2002)	6	12
Gomes (2002)	10	15
Gomes <i>et al.</i> (2003)	7	13
Araújo <i>et al.</i> (2003)	6	12
Noor e Uemoto (1999)	9,5	9,5
Petersson (1998 e 1999)	5	15
Melo (2005)*	-	10
Almeida Filho <i>et al.</i> (2010)*	2,5	5,5
Ferraz (2009)*	4,2	4,5
Alencar (2008)*	2,8	7,2

*Dados adicionados pela autora

2.2.4 Caixa-L

O ensaio da caixa-L mede a fluidez do concreto simultaneamente com a habilidade deste de passar por obstáculos, permanecendo coeso (TUTIKIAN, 2004).

Na definição da habilidade passante é necessário considerar a geometria da armadura e do elemento estrutural a ser concretado (NBR 15823-4:2010).

O equipamento consiste em uma caixa em forma de “L”, com uma porta móvel que separa a parte vertical da parte horizontal. Na divisória são colocadas barras de aço para simular a armadura da estrutura. Existem equipamentos com duas e com três barras, que vão depender das condições da estrutura na qual será utilizado o concreto.

Para a realização do ensaio, é preenchida a parte vertical do equipamento com concreto. Depois de aberta a comporta, ocorre o escoamento da parte vertical para a horizontal após passar pelas restrições verticais impostas. O resultado é obtido a partir da relação das medidas entre as alturas obtidas: H_1 na parte vertical do formato “L” e H_2 no final da parte horizontal (MARANGON, 2006).

Na tabela 2.8 são mostradas as classes de habilidade passante listadas na NBR 15823-4:2010.

Tabela 2.8 – Classes de habilidade passante caixa-L (sob fluxo confinado) (Fonte: NBR 15823-4:2010).

Classe	Caixa-L (H_2/H_1)	Método de ensaio
<i>PL1</i>	$\geq 0,80$, com duas barras de aço	NBR 15823-4:2010
<i>PL2</i>	$\geq 0,80$, com três barras de aço	

Esta propriedade é avaliada por vários pesquisadores, entretanto, a comparação entre resultados é dificultada pelas dimensões adotadas para o aparato. Na figura 2.2 é mostrado um esquema do aparato utilizado para este ensaio.

Figura 2.2 – Esquema da caixa-L utilizada para ensaio

Tutikian (2004) expõe, em seu trabalho, uma tabela contendo diversos resultados experimentais encontrados na literatura com as respectivas dimensões do aparato. Como pode ser observado, na tabela 2.9 estão listados os resultados obtidos por diversos autores com as respectivas relações H_2/H_1 e dimensões. Pode-se observar na tabela 2.9 que, embora as dimensões sejam diferentes, todos apresentam resultados aproximados iguais ou próximos de 0,80 para a relação H_2/H_1 .

Tabela 2.9 – Resultados e dimensões de aparato para o ensaio de caixa-L (Fonte: TUTIKIAN, 2004)

Referência	H_2/H_1	Dimensões (mm)				
		A	B	C	D	E
Petersson (1998 e 1999)	0,80	100	200	600	700	150
Tviksta (2000)	0,85	100	200	600	-	150
Coppola (2000)	0,90	120	300	600	780	150
Gomes (2002)	0,80	100	200	600	700	150
Gomes <i>et al.</i> (2003)	0,80	100	200	600	700	150
EFNARC (2005)*	0,80	100	200	600	700	150
Melo (2005)*	0,80	100	200	600	800	150

*Dados adicionados pela autora

2.3 Propriedades mecânicas do CAA

O CAA é um concreto que apresenta grande fluidez e que em seu estado endurecido é denso e homogêneo (EFNARC, 2005). Embora os materiais utilizados para a sua produção sejam os mesmos do concreto convencional, as propriedades no estado fresco do CAA são mais sensíveis às variações na qualidade e

uniformidade dos constituintes da mistura e procedimentos de produção (GOODIER, 2003 e SARI *et al.*, 1999). Além disso, as diferenças em sua composição (agregados com menores dimensões, maior quantidade de finos e uso de superplastificantes) alteram o desenvolvimento de suas propriedades mecânicas.

Para se aproveitar as vantagens do CAA, tanto as propriedades do estado fresco como as do material endurecido, que são relevantes para projeto, devem ser conhecidas com precisão (HOLSCHEMACHER, 2004).

2.3.1 Resistência à compressão e resistência à tração

Embora seja difícil a comparação entre as propriedades mecânicas do CAA e do concreto convencional, diversos estudos foram feitos para compreender o comportamento deste material.

De acordo com De Schutter *et al.* (2008), o CAA produzido com a mesma quantidade de cimento e água que o concreto convencional possui a mesma resistência que o concreto convencional ou maior. Este comportamento é observado nos dados coletados por vários autores (TUTIKIAN, 2004; BONEN e SHAH, 2005; GEYER e SENA, 2002; BROOKS, 1999; DOMONE, 2007; PERSSON, 2001; BOSILJKOV, 2003; HOLSCHEMACHER, 2004 e GOODIER, 2003).

O leve aumento da resistência do CAA em relação ao concreto convencional, encontrado por alguns autores, pode ser atribuído à maior quantidade de finos. De acordo com Bosiljkov (2003), que fez a comparação entre traços de CAA contendo filer calcário com relação a/c de 0,43 e diferente finura e gradação, foi observado o aumento na resistência à compressão dos traços contendo filer mais finos e com melhor distribuição granulométrica. Isto foi atribuído ao maior grau de hidratação do cimento e melhor empacotamento dos materiais cimentícios, melhorando a zona de transição.

O mesmo comportamento estudado para a resistência à compressão é observado para a tração, ou seja, para relações a/c similares, a resistência do CAA é pelo menos igual à do concreto convencional, com desenvolvimento de resistência semelhante para a mesma classe de resistência (GOODIER, 2003; EFNARC, 2005; DOMONE, 2007; HOLSCHEMACHER e KLUG, 2002).

Um estudo realizado por Holschemacher e Klug (2002), comparando resultados de diversos traços de concretos auto adensáveis estabelecendo a relação entre

resistência à tração e resistência à compressão, observou que a maioria dos resultados de resistência à tração está na faixa de dispersão válida obtida para concretos convencionais, sendo que 30% dos dados analisados estão acima do limite superior admitido pelo código do CEB 90. Na figura 2.3 podem ser vistos os resultados analisados e os limites superiores e inferiores estabelecidos pelo CEB. Isto indica que a resistência à tração dos CAAs não difere da resistência à tração dos concretos convencionais. O mesmo é observado por Felekoğlu *et al.* (2007), que fez a comparação entre CAAs contendo diversos tipos de agregados e obteve resultados de resistências semelhantes entre CAAs de mesma relação a/c.

Figura 2.3 – Resistência à tração de concretos auto adensáveis (Fonte: HOLSCHEMACHER E KLUG, 2002)

2.3.2 Módulo de elasticidade

Em materiais heterogêneos e multifásicos, como o concreto, a fração volumétrica, a densidade e o módulo dos principais componentes, além das características da zona de transição na interface, determinam o comportamento elástico do compósito (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Embora os traços de CAAs utilizem os mesmos materiais que o concreto convencional, são necessárias algumas alterações em sua composição, por exemplo, o incremento da quantidade de pasta e argamassa. Portanto, segundo

Holschemacher (2004), devido à maior quantidade de materiais finos e adições, associada à menor quantidade de agregados graúdos, esperam-se valores mais baixos para o módulo de elasticidade do CAA. Isto pode ser visto em vários ensaios e pesquisas que foram feitas, comparando concretos de mesma resistência, indicando que o módulo de elasticidade da maioria dos traços de CAA é mais baixo que o de um concreto convencional de mesma relação a/c (como os trabalhos de DeSchutter *et al* (2008), EFNARC, 2005; FELEKOĞLU *et al.*, 2007; SCHINDLER *et al.*, 2007 e PERSSON, 2001). Além das razões apresentadas acima, o menor módulo de elasticidade do CAA pode ser atribuído também ao menor tamanho máximo do agregado graúdo utilizado para a confecção do CAA (FELEKOĞLU *et al.*, 2007).

Entretanto, embora os resultados de módulo de elasticidade dos CAAs sejam mais baixos que o do concreto convencional, de acordo com Holschemacher (2004), o módulo de elasticidade do CAA está dentro da metade inferior da faixa de dispersão aceita pela CEB-FIB modelcode 90 (mostrado na figura 2.4). Este mesmo comportamento é observado por FELEKOĞLU *et al.*, 2007; SCHINDLER *et al.*, 2007 e PERSSON, 2001.

Figura 2.4 – Módulo de elasticidade de concretos auto adensáveis (Fonte: Holschemacher e Klug 2002)

Segundo Geyer e Sena (2002), devido às diferenças de composição do CAA, seu uso deve ser precedido da análise do seu comportamento mecânico. De acordo com Felekoğlu *et al.* (2007), para melhor avaliar os resultados obtidos, ainda é necessário pesquisar as diferentes classes (faixas) de resistência e materiais constituintes.

Como em cada país existe variação em algumas características dos materiais constituintes, como por exemplo, a composição do cimento e de resíduos, isto indica a importância do conhecimento das propriedades mecânicas de concretos feitos com materiais nacionais. O conhecimento das propriedades mecânicas do material é importante para o dimensionamento de estruturas de concreto armado e concreto protendido e estão incluídos como parâmetros de cálculo nas normas técnicas utilizadas.

Neste sentido, um objetivo secundário deste trabalho é a caracterização mecânica do concreto utilizado.

2.4 Deformações no Concreto

O dimensionamento de estruturas depende do conhecimento das propriedades mecânicas do material que as constituem, para que se possa determinar a capacidade de carga de seus elementos. A resposta à aplicação de carga e às variações das condições do ambiente resulta em deformações no concreto.

As deformações no concreto podem ser elásticas (reversíveis), viscoelásticas (parcialmente reversíveis, consistindo de uma fase viscosa e outra elástica) ou plásticas (não reversíveis) (NEVILLE, 1997). Essas deformações podem ser dependentes ou não da tensão aplicada. Mudanças na umidade e temperatura ambiente levam à retração do concreto, seja pelo seu resfriamento ou pela perda de água para o ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Neste trabalho serão estudadas as deformações imediatas ou elásticas e as deformações ao longo do tempo como a fluência e a retração. De acordo com Neville (1997), as intensidades da retração e da fluência são da mesma ordem de grandeza da deformação elástica devidas a tensões usuais, de modo que os diversos tipos de deformações sempre devem ser levados em conta.

2.4.1 Deformação Imediata

A deformação imediata ou elástica instantânea é a que aparece no momento da aplicação da carga e é dependente da intensidade e velocidade da tensão aplicada. A deformação elástica ocorre na porção linear da curva tensão-deformação e permanece até aproximadamente 50% da tensão última (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

As situações de serviço para as estruturas de concreto, com os coeficientes de segurança utilizados atualmente, para majoração das ações e minoração das resistências dos materiais, conduzem a níveis de tensão em serviço de até 40% da resistência à compressão última do concreto (CARBONARI *et al. apud* KALINTZIS, 2000).

2.4.2 Retração

As deformações podem aumentar mesmo no concreto descarregado, como resultado de mudanças nas condições ambientais de umidade e temperatura. O concreto no estado fresco é úmido e sofre retração por secagem quando exposto a umidade do ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A retração do concreto pode ocorrer tanto no estado fresco quanto no estado endurecido e é causada principalmente pela perda de água.

De acordo com Bastos (2001), dentre os grupos nos quais a retração pode ser classificada, encontra-se a classificação da retração em relação ao estado físico (retração plástica e retração no estado endurecido) e também pela natureza do fenômeno. Neste último os tipos de retração são: retração por perda de água para o meio externo (por sucção ou por evaporação), retração química, retração autógena, retração por carbonatação e retração térmica. Os tipos de retração serão detalhados nos parágrafos seguintes.

A retração plástica é a contração que ocorre no concreto fresco antes e durante a pega. Ela é frequentemente explicada pela presença de meniscos de água na superfície do concreto, quando a taxa de evaporação é superior à taxa de exsudação (WITTMANN, 1976). Os meniscos de água geram uma pressão capilar negativa que tendem a juntar as partículas sólidas e consequentemente causam

retração. A pressão capilar também pode ser criada pela auto-dessecação, dentro do concreto, devido a hidratação do cimento (TURCRY *et al.*, 2002).

De acordo com Taylor (1990), a tensão capilar é oriunda de forças de atração que existem entre a água em um poro e as superfícies sólidas do mesmo. Quando o líquido evapora, a tensão no menisco é transferida para as paredes e o poro tende a retrair.

Já a retração química, de acordo com Tazawa (1998), é o fenômeno que ocorre devido ao volume absoluto dos produtos de hidratação ser menor do que o volume total do cimento não hidratado e água antes da hidratação. Ou seja, a retração química é considerada como sendo a redução do volume absoluto dos reagentes. Já a retração autógena, é a redução macroscópica de volume dos materiais cimentícios quando o cimento se hidrata depois da pega inicial. A retração autógena não inclui a mudança de volume devido à perda ou entrada de substâncias, variação de temperatura, aplicação de força externa ou restrição.

Além dos tipos de retração citados acima, também ocorre a retração por carbonatação. Na superfície do concreto, a pasta de cimento pode reagir com a água e o gás carbônico do ambiente. Esta reação, a carbonatação, é acompanhada de uma contração volumétrica (TURCRY, 2004).

A retração térmica acontece devido ao calor gerado durante a hidratação do cimento Portland, que dá origem a tensões térmicas que tracionam o concreto na sua fase de resfriamento. Problemas com retração térmica ligada à hidratação do cimento ocorrem, principalmente, em estruturas massivas, onde o resfriamento à temperatura ambiente pode levar à fissuração (METHA e MONTEIRO, 2008).

Por fim, pode-se citar a retração por perda de água. De acordo com Bastos (2001), embora este não seja apropriadamente um termo técnico, ele é utilizado para descrever a natureza de um determinado tipo de retração, tanto para compósitos no estado plástico quanto no estado endurecido. A perda de água de amassamento de uma mistura fresca é a principal causa de retração plástica e pode ser diminuída pelo ajuste de dosagem que evite exsudação, pela proteção da peça contra evaporação e pelo uso de aditivos retentores de água. Na pasta endurecida, a retração pode ocorrer com maior ou menor intensidade, dependendo do espaço de onde se dá a saída da água. A água capilar está nos vazios maiores da pasta, os vazios capilares, não preenchidos pelos componentes sólidos da hidratação do cimento, e sua remoção não causa variação de volume. Já a perda de água

adsorvida, retida na superfície dos componentes sólidos da pasta, é considerada a principal causa da retração na secagem. A água interlamelar, contida nas camadas internas do principal produto de hidratação do cimento, o C-S-H (silicato de cálcio hidratado), somente é perdida em ambiente de umidade relativa da ordem de 11% (METHA E MONTEIRO, 2008).

Segundo Tazawa (1998), embora não haja diferença entre retração autógena e por secagem do ponto de vista do decréscimo de água livre no corpo de cimento endurecido, a retração autógena é diferente da retração por secagem no que diz respeito ao mecanismo de decréscimo de umidade.

De acordo com Hua *et al.* (1995), a retração autógena é análoga à retração por secagem, porque o endurecimento da pasta de cimento isolado de todas as fontes externas de água, espontaneamente sofre, ao longo de sua hidratação, secagem devido à hidratação. Segundo os autores, existem três mecanismos para explicar a retração por secagem: a variação da tensão capilar, a variação da tensão de superfície das partículas coloidais e a variação da pressão de desligamento.

De acordo com Hua *et al.* (1995), o efeito da variação da depressão capilar é maior na retração autógena da pasta de cimento jovem, muito deformável. Já o efeito da variação da tensão de superfície das partículas coloidais dos produtos hidratados e o efeito da variação da pressão de desligamento são desprezíveis na retração autógena.

De acordo com Acker (2001), a deformação macroscópica de retração é a resposta mecânica do corpo sólido à tensão capilar. Esta tensão capilar pode ser continuamente aumentada por duas razões (sendo que a primeira atua em ambiente saturado):

- A primeira é o aumento do volume de gás nos poros devido ao déficit volumétrico da reação de hidratação depois da pega;
- A segunda é a saída de água pela superfície, enquanto a higrometria interna permanece mais alta do que a ambiente.

A retração por secagem na pasta de cimento pode ser dividida em componentes reversíveis e irreversíveis. Segundo Thomas e Jennings (2001), a retração irreversível é a mudança final de comprimento do corpo de prova depois ter sido seco e ressaturo. A força primária que governa a retração a níveis de umidade relativa de 100% que descem para em torno de 50% é devido à tensão capilar nos poros e à pressão de desligamento entre as partículas de cimento. Ambos os

processos são intrinsecamente reversíveis, então a retração irreversível deve resultar das mudanças físicas ou químicas na pasta. De acordo com os autores, quando um gel, muito poroso, seca e retrai, áreas adjacentes de silicatos se entrelaçam em contatos mais próximos, dando a oportunidade de se ligarem via condensação. Esta reação não é reversível, então na ressaturação o gel não retorna às suas dimensões originais. A retração irreversível é devida ao rearranjo das partículas de C-S-H em um arranjo mais denso, bem como a maior união entre as partículas. Quando a pasta de cimento já apresenta um alto grau de polimerização de silicatos antes da secagem, então, pouco ou nenhuma ligação adicional pode ocorrer durante a secagem. Então pastas mais envelhecidas sofrem pouca retração irreversível. Por outro lado, este mecanismo densifica o gel e isto explica porque pastas jovens (não envelhecidas) exibem não apenas retração irreversível significativa mas também aumento da porosidade capilar e permeabilidade depois da secagem. Tal mecanismo também explica o fato das pastas que são secas ou ressaturadas duas vezes, desenvolverem menor retração irreversível durante o segundo ciclo.

Neste trabalho será estudada a retração por secagem em ambiente controlado.

2.4.3 Deformação Lenta ou Fluência

A fluência é definida como a deformação dependente do tempo de um material submetido a uma tensão aplicada, mantida constante.

A deformação total medida depois do carregamento se divide em duas componentes. A primeira componente é chamada de deformação elástica e ocorre no momento da aplicação da carga no corpo de prova. Esta deformação elástica é reversível e diretamente ligada à intensidade da carga aplicada através do módulo de elasticidade do material. A segunda componente é a deformação por fluência, que apresenta uma parcela reversível e outra irreversível (Mindess e Young, 1981).

De acordo com Taylor (1990), a deformação por fluência pode atingir valores muitas vezes maiores do que a deformação elástica. Segundo Lockman (2000), todos os materiais sofrem fluência e para o concreto é feita a separação dos efeitos da retração das deformações induzidas por carregamento. A fluência básica é aquela medida em corpos de prova nos quais não é permitida a saída de umidade. Para corpos de prova carregados em um ambiente que permite a secagem, há a

fluência por secagem, além da fluência básica e da retração. A fluência por secagem é a deformação remanescente depois da subtração das deformações por retração, elástica e de fluência básica, da deformação total medida.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a fluência básica surge em estruturas de grande porte onde a retração por secagem pode ser desprezada.

Presume-se que tanto as deformações de retração por secagem quanto as de fluência do concreto sejam relativas, principalmente, à remoção da água adsorvida da pasta de cimento hidratada. A diferença é que, em um caso, a umidade diferencial relativa entre o concreto e o ambiente é a força motriz da deformação, enquanto, no outro, é a tensão constante aplicada no material (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Em busca de conhecer mais detalhadamente esta propriedade, estudos sobre a fluência foram feitos desde a nano até a macroescala. De acordo com Vandamme e Ulm (2009), a procura para a origem da fluência do concreto tem uma longa história e os progressos são lentos devido à dificuldade de medir a fluência das partículas de C-S-H em nanoescala.

Uma das teorias para explicar o fenômeno da fluência, de acordo com Charron (2003) é a teoria do escoamento viscoso, que considera que o comportamento volumétrico do concreto submetido a um carregamento, é caracterizado pela transferência de carga que ocorre entre seus dois principais componentes: os agregados e a pasta de cimento. Ela associa a deformação da fluência a longo prazo aos rearranjos localizados e irreversíveis das partículas sólidas dentro da microestrutura da pasta de cimento.

De acordo com Wittmann (1982), considerando o concreto como um material composto por duas fases (agregados e pasta de cimento), de uma forma simplificada pode-se dizer que neste material, os agregados reagem de modo linear elástico enquanto a pasta de cimento endurecida pode ser considerada como sendo viscoelástica. Se a deformação por fluência na matriz aglomerante ocorre, os agregados são submetidos à tensão. Deste modo, energia elástica é armazenada no material.

Como o aumento gradual da deformação por fluência pode ser várias vezes maior do que a deformação no momento do carregamento, a fluência tem considerável importância nas estruturas.

Embora a fluência seja causada pela movimentação de água na pasta de cimento, é importante ressaltar que os agregados reduzem a fluência do material. Para que se obtenham menores flechas, o concreto deve ser produzido com agregados com menor deformação elástica (WEISS, 2006).

A fluência afeta as deformações e as flechas e, muitas vezes, também a distribuição de tensões; mas, dependendo do tipo de estrutura, estes efeitos são variáveis. Para o concreto massa, ela é um parâmetro importante, pois o seu efeito resulta na relaxação das tensões de origem térmica oriundas do resfriamento do concreto. Já para o concreto protendido, ela contribui para a perda de protensão (EQUIPE DE FURNAS *et al.*, 1997).

De modo geral, a fluência é calculada como a diferença entre a deformação total do elemento carregado e as deformações imediatas e de retração de um elemento semelhante observado nas mesmas condições de ensaio durante o mesmo período de tempo.

Neste trabalho, como parte da caracterização do concreto estudado, foram realizados ensaios de fluência e de retração por secagem.

2.4.4 Reversibilidade

Tanto a fluência quanto a retração por secagem apresentam uma parcela reversível e outra irreversível. Este comportamento semelhante pode ser visto nas figuras 2.5 e 2.6.

Como pode ser observado na figura 2.5, após a primeira secagem o concreto não retorna à dimensão original na reumidificação. Assim, a retração reversível é a parte da retração total que é reproduzida em ciclos de molhagem-secagem. A parcela da retração irreversível é parte da retração total na primeira secagem que não pode ser reproduzida em ciclos subsequentes de molhagem-secagem (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Figura 2.5 – Reversibilidade da retração por secagem (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

Figura 2.6 – Reversibilidade da fluência (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

Na figura 2.6 pode ser observado que, quando o corpo de prova é descarregado, a recuperação instantânea ou elástica é aproximadamente da mesma ordem da deformação elástica da primeira aplicação da carga. A recuperação instantânea é seguida por uma redução gradual da deformação da carga chamada recuperação da fluência. A recuperação da fluência não é completa. Analogamente à retração por secagem, este fenômeno é definido pelos termos correspondentes, fluência reversível e irreversível (NEVILLE, 1997; MEHTA e MONTEIRO, 2008).

2.4.5 Fatores que Influenciam a Fluência e Retração por Secagem

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), na prática, os movimentos da umidade na pasta endurecida de cimento, que essencialmente é quem controla as deformações de retração por secagem e de fluência no concreto, são influenciados por vários fatores que interagem simultaneamente.

A dificuldade na comparação entre os fatores que influenciam a fluência e a retração em relação à dosagem é o fato de que não é possível alterar um sem alterar o outro, pelo menos parcialmente (NEVILLE, 1997).

Muitos fatores influenciam na fluência e retração, tais como: tipo de material e dosagem, aditivos e adições, composição química do cimento e finura, umidade relativa e temperatura do ambiente, condições de cura e conservação, geometria do elemento de concreto, idade de carregamento (para a fluência), e resistência do concreto.

O conhecimento destes fatores é de grande importância, pois é a partir dele que se poderá saber o comportamento de uma estrutura, ficar atento aos cuidados necessários para a execução de ensaios experimentais ou seu uso em modelos de previsão.

Neste trabalho foram realizados ensaios de fluência por secagem e retração por secagem em corpos de prova mantidos em ambiente controlado (com umidade e temperatura constantes) e no mesmo ambiente que o protótipo monitorado em laboratório. Também foram realizados ensaios em corpos de prova com diferentes idades de carregamento (correspondente aos carregamentos sofridos pelo protótipo).

2.4.5.1 Idade de carregamento

A fluência dos concretos carregados a baixas idades é maior nas primeiras semanas de carregamento, em relação a concretos carregados em maiores idades. Esse comportamento é devido ao maior grau de hidratação dos concretos mais velhos, que apresentam estrutura interna mais compacta e menos água disponível (EQUIPE DE FURNAS *et al.*, 1997).

De acordo com Neville (1970), para idades de carregamento superiores a 28 dias, a influência de idade é muito pequena, como mostra a figura 2.7, que corresponde a concretos com relação água/cimento de 0,55, feitos com cimento Portland tipo I.

Figura 2.7 – Influência na idade de carregamento na fluência (NEVILLE, 1970)

2.4.5.2 Efeito da umidade e temperatura na fluência e retração

Neville (1997) afirma que um dos fatores mais importantes que atuam sobre a fluência e retração do concreto é a umidade relativa do ar que o envolve. Para a fluência, a umidade relativa afeta a secagem do concreto, sendo importante distinguir entre a secagem que ocorre antes e depois do seu carregamento. A secagem da peça enquanto carregada, aumenta a fluência, isto é, introduz a fluência por secagem. Contudo, em peças de concreto que tenham atingido o equilíbrio higroscópico com o meio antes da aplicação da carga, a influência da umidade relativa é menor. Na figura 2.8 é possível observar resultados de peças curadas a umidade relativa de 100% e depois carregadas e expostas a diversas umidades.

Figura 2.8 – Fluência em concretos carregados e mantidos em diferentes umidades relativas (NEVILLE, 1997).

Já para a retração (mostrada na figura 2.9) pode-se ver seu maior valor absoluto quando comparado com a expansão dentro da água. A expansão é cerca de seis vezes menor do que a retração ao ar com umidade relativa de 70% ou oito vezes menor do que a expansão ao ar com umidade relativa de 50%.

Figura 2.9 – Retração em concretos mantidos em diferentes umidades relativas (NEVILLE, 1997).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), espera-se que um aumento na umidade atmosférica retarde a taxa relativa do fluxo de umidade do interior para as superfícies externas do concreto.

Com relação à temperatura, ela pode ter dois efeitos opostos sobre a fluência. Mehta e Monteiro (2008) relatam que se uma peça de concreto é exposta a uma temperatura maior que a ambiente como parte do processo de cura antes de ser carregada, a resistência aumentará e a deformação por fluência será menor do que a de um concreto armazenado a uma temperatura mais baixa. Isso porque a temperatura acelera a hidratação, reduzindo a fluência. Por outro lado, a exposição à alta temperatura durante o período em que o concreto está sendo carregado pode aumentar a fluência.

Em ensaios de fluência de longa duração (mais de 20 anos) conduzidos por Troxell *et al.* *apud* Mehta e Monteiro (2008), considerando várias condições ambientais e de carregamento em concretos com diferentes dosagens, foi observado que apenas 20 a 25% da retração por secagem de 10 anos deu-se em duas semanas, 50 a 60% em três meses e de 75 a 80% em um ano. Resultados similares também foram observados para a fluência.

Em ensaios considerando a variação da umidade ao longo do tempo realizados em argamassa por Hansen, *apud* Neville *et al.* (1983), mostraram que a fluência é aumentada quando o concreto é exposto à variação de umidade relativa somente se o carregamento é aplicado antes da primeira secagem. Na figura 2.10, é mostrado que a exposição da argamassa a ambientes com umidade relativa alternando entre 50 e 70% resultam em fluência quase tão grande quanto a realizada em ambiente com umidade relativa constante de 50% e muito maior que em ambiente com umidade relativa média de 60%.

Figura 2.10 – Deslocamento vertical de corpos de prova armazenados em umidade relativa alternada (Fonte: NEVILLE, 1983)

L'Hermite e Mamillan *apud* Neville *et al.* (1983) estudaram o comportamento do concreto exposto a variações da umidade relativa ao ar livre e protegido da chuva. A partir dos resultados (mostrados na figura 2.11) parece não haver diferença substancial na fluência ou na deformação total entre o local de exposição onde a umidade relativa variou de 60 a 90%. Isso sugere que, alternando a umidade relativa, a fluência de alguma forma será aumentada além daquela referente ao menor limite de umidade. Portanto, é necessário ter cuidado na transposição de resultados obtidos com umidade constante para aplicações em campo.

Figura 2.11 – Fluência em corpos de prova mantidos em ambiente sem controle e em laboratório a 50% (Fonte: NEVILLE, 1983)

Sakata e Ayano (2000) fizeram estudos comparando os efeitos da variação da umidade relativa e temperatura do ambiente nas deformações de retração por secagem e fluência por secagem. Em seu trabalho, foram estabelecidos vários ciclos de temperatura e umidade, para simular as estações do ano. Também foi feita a comparação entre resultados obtidos a partir de corpos de prova deixados em ambiente sem umidade e temperatura controlada.

De acordo com os autores, a mudança na temperatura em um dia é muito pequena, mas, em um ano é muito grande e varia de 5°C a 35°C. Por outro lado, a mudança na umidade relativa em um dia é muito grande, mas a mudança em um ano varia de 55% a 65%. Em ensaios de corpos de prova com início de secagem aos 14 dias até 210 dias, comparando os resultados obtidos para ambientes com umidade constante e temperatura de 5°C, 20°C e 35°C, foi observado que as leituras obtidas para as duas últimas temperaturas se diferenciaram em aproximadamente 100µε (sendo obtidos resultados de 520µε e 420µε, respectivamente).

Segundo Sakata e Ayano (2000), considera-se que o efeito do histórico de temperatura de secagem no coeficiente de fluência último não é muito grande (2,1 no outono e 2,6 na primavera). No verão e no inverno os coeficientes ficam iguais. Para avaliar a interferência da umidade relativa, foi feita a alteração da umidade semanalmente, entre 40 e 70%, 40 e 60%, 50 e 70% e 50 e 70%. Os resultados experimentais apresentaram proximidade entre si. Entretanto, como pode ser visto na figura 2.12, o valor do coeficiente de fluência é um pouco mais alto para os corpos de prova que começaram expostos a uma umidade relativa de 40%.

Figura 2.12 – Efeito da umidade na fluência (Fonte: SAKATA e AYANO, 2000)

Neste trabalho foram feitas comparações entre resultados de fluência obtidos entre corpos de prova mantidos em câmara climatizada e em corpos de prova deixados em ambiente sem controle de umidade relativa e temperatura ambiente.

2.4.5.3 Efeitos da Fluência e Retração

A retração e a fluência podem ocasionar efeitos indesejáveis sobre as estruturas, afetando, por exemplo, a carga de instabilidade em elementos estruturais comprimidos e provocando perdas de protensão em estruturas de concreto protendido (SILVA, 2003). A fluência afeta as deformações e flechas e, muitas vezes, a distribuição de tensões de elementos que variam com o tipo de estrutura.

Segundo Neville (1997), a fluência não tem efeito direto sobre a resistência do material, embora, sob tensões muito elevadas, possa abreviar a aproximação de deformação limite na qual ocorre a ruptura. Isto pode ocorrer quando a carga aplicada for mantida entre 85% e 90% da carga estática de ruptura instantânea.

De acordo com Leonhardt e Möning (1977), os efeitos indesejáveis causados pela retração e pela fluência são:

- o aumento de flechas devido à retração e fluência na zona comprimida;
- o aumento da curvatura de pilares com cargas excêntricas, devido à fluência, o que contribui para que a excentricidade inicial aumente e a capacidade resistente do pilar diminua;
- a eventual redistribuição de tensões em uma peça estrutural, devida à retração e à fluência nos trechos de ligação rígida com outras peças estruturais;
- o eventual aparecimento de fissuras nas superfícies externas, devido ao desenvolvimento de tensões diferenciadas de retração;
- a ocorrência de perdas de protensão em estruturas de concreto protendido.

Segundo Stucchi (1989), no concreto armado as flechas não crescem na proporção de $1+\phi$ para 1 porque o aço não sofre fluência (onde ϕ é usualmente definido como coeficiente de fluência). Já no concreto protendido, a fluência modifica os esforços internos por causa das perdas de protensão por ela geradas, além de provocar flechas.

De acordo com EFNARC (2005), a fluência reduz as forças compressivas em elementos de concreto protendido e causa transferência lenta de carga do concreto para a armadura.

Neste trabalho é feita a monitoração da força aplicada no cabo de uma viga protótipo protendida, o que possibilita avaliar a perda de protensão ao longo do tempo.

2.5 Fluência e retração no concreto auto adensável

Estudos realizados sobre a fluência e retração do CAA apresentam resultados divergentes.

De acordo com resultados obtidos por Persson (2005), os coeficientes de fluência e retração foram da mesma ordem que os obtidos para o concreto convencional de mesma resistência. Este comportamento pode ser justificado, por exemplo, pela maior quantidade de finos no CAA. Como a quantidade de agregado é normalmente menor que no concreto convencional, pode resultar em aumento da fluência e retração. Por outro lado, o empacotamento das partículas no CAA fresco e sua maior resistência, para uma mesma relação água/cimento (a/c), pode levar a uma menor retração ou fluência, justificando o comportamento semelhante entre o concreto convencional e o CAA. Entretanto, de acordo com o autor, estas conclusões são preliminares e necessitam de uma verificação mais ampla.

Além da menor dimensão do agregado graúdo, o CAA em sua grande parte possui adições em sua composição. Seng e Shima (2005), concluíram que a composição do CAA é influenciada pela quantidade e tipo de adição utilizada. Também foi observado pelos autores que, para concretos de mesma a/c, a fluência do CAA é maior que a do concreto convencional.

Estudos de retração realizados por D'Ambrósia *et al.* (2005) mostraram que a fluência pode variar desde 30% até valores superiores a 50% em relação ao concreto convencional. Também foi apontado pelos autores o risco potencial do CAA para fissuração devida à alta quantidade de pasta e baixa relação a/c. Como resultado, a retração autógena pode causar tensões significativas nas primeiras idades e a capacidade de fluência pode ser diminuída em materiais de baixa relação a/c.

Os fatores citados contribuem para o aumento do risco de fissuras nas primeiras idades. Por outro lado, de acordo com D'Ambrósia *et al.* (2005), o CAA apresenta tendência para ter maior ganho de resistência nas primeiras idades e decréscimo do risco de fissuras nas idades avançadas.

Para Rozière *et al.* (2005), o CAA é geralmente produzido com maior quantidade de pasta que o concreto convencional para que se tenha a fluidez e resistência à segregação necessária. Os autores também afirmam que qualquer mudança no volume de pasta, resulta em mudanças na retração e nas deformações viscoelásticas.

No trabalho desenvolvido por Ferraz (2009), o autor compara as deformações obtidas pela retração e fluência de CAAs de duas resistências: 35 e 55MPa, desenvolvidos com cimento tipo CPV. O concreto foi elaborado para implantação numa indústria de pré-moldados. O autor observa que tanto a retração quanto a fluência do CAA são superiores às do concreto convencional.

Já para Schindler *et al.* (2007), que comparou diversos tipos de CAAs com diversas porcentagens de escória, foi observado que, tanto para concretos auto adensáveis quanto convencionais de mesma a/c, a deformação por retração por secagem foi da mesma ordem ou menores do que as do concreto convencional.

Este fato não foi observado por Bonen e Shah (2005) e Holschemacher e Klug (2002), que concluíram que a retração do CAA é mais alta do que a do concreto convencional.

Goodier (2003) afirma que, para relação a/c similares, as características de resistência do CAA é pelo menos igual à do concreto convencional e tem um desenvolvimento de resistência semelhante para a mesma classe de resistência. Devido à menor relação a/c usada no CAA a resistência à compressão é geralmente acima de 40MPa e pode chegar a 100MPa. O autor também conclui que a resistência à tração é comparável à mesma faixa de resistência do concreto convencional e a retração também é similar.

Embora vários estudos tenham sido feitos, ainda é necessária uma investigação cuidadosa das propriedades de fluência e retração (WALRAVEN, 2005).

O objetivo deste trabalho não é fazer a comparação entre concretos auto adensáveis e concretos convencionais. Entretanto, pretende-se utilizar modelos de previsão de fluência e retração disponíveis na literatura e normas técnicas, cujo desenvolvimento foi baseado em resultados experimentais de concretos convencionais. Caso o CAA apresente comportamento semelhante ao do concreto convencional, tais modelos de previsão poderão ser utilizados sem a necessidade de alterações em sua formulação.

2.6 Modelos de previsão de fluência e retração

O intuito dos modelos de previsão é providenciar, aos projetistas, meios para estimar rapidamente as deformações por fluência e retração com precisão suficiente, usando parâmetros conhecidos (RÜSCH *et al.* 1983).

Como foi mostrado anteriormente, existem vários fatores que interferem na fluência e na retração no concreto. A dificuldade em prever com precisão a fluência e a retração do concreto encontra-se na interação dos diversos mecanismos físicos que são influenciados por tais parâmetros (BAŽANT e BAWEJA, 2000).

Mehta e Monteiro (2008) comentam que em algumas décadas atrás, o ajuste de curvas de fluência era feito manualmente. Deste modo, os pesquisadores usavam a intuição e a experiência para selecionar funções simples. Hoje, com o avanço da tecnologia, qualquer computador pessoal pode fazer o ajuste dessas curvas.

Entretanto, embora esta tecnologia esteja à disposição, não tem sentido fazer uma análise utilizando métodos computacionais sofisticados se um modelo não representativo da realidade para a fluência e retração for introduzido como dado de entrada (BAŽANT e BAWEJA, 2000).

Por se tratar de ensaios de longa duração, muitas vezes estas propriedades não são medidas experimentalmente e, na falta de resultados experimentais para a fluência ou retração, pode ser feito uso de expressões encontradas em normas ou em outros modelos de previsão. Desse modo, nos itens que seguem, serão discutidos sobre os modelos analisados neste trabalho que podem ser utilizados para representar a fluência e a retração. Também serão comentados alguns fatores que podem interferir em seu uso para o CAA. Os modelos a serem tratados são: NBR6118:2003, EUROCODE 2-2004, ACI 209R-92, B3 de BAŽANT e BAWEJA – 2000 e GL.

2.6.1 NBR6118:2003

Os modelos de cálculo de fluência e retração mostrados na norma brasileira foram desenvolvidos para concretos sem uso de aditivos. A única referência encontrada em relação à consistência do concreto e o uso de aditivos está na restrição do dado

de entrada referente ao abatimento. De acordo com a NBR6118:2003, deve ser colocado no modelo o abatimento do concreto sem a adição de superplastificantes.

Fluência

Na NBR6118, o cálculo da deformação por fluência do concreto (ε_{cc}), é composto por duas partes: uma rápida (ε_{cca}) e outra lenta. A primeira parte é irreversível e ocorre durante as primeiras vinte e quatro horas após a aplicação da carga que a originou. A segunda é composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível (ε_{ccf}) e a deformação lenta reversível (ε_{ccd}). Dessa forma, a deformação total é dada pela equação 2.1.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad \text{(Equação 2.1)}$$

$$\varepsilon_{ct0t} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c(1 + \varphi) \quad \text{(Equação 2.2)}$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad \text{(Equação 2.3)}$$

Onde:

φ_a : coeficiente de fluência rápida;

φ_f : coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d : coeficiente de deformação lenta reversível.

As hipóteses adotadas para o cálculo dos efeitos da fluência quando as tensões no concreto são as de serviço são:

- a deformação por fluência ε_{cc} varia linearmente com a tensão aplicada;
- para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem;
- a deformação rápida produz deformações constantes ao longo do tempo; os valores do coeficiente φ_a são função da relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da carga e a sua resistência final;
- o coeficiente de deformação lenta reversível φ_d depende apenas da duração do carregamento; o seu valor final e o seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- o coeficiente de deformação lenta irreversível φ_f depende da: umidade relativa do ambiente (U), consistência do concreto no lançamento (abatimento), espessura fictícia da peça (h_{fic}), idade fictícia do concreto no

instante (t_0) da aplicação da carga e idade fictícia do concreto no instante considerado (t).

- para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível em função do tempo, correspondentes a diferentes idades do concreto no momento do carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações.

Para um instante t qualquer a deformação por fluência é dada pela equação 2.4.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad \text{(Equação 2.4)}$$

Com E_{c28} calculado conforme equação 2.5:

$$E_{c28} = 0,85.5600 \cdot \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{(Equação 2.5)}$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para a tração, é dado pela equação 2.6:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi f_{\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi d_{\infty} \beta_d \quad \text{(Equação 2.6)}$$

Onde:

t : idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 : idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias;

φ_a : coeficiente de fluência rápida, determinado pela equação 2.7;

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} \right] \quad \text{(Equação 2.7)}$$

Onde:

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})}$: a função de crescimento da resistência do concreto com a idade, também calculada pela equação 2.8.

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} = \beta_1 \quad \text{(Equação 2.8)}$$

Com β_1 dado pela equação 2.9.

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad \text{(Equação 2.9)}$$

Sendo:

s igual a:

0,38 para concreto de cimento CPIII e IV;

0,25 para concreto de cimento CPI e II;

0,20 para concreto de comento CPV-ARI;

t : idade efetiva do concreto em dias.

$\phi_{f\infty}$: valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível mostrado;

$\phi_{f\infty} = \phi_{1c} \cdot \phi_{2c}$: o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

ϕ_{1c} : o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ e da consistência do concreto dado pela equação 2.10;

ϕ_{2c} : o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{fic} da peça em centímetros, mostrado na equação 2.11.

$$\phi_{1c} = 4,45 - 0,035U \quad \text{(Equação 2.10)}$$

$$\phi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}} \quad \text{(Equação 2.11)}$$

A equação 2.11 deve ser utilizada para concretos com abatimento de 5cm a 9cm e umidade relativa menor ou igual a 90%. Para abatimento de 0 a 4cm os valores são 25% menores e para abatimento de 10 a 15cm os valores são 25% maiores.

$\phi_{d\infty}$: valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4;

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$: coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto;

$\beta_d(t)$: coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $(t-t_0)$ decorrido após o carregamento.

$\beta_f(t)$ e $\beta_d(t)$ podem ser calculados pelas equações 2.12 e 2.13:

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad \text{(Equação 2.12)}$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad \text{(Equação 2.13)}$$

Onde:

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931$$

Retração

O modelo de previsão da retração da NBR6118:2003, depende da:

- umidade relativa do ambiente;
- consistência do concreto no lançamento;

– espessura fictícia da peça.

A deformação devido à retração entre os instantes t_0 e t é dada pela equação 2.14.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad \text{(Equação 2.14)}$$

Onde:

$\varepsilon_{cs\infty}$: valor final da retração (equação 2.15).

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{s1} \cdot \varepsilon_{s2} \quad \text{(Equação 2.15)}$$

Sendo:

ε_{s1} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto calculado pela equação 2.16;

ε_{s2} : coeficiente que depende da espessura fictícia da peça (equação 2.17).

$$\varepsilon_{s1} = -6,16 - \left(\frac{U}{484}\right) + \left(\frac{U^2}{1590}\right) \quad \text{(Equação 2.16)}$$

Assim como na equação 2.11, os valores dados pela equação 2.17 são válidos para abatimento de 5 a 9cm.

$$\varepsilon_{s2} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}} \quad \text{(Equação 2.17)}$$

Onde:

h_{fic} : espessura fictícia, em centímetros (equação 2.18);

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad \text{(Equação 2.18)}$$

Onde:

γ : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (equação 2.19).

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad \text{(Equação 2.19)}$$

A_c : área da seção transversal da peça;

u_{ar} : perímetro externo da seção transversal em contato com o ar.

Para o cálculo da retração pela equação 2.14 é necessário saber os valores de $\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$, que são coeficientes relativos à retração, no instante t (idade fictícia do concreto no instante considerado em dias) e t_0 (idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado).

Os valores de $\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ são dados pela equação 2.20.

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad \text{(Equação 2.20)}$$

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h^2 + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$$

A idade a considerar é a idade fictícia em dias, quando o endurecimento se faz à temperatura ambiente de 20°C e, nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar é a idade fictícia dada pela equação 2.21.

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad \text{(Equação 2.21)}$$

Sendo:

t: idade fictícia (dias);

α : coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento. Coeficiente dado pela tabela 2.10;

T_i : temperatura média diária do ambiente (°C);

$\Delta t_{ef,i}$: período em que a temperatura média diária do ambiente se manteve constante (dias).

Tabela 2.10 – Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento (Fonte: NBR6118:2003).

Cimento (Fonte: NBR 10168:2003):

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V)	3	

Onde:

CP I e CP I-S – Cimento Portland comum;

CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto;

CP III – Cimento Portland de alto forno;

CP IV – Cimento Portland pozolânico;

CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial;

RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)

2.6.2 Eurocode2 – 2004 (EC2)

O mesmo admite que, embora o EC2 possua modelos de previsão para a fluência e retração, valores de resultados experimentais podem exibir dispersão de até 30% em torno dos valores fornecidos pelas equações.

O modelo de previsão de fluência do EC2 está restrito a tensões constantes de serviço da ordem de $0,45 f_{ck}(t_0)$, para o qual a fluência é admitida ser linearmente dependente da tensão. O comportamento ao longo do tempo é descrito pelo coeficiente de fluência ($\varphi(t, t_0)$) ou pela função de fluência ($J(t, t_0)$).

Fluência

As expressões utilizadas para a previsão do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ (equação 2.22), entre o tempo t e t_0 , em relação à deformação elástica aos 28 dias, do modelo adotado pelo EC2 são:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (\text{Equação 2.22})$$

Sendo φ_0 o coeficiente ideal de fluência dado pela equação 2.23.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (\text{Equação 2.23})$$

Onde φ_{RH} é o fator que considera a umidade relativa, calculado pelas equações 2.24 e 2.25, $\beta(f_{cm})$ é o fator que considera a resistência característica do concreto (equação 2.26), $\beta(t_0)$ é o fator que considera o efeito da idade da aplicação de carga do concreto (equação 2.27) e f_{cm} é a resistência média do concreto aos 28 dias.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 2.24})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 2.25})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{Equação 2.26})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (\text{Equação 2.27})$$

h_0 é o fator que leva em conta a dimensão do elemento de concreto em mm (equação 2.28) e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que define o desenvolvimento de fluência ao longo do tempo, dado pela equação 2.29.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{Equação 2.28})$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (\text{Equação 2.29})$$

Sendo que A_c é a área da seção transversal do concreto em mm^2 , u é o perímetro do elemento de concreto em contato com a atmosfera em mm, t é a idade do concreto em dias no momento considerado e, t_0 : idade do concreto expresso em dias a partir da data da aplicação da carga, β_H (equações 2.30 e 2.31), é o coeficiente que depende da umidade relativa (RH) em % e o tamanho do elemento (h_0 em mm).

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \quad (\text{Equação 2.30})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35\text{MPa} \quad (\text{Equação 2.31})$$

Onde α_1 , α_2 e α_3 são coeficientes que consideram a influência da resistência do concreto, dados pelas equações 2.32, 2.33 e 2.34.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (\text{Equação 2.32})$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (\text{Equação 2.33})$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{Equação 2.34})$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência no concreto pode ser levado em conta modificando a idade de carregamento t_0 (equação 2.35).

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{Equação 2.35})$$

Onde:

$t_{0,T}$ é a idade do concreto no carregamento ajustada com a temperatura em dias, de acordo com a equação 2.36;

α : -1 para cimento classe S
 0 para cimento classe N
 1 para cimento classe R.

O efeito da temperatura dentro da faixa de 0 a 80°C na maturidade do concreto pode ser levada em conta de acordo com a equação 2.36:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)-13,65]} \right) \Delta t_i} \quad (\text{Equação 2.36})$$

Onde:

t_T é a idade do concreto ajustada com a temperatura e substitui t nas equações correspondentes;

$T(\Delta t_i)$ a temperatura em °C durante o período de tempo Δt_i ;

Δt_i o número de dias onde a temperatura prevalece constante.

Retração

A deformação total por retração (ϵ_{cs}) é composta por duas parcelas: deformação de retração por secagem (ϵ_{cd}) e deformação de retração autógena (ϵ_{ca}), dadas pela equação 2.37.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad \text{(Equação 2.37)}$$

A deformação de retração por secagem básica $\varepsilon_{cd}(t)$ é calculada pela equação 2.38.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_s \varepsilon_{cd,0} \quad \text{(Equação 2.38)}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad \text{(Equação 2.39)}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} \quad \text{(Equação 2.40)}$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad \text{(Equação 2.41)}$$

Onde:

f_{cm} : resistência à compressão média aos 28 dias (MPa);

f_{cm0} : 10MPa;

α_{ds1} : coeficiente que depende do tipo de cimento

3 para o cimento classe S

4 para cimento classe N

6 para cimento classe R;

α_{ds2} : coeficiente que depende do tipo de cimento

0,13 para o cimento classe S

0,12 para cimento classe N

0,11 para cimento classe R;

RH: umidade relativa do ambiente (%);

RH_0 : 100%.

t: idade do concreto em dias;

t_s : idade do concreto no início da secagem em dias;

h_0 : espessura fictícia da seção transversal em mm, dada pela equação 2.42.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad \text{(Equação 2.42)}$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal do concreto em mm²;

u é o perímetro da seção transversal que está exposto a secagem em mm;

k_h é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_0 de acordo com a tabela 2.11.

Tabela 2.11. Valores de k_h na equação

H_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

A deformação de retração autógena é dada pela equação 2.43.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad \text{(Equação 2.43)}$$

Sendo:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad \text{(Equação 2.44)}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad \text{(Equação 2.45)}$$

Com o tempo dado em dias e a resistência característica do concreto (em MPa) aos 28 dias calculada pelas equações 2.46 e 2.47.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad \text{para } 3 < t < 28 \quad \text{(Equação 2.46)}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ci} \quad \text{para } t \geq 28 \quad \text{(Equação 2.47)}$$

A equação 2.48 é utilizada para estimar a resistência à compressão média do concreto no tempo t para temperatura média de 20°C.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad \text{(Equação 2.48)}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \quad \text{(Equação 2.49)}$$

Onde:

$f_{cm}(t)$: resistência média do concreto em t dias;

f_{cm} : resistência média do concreto a 28 dias;

$\beta_{cc}(t)$: coeficiente que depende da idade do concreto t;

t: idade do concreto em dias;

s: coeficiente que depende do tipo de cimento:

0,20 cimento classe CEM42,5R; CEM53,5N; e CEM53,5R (classe R)

0,35 cimento classe CEM32,5R; CEM42,5N (classe N)

0,38 cimento classe CEM32,5N (classe S)

O módulo de elasticidade médio, aos 28 dias, para concretos com agregados quartzosos é dado pela equação 2.50.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad \text{(Equação 2.50)}$$

Para agregados calcáreos e arenitos o módulo de elasticidade deve ser reduzido em 10% e 30%, respectivamente. Para agregados de basalto o valor deve ser acrescido de 20%. Já a variação do módulo de elasticidade com o tempo é dada pela equação 2.51.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} E_{cm} \quad \text{(Equação 2.51)}$$

Sendo:

$E_{cm}(t)$: módulo de elasticidade no tempo t;

E_{cm} : módulo de elasticidade aos 28 dias.

Esta norma recomenda utilizar os dados de módulo de elasticidade obtidos experimentalmente, mas caso isso não seja possível, deve-se utilizar os valores previstos pelas equações acima.

2.6.3 ACI209R – 1992 (ACI209R)

Fluência

Este modelo refere-se a condições padrões e fatores de correções para outras condições que não sejam padrão. De acordo com a norma do ACI 209R-92, o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é definido pela equação 2.52.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t-t_0)^{0,6}}{10+(t-t_0)^{0,6}} \varphi(\infty, t_0) \quad \text{(Equação 2.52)}$$

Sendo que $(t-t_0)$ é o período de tempo desde a aplicação da carga e $\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência última dado pela equação 2.53.

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,35\gamma_c \quad \text{(Equação 2.53)}$$

γ_c representa o produto dos fatores de correção para condições fora do padrão.

Para idades de carregamento maiores que 7 dias, cura úmida normal do concreto, e para idades maiores que 1 a 3 dias para concreto curado a vapor, usam-se as equações 2.54 e 2.55. Para cura úmida o fator de correção é dado pela equação 2.56).

$$\gamma_{la} = 1,25t_0^{-0,118} \quad \text{(Equação 2.54)}$$

Para concreto com cura normal e para concreto curado a vapor, usa-se a equação 2.55:

$$\gamma_{la} = 1,13t_0^{-0,094} \quad \text{(Equação 2.55)}$$

A correção para a umidade relativa maior do que 40% é dada pela equação 2.56.

$$\gamma_\lambda = 1,27 - 0,0067\lambda \quad \text{(Equação 2.56)}$$

Com $\lambda > 40$ e seu valor em porcentagem.

A geometria da peça pode ser considerada ou pela espessura fictícia ou pela relação volume/superfície. O coeficiente de espessura da peça, λ_h , pode ser calculado pelas equações 2.57 e 2.58, para peças com espessura média situada entre 150mm e 380mm.

Durante o primeiro ano de carregamento usa-se a equação 2.57.

$$\gamma_h = 1,14 - 0,00092h \quad (\text{Equação 2.57})$$

Acima de um ano usa-se a equação 2.58.

$$\gamma_h = 1,10 - 0,00067h \quad (\text{Equação 2.58})$$

Onde h é a espessura média em mm.

O coeficiente para correção da relação volume/superfície é dado pela equação 2.59

$$\gamma_{vs} = \frac{2}{3} \left[1 + 1,13 \exp \left(-\frac{0,0213V}{S} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.59})$$

Onde V/S é a relação volume/superfície em mm.

Os fatores de correção ligados à composição do concreto são calculados pelas equações 2.60, 2.61 e 2.62 e representam respectivamente o abatimento, percentagem de agregados miúdo no total de agregado e teor de ar incorporado.

$$\gamma_s = 0,82 + 0,00264S \quad (\text{Equação 2.60})$$

$$\gamma_\psi = 0,88 + 0,0024\psi \quad (\text{Equação 2.61})$$

Com S igual à consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone (mm) e ψ sendo a proporção de agregado miúdo no total de agregado, em percentagem de massa.

$$\gamma_\alpha = 0,46 + 0,09\alpha \quad (\text{Equação 2.62})$$

Sendo que α é o teor de ar incorporado (em percentagem) e γ_α não deve ser menor que 1.

Retração

A deformação por retração é dada pela equação 2.63.

$$\varepsilon_{sh}(t - t_0) = \frac{t}{35+t} \varepsilon_{shu} \quad (\text{Equação 2.63})$$

Onde $(t-t_0)$ é o período de tempo desde o início da cura úmida até a deformação última e ε_{shu} é a deformação última em (m/m) mostrada na equação 2.64.

$$\varepsilon_{shu} = 780\gamma_{sh}10^{-6} \quad (\text{Equação 2.64})$$

Onde γ_{sh} é o produto dos fatores de correção para condições fora do padrão.

Para cura úmida durante um período diferente de 7 dias tem-se γ_{cp} dado pela tabela 2.12.

Tabela 2.12. Fator de correção referente ao período de cura inicial úmida.

Duração da cura úmida	Coefficiente γ_{cp}
1	1,2
3	1,1
7	1,0
14	0,93
28	0,86
90	0,75

Para concreto exposto a diferentes umidades relativas ambientes, utilizam-se as equações 2.65 e 2.66.

$$\gamma_{\lambda} = 1,40 - 0,010\lambda \quad \text{para } 40 \leq \lambda \leq 80 \quad (\text{Equação 2.65})$$

$$\gamma_{\lambda} = 3,00 - 0,030\lambda \quad \text{para } 80 < \lambda \leq 100 \quad (\text{Equação 2.66})$$

Sendo λ a umidade relativa dada em porcentagem.

Para a previsão da retração a norma também apresenta um fator de correção dependente da espessura fictícia.

Para espessura média menor que 150mm, usam-se as equações 2.67 e 2.68.

$$\gamma_h = 1,23 - 0,00015h \quad \text{para } (t-t_0) < 1 \text{ ano}; \quad (\text{Equação 2.67})$$

$$\gamma_h = 1,17 - 0,00114h \quad \text{para } (t-t_0) > 1 \text{ ano}; \quad (\text{Equação 2.68})$$

Onde h é a espessura média em mm.

A correção para a relação volume/superfície pode ser feita pela equação 2.69.

$$\gamma_{vs} = 1,2 \exp(-0,00472 V/S) \quad (\text{Equação 2.69})$$

Onde V/S é a relação volume/superfície (mm).

Assim como para a fluência, os fatores de correção para a composição do concreto estão ligados ao abatimento, proporção de agregado miúdo, consumo de cimento e teor de ar incorporado. Esses fatores são ajustados com os coeficientes γ_s , γ_{ψ} , γ_c e γ_a .

$$\gamma_s = 0,89 + 0,00161S \quad (\text{Equação 2.70})$$

Onde S é a consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone (mm).

$$\gamma_{\psi} = 0,30 + 0,014\psi \quad \text{para } \psi \leq 50\% \quad (\text{Equação 2.71})$$

$$\gamma_{\psi} = 0,90 + 0,002\psi \quad \text{para } \psi > 50\% \quad (\text{Equação 2.72})$$

Sendo ψ a proporção de agregado miúdo no total de agregado, em porcentagem de massa.

$$\gamma_c = 0,75 + 0,00061c \quad (\text{Equação 2.73})$$

Onde c é o consumo de cimento em kg/m^3 .

$$\gamma_\alpha = 0,95 + 0,08\alpha \quad (\text{Equação 2.74})$$

Onde α é o teor de ar (em porcentagem).

O módulo de elasticidade para diferentes concretos é dado pela equação 2.75.

$$E_{ct} = 33[w^3(f'_c)_t]^{1/2} \quad (\text{Equação 2.75})$$

Onde:

$(f'_c)_t$: resistência à compressão média no tempo t em MPa;

w : peso unitário do concreto em kg/m^3

A previsão da resistência média à compressão em qualquer idade pode ser feita pela equação (2.76).

$$(f'_c)_t = \frac{t}{\alpha + \beta t} f'_{c28} \quad (\text{Equação 2.76})$$

Onde $(f'_c)_{28}$ resistência à compressão média aos 28 dias em MPa

α e β : constantes dadas pela tabela 2.13:

Tabela 2.13 – Constantes α e β .

Tipo de cura	Tipo de cimento	Constantes α e β	
Cura úmida	ASTM I	$\alpha = 4,00$	$\beta = 0,85$
	ASTM III	$\alpha = 2,30$	$\beta = 0,92$
Cura a vapor	ASTM I	$\alpha = 1,00$	$\beta = 0,95$
	ASTM III	$\alpha = 0,70$	$\beta = 0,98$

2.6.4 Modelo B3 de Bažant e Baweja – 2000 (B3)

Este modelo de previsão está restrito às tensões de serviço, de até 0,45 da resistência média aos 28 dias.

As variações permitidas para a estimativa dos parâmetros dos materiais deste modelo está restrita aos seguintes valores:

Resistência à compressão: $17 \leq f'_c \leq 70$ MPa;

Relação água/cimento: $0,35 \leq w/c \leq 0,85$;

Consumo de cimento: $160 \leq c \leq 720$ Kg/m^3 ;

Relação agregado por cimento em peso: $2,5 \leq a/c \leq 13,5$.

Segundo o trabalho, o formulário do modelo de previsão de parâmetros a partir da composição do concreto não foi desenvolvido para concretos especiais contendo vários aditivos, pozolanas, microsílica, e fibras. Entretanto, se os modelos de parâmetros não forem previstos a partir da composição e resistência do concreto,

mas forem calibrados pelos dados experimentais, o modelo pode ser aplicado mesmo fora de seu intervalo.

O modelo B3 representa o efeito da deformação ao longo do tempo pela função de fluência (J), mostrado na equação 2.77.

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0) \quad (\text{Equação 2.77})$$

Onde

q_1 : deformação devido à tensão unitária;

$C_0(t, t')$: função de fluência para a fluência básica;

$C_d(t, t', t_0)$: função de fluência adicional devido à secagem simultânea.

O coeficiente de fluência ($\phi(t, t')$) representa a forma mais conveniente para introduzir a fluência na análise estrutural e é calculada de acordo com a equação 2.78.

$$\phi(t, t') = E(t') J(t, t') - 1 \quad (\text{Equação 2.78})$$

Onde $E(t')$ é o módulo de elasticidade na idade de carregamento t' .

O coeficiente de fluência básica é mostrado pela equação 2.79 e dado em 10^{-6} psi.

$$C_0(t, t') = q_2 Q(t, t') + q_3 \ln[1 + (t + t')^n] + q_4 \ln\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (\text{Equação 2.79})$$

Sendo:

$$Q(t, t') = Q_f(t') \left[1 + \left(\frac{Q_f(t')}{Z(t, t')} \right)^{r(t')} \right]^{-1/r(t')} \quad (\text{Equação 2.80})$$

$$r(t') = 1,7(t')^{0,12} + 8 \quad (\text{Equação 2.81})$$

$$Z(t, t') = (t')^{-m} \ln[1 + (t - t')^n] \quad (\text{Equação 2.82})$$

$$Q_f(t') = [0,086(t')^{2/9} + 1,21(t')^{4/9}]^{-1} \quad (\text{Equação 2.83})$$

Com q_1 , q_2 , q_3 , q_4 , são parâmetros empíricos definidos pelas equações 2.84, 2.85, 2.86 e 2.87. E n e m são coeficientes que dependem do tipo de material e são iguais a 0,1 e 0,5 respectivamente, para o concreto padrão adotado na formulação.

$$q_1 = \frac{0,6 \cdot 10^6}{E_{28}} \quad (\text{Equação 2.84})$$

$$q_2 = 451,1 c^{0,5} (f'_c)^{-0,9} \quad (\text{Equação 2.85})$$

$$q_3 = 0,29 (w/c)^4 q_2 \quad (\text{Equação 2.86})$$

$$q_4 = 0,14 (a/c)^{-0,7} \quad (\text{Equação 2.87})$$

Onde w é a quantidade de água em lb/ft^3 , w/c é a relação água/cimento e a/c é a relação água por agregado em peso.

O termo que representa a fluência adicional devido à secagem simultânea é calculado pela equação 2.88.

$$C_d(t, t'_0) = q_5 \{ \exp[-8H(t)] - \exp[-8H(t'_0)] \}^{1/2} \quad \text{(Equação 2.88)}$$

Onde H a média espacial da umidade relativa dos poros no interior da seção transversal (equação 2.89) e q_5 um parâmetro empírico.

$$H(t) = 1 - (1 - h)S(t) \quad \text{(Equação 2.89)}$$

Com S(t) igual a função do tempo para a retração (equação 2.90).

$$S(t) = tgh \left(\frac{t-t_0}{\tau_{sh}} \right)^{0,5} \quad \text{(Equação 2.90)}$$

τ_{sh} : retração ao meio tempo em dias (equação 2.91):

$$\tau_{sh} = k_t (k_5 D)^2 \quad \text{(Equação 2.91)}$$

$$k_t = 190,8 t_0^{-0,08} f_c^{-1/4} \quad \text{(Equação 2.92)}$$

k_s é o coeficiente que depende da seção transversal que pode assumir os seguintes valores:

- 1,00 para uma laje infinita
- 1,15 para um cilindro infinito
- 1,25 para um prisma quadrado infinito:
- 1,30 para uma esfera
- 1,35 para um cubo

D é a espessura efetiva da seção transversal em polegadas, dada pela equação 2.93.

$$D = \frac{2V}{S} \quad \text{(Equação 2.93)}$$

Sendo:

t: idade do concreto em dias;

t': idade do carregamento em dias;

t_0 : idade do início da secagem em dias (somente $t_0 \leq t$ são considerados);

h: umidade relativa do ambiente, na forma decimal ($0 \leq h \leq 1$);

h: média espacial da umidade relativa dos poros no interior da seção transversal;

v/s: relação entre o volume por área de superfície em in;

f'_c : resistência à compressão de corpos de provas cilindros padrão em psi.

q_5 : parâmetro empírico dado pela equação 2.94.

$$q_5 = 7,57 \cdot 10^5 f_c'^{-1} \varepsilon_{s\infty}^{-0,6} \quad \text{(Equação 2.94)}$$

A retração média da seção transversal é dada pela equação 2.95.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = -\varepsilon_{sh\infty} k_h S(t) \quad (\text{Equação 2.95})$$

Onde

k_h é um coeficiente que depende da umidade e pode possuir os seguintes valores:

$$1 - h^3 \text{ para } h \leq 0,98$$

$$-0,2 \text{ para } h = 1 \text{ (expansão em água)}$$

$$\text{Interpolar para } 0,98 \leq h \leq 1$$

$\varepsilon_{sh\infty}$ sendo a retração última ao longo do tempo e dado pela equação 2.96.

$$\varepsilon_{sh\infty} = \varepsilon_{s\infty} \frac{E(7+600)}{E(t_0 + \tau_{sh})} \quad (\text{Equação 2.96})$$

Onde $\varepsilon_{s\infty}$ é dado pela equação 2.97 e o módulo de elasticidade para um tempo $E(t)$, em psi, é dado pela equação 2.98.

$$\varepsilon_{s\infty} = -\alpha_1 \alpha_2 (26 \omega^{2,1} f_c'^{-0,28} + 270) \quad (\text{Equação 2.97})$$

$$E(t) = E(28) \left(\frac{t}{4 + 0,85t} \right)^{1/2} \quad (\text{Equação 2.98})$$

Onde:

E_{c28} é o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias, em psi;

α_1 é o coeficiente que depende do tipo de cimento dado por:

$$1 \text{ para tipo de cimento ASTM I}$$

$$0,85 \text{ para tipo de cimento ASTM II}$$

$$1,1 \text{ para tipo de cimento ASTM III}$$

α_2 é o coeficiente que depende do tipo de cura dado por:

$$0,75 \text{ para cura a vapor}$$

$$1 \text{ para cura em água ou 100\% de umidade}$$

$$1,2 \text{ para cura selada}$$

2.6.5 Modelo GL2000 de Gardner e Lockman (GL)

Fluência

Este modelo de previsão foi desenvolvido em termos da resistência média do concreto e é restrito a tensões da ordem de até 40% de sua resistência. Neste modelo, não foram encontradas especificações em relação ao uso de aditivos no concreto. O único fator que interfere nas equações é o tipo de cimento utilizado.

A previsão do coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$, entre o tempo t e t_0 , em relação a deformação elástica aos 28 dias é dado pela equação 2.99.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(t_c) \left\{ 2 \left[\frac{(t - t_0)^{0,3}}{(t - t_0)^{0,3} + 14} \right] + \left(\frac{7}{t_0} \right)^{0,5} \left(\frac{t - t_0}{t - t_0 + 7} \right)^{0,5} + 2,5(1 - 1,086h^2) \left[\frac{t - t_0}{t - t_0 + 0,15(V/S)^2} \right]^{0,5} \right\}$$

(Equação 2.99)

Onde $\varphi(t_c)$ leva em conta a secagem antes do carregamento e é dado pela equação 2.100.

$$\varphi(t_c) = \left\{ 1 - \left[\frac{t - t_c}{t - t_c + 0,15(V/S)^2} \right]^{0,5} \right\}^{0,5}$$

(Equação 2.100)

Sendo que quando $t_0 = t_c$, $\varphi(t_c) = 1$.

Onde:

t é a idade do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 é a idade do concreto quando carregado, em dias;

t_c é a idade do concreto no início do processo de secagem;

h é a umidade ambiente, em decimal;

V/S é a relação entre o volume e a área superficial, em mm.

Retração

A deformação por retração é dada pela equação 2.101.

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shu} \beta(h) \beta(t)$$

(Equação 2.101)

Onde $\beta(h)$ é a correção do efeito da umidade relativa na retração dada pela equação 2.102, $\beta(t)$ é dado pela equação 2.103 e ε_{shu} é a deformação por retração última (equação 2.104).

$$\beta(h) = (1 - 1,18h^4)$$

(Equação 2.102)

$$\beta(t) = \left[\frac{t - t_c}{t - t_c + 0,15(V/S)^2} \right]^{0,5}$$

(Equação 2.103)

$$\varepsilon_{shu} = 1000k \left(\frac{30}{f_{cm28}} \right)^{1/2} 10^{-6}$$

(Equação 2.104)

Onde:

h é a umidade relativa em decimal;

t é a idade do concreto em dias;

t_c é a idade do início da secagem e fim da cura úmida em dias;

k é o coeficiente dependente do tipo de cimento:

- 1 para ASTM I
- 0,70 para ASTM II
- 1,15 para ASTM III

V/S é a relação volume/superfície (mm);

f_{cm28} é a resistência média do concreto a 28 dias (MPa).

É utilizada para a previsão do desenvolvimento da resistência com o tempo e dada pela equação 2.105.

$$f_{cm}(t) = f_{cm28} \frac{t^{3/4}}{a + bt^{3/4}} \quad \text{(Equação 2.105)}$$

Onde:

a e b são constantes que dependem do tipo de cimento.

Cimento ASTM I: a = 2,8 e b = 0,77

Cimento ASTM II: a = 3,4 e b = 0,72

Cimento ASTM III: a = 1,0 e b = 0,92

A previsão do módulo de elasticidade é dada pela equação 2.106.

$$E_{cm}(t) = 3500 + 4300(f_{cm}(t))^{1/2} \quad \text{(Equação 2.106)}$$

2.6.6 Critérios para comparação entre modelos

Neste item serão discutidas algumas adaptações em relação aos dados de entrada para os modelos de previsão, assim como o modo de comparação entre eles.

Para que possam ser feitas comparações entre os modelos de previsão, são necessários alguns ajustes, como por exemplo, o tipo de cimento. Cada país possui um tipo de cimento diferente e, muitas vezes, é difícil fazer a correlação entre eles. Segundo Gardner (2004), um exemplo disso é o ACI 209R-92 não possuir uma equação de desenvolvimento de resistência com o tempo para o cimento tipo II da ASTM. Na tabela 2.14, mostrada a seguir, estão dispostas as correlações estabelecidas entre as classes de cimento de outros países com os tipos de cimentos brasileiros, assim como os tipos de cimentos utilizados por cada modelo. As correlações entre os cimentos europeus e americanos com os cimentos brasileiros é proveniente de Metha e Monteiro (2008) e Neville (1997). Como tanto o

modelo GL quanto B3 utilizam os tipos de cimentos americanos, foi mantida a classificação. Entretanto, o modelo GL faz algumas adaptações em relação à classificação do cimento americano, que é destacada na tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Correlação entre as classes de cimento.

NBR-03	EC2-04	ACI 209R-92	B3-1995	GL-2000
Tipo I	N	ASTM I	ASTM I	ASTM I
Tipo II	N	ASTM I	ASTM I	ASTM I
Tipo III	S	ASTM IS	ASTM IS	ASTM II*
Tipo IV	S	ASTM IP	ASTM IP	ASTM II*
Tipo V	R	ASTM III	ASTM III	ASTM III

*Curva ajustada a partir da classe ASTM I (GL)

O abatimento, que é um dado utilizado apenas pelos modelos da norma brasileira e americana (NBR6118:2003 e ACI 209R-92), também possui diferenças para a alimentação dos modelos. Segundo a NBR6118:2003, deve-se entrar com o abatimento do traço feito sem os aditivos. Já no modelo do ACI 209R-92, considera-se o abatimento medido do traço feito. O uso do abatimento como dado de entrada para os modelos tem como objetivo avaliar a quantidade de água no concreto. Entretanto, de acordo com Metha e Monteiro (2008), os aditivos redutores de água e retardadores de pega, capazes de causar uma melhor dispersão de partículas de cimento anidro na água, também levam ao refinamento de poros no produto de hidratação. Estes fatores influenciam na fluência e na retração do concreto. Portanto, é possível que este parâmetro deva sofrer alterações para melhor adequação deste modelo de previsão aos resultados de concretos auto-adensáveis. Neste trabalho será feita a comparação dos resultados experimentais com os fornecidos pelos modelos da NBR6118:2003 e ACI 209R-92 utilizando tanto o abatimento antes da adição do superplastificante quanto o depois da adição. Na literatura são encontrados vários trabalhos comparando os modelos de previsão de fluência e retração dos concretos convencionais com os dados experimentais provenientes do RILEM *atabank*. A comparação entre resultados mais utilizada é o uso de um coeficiente estatístico ω_{B3} desenvolvido por Bažant e Panula em 1978 (BAŽANT e BAWEJA, 2000) e a regressão linear. O coeficiente ω_{B3} será melhor detalhado no item 2.6.6.1.

Embora o RILEM possua limitações, o ACI 209 *Committee* considera indispensável que bancos de dados como este sejam mantidos e atualizados, uma vez que estes servem de fontes de dados para comparação.

Assim como é necessário um banco de dados para a calibração de modelos de previsão para concretos convencionais, também são necessários resultados experimentais de CAAs para a verificação da possibilidade de uso destes modelos para este tipo de concreto.

Landsberger e Gomez (2008) fizeram a comparação entre resultados experimentais de retração por secagem de diversos traços de concretos convencionais (30 traços) e CAAs (93 traços), que foram submetidos a vários períodos de secagem, com os resultados dos modelos de previsão do ACI 209 e EC2. A comparação dos resultados medidos e calculados foi feita utilizando uma reta obtida por regressão linear para cada modelo de previsão. Como pode ser visto nas figuras 2.13 e 2.14, os resultados mostraram que o coeficiente angular da reta que melhor se adéqua aos resultados experimentais de CAAs e concretos convencionais é semelhante para ambos os concretos.

Nas figuras 2.13 e 2.14 são mostradas as comparações entre os valores de retração medidos e os valores calculados para os modelos de previsão do ACI e EC2, além da reta calculada que mais se aproxima para ambos os tipos de concreto e as margens para um desvio de $\pm 30\%$.

Figura 2.13 – Comparação entre as deformações por retração calculadas pelo ACI 209 e medidas (Fonte: LANDSBERGER e GOMEZ, 2008)

Figura 2.14 – Comparação entre as deformações por retração calculadas pelo EC2 e medidas (Fonte: LANDSBERGER e GOMEZ, 2008)

Pode ser observado na figura 2.13 que para o modelo do ACI 209, a inclinação da reta que melhor se adapta é próxima de 1, entretanto, há uma tendência geral para superestimar as deformações de retração. Na figura 2.14 é mostrado que o modelo EC2 subestima as deformações, com uma inclinação de 0,85 para ambos os concretos, mas os pontos dos dados estão melhores centrados dentro das faixas marcadas de $\pm 30\%$. Portanto, embora o modelo do ACI 209 seja mais preciso, ambos os modelos são aplicáveis tanto para CAA quanto para concreto convencional.

Seng e Shima (2005) fizeram comparações dos resultados experimentais de fluência e retração de concretos auto adensáveis com alguns modelos de previsão. Nas figuras 2.15 e 2.16, encontram-se as comparações feitas entre os resultados experimentais de coeficiente de fluência e retração por secagem de um traço de CAA com relação a/c 0,4 com as normas JSCE 2002, ACI209 e CEB-FIP90.

Figura 2.15 – Comparação entre o coeficiente de fluência experimental com modelos de previsão (Fonte: SENG e SHIMA, 2005)

Figura 2.16 – Comparação entre as deformações por retração por secagem com modelos de previsão (Fonte: SENG e SHIMA, 2005)

Pode ser visto na figura 2.15 que o modelo que melhor prevê a fluência, quando comparado com os resultados experimentais, é o fornecido pelo CEB-FIP90. Entretanto, o mesmo não vale para a retração. Na figura 2.16, nota-se que o modelo que mais se aproxima dos resultados experimentais é o fornecido pela norma japonesa JSCE.

A partir dos resultados obtidos pela literatura, pode-se observar que existem divergências entre os tipos de modelos mais adequados para a previsão da fluência e retração de acordo com o país de onde o concreto se origina. Esta divergência pode ser atribuída aos diferentes tipos de materiais que compõem os concretos de diferentes lugares. Isto mostra a importância na obtenção de resultados experimentais nacionais de fluência e retração de diferentes tipos de concretos para a verificação e calibração dos modelos de previsão prescritos na norma brasileira. Pretende-se com este trabalho fazer a comparação de resultados experimentais de retração e fluência por secagem, em concreto auto adensável com modelos de previsão disponíveis em normalizações e na literatura.

2.6.6.1 Coeficiente estatístico

Vários métodos estatísticos são usados para avaliar a precisão dos modelos para prever os resultados experimentais. Assim como um único conjunto de dados pode ser comparado por sua média, moda, mediana, desvio padrão, máximo e mínimo, um modelo para prever a retração ou a fluência pode ter vários métodos para sua comparação com os resultados experimentais (VIDELA, 2006).

Um dos problemas que ocorre com os métodos estatísticos é que, a medida que as deformações por retração e fluência evoluem com o aumento do tempo, a dispersão

dos resultados aumenta. Assim, quando técnicas como regressão linear são usadas, o peso do último dado é maior do que o dos dados iniciais (BAZANT *et al.*, 1987a; BAZANT *et al.*, 1987b). Em contrapartida, a comparação da porcentagem do desvio do modelo a partir dos dados, atribui um peso maior para os primeiros dados do que dados de idades mais avançadas (VIDELA, 2006).

Os métodos mais aceitáveis para a comparação entre os resultados experimentais e os modelos de previsão de fluência e retração são:

- Comparação individual entre a curva do modelo de previsão com cada conjunto de resultados experimentais;
- Comparação dos resultados experimentais e calculados usando regressão linear. Segundo Videla (2006), a vantagem deste método é a avaliação rápida e clara da estimativa dos resultados experimentais pelo modelo de previsão. O problema deste método é a atribuição de maior peso para os dados de idades mais avançadas, como mencionado anteriormente;
- Avaliação dos residuais. Neste método é feita a subtração dos valores previstos dos valores experimentais. Uma diferença positiva implica que o modelo está superestimando a deformação por retração ou a função de fluência. Já uma diferença negativa, significa que os valores estão sendo subestimados;
- Cálculo do coeficiente de variação. Vários tipos de coeficientes de variação estão disponíveis na literatura, tais como: o coeficiente de variação B3 (ω_{B3}), o coeficiente de variação CEB (V_{CEB}), o coeficiente de variação de Gardner (2004) (ω_G), entre outros.

Neste trabalho será usado como comparação, o coeficiente de variação (ω_{B3}). De acordo com Al-manasseer e Lam (2005), este método estatístico envolve um procedimento de análise complexo quando comparado aos outros. Além disso, são apontados por Bazant *et al.* (2008), diversos problemas em relação aos indicadores estatísticos usados em outros estudos, tais como o ω_G e o V_{CEB} , que levam a comparações inválidas e incorretas.

O método do coeficiente B3 (ω_{BP}), foi desenvolvido por Bazant e Panula (1978). O coeficiente de variação, ω_{BP} , é determinado para cada conjunto de dados em cada década logarítmica. Pesos são designados para cada dado baseado na década a que ele pertence e no número de dados nesta década. Primeiramente é determinado o coeficiente de variação ω_{B3} para cada conjunto, de acordo com a equação 2.107,

2.108 e 2.109. O coeficiente de variação da população para todos os conjuntos de dados ($\omega_{B3,all}$) é dado pela equação 2.110.

$$\omega_{B3,j} = \frac{1}{\bar{J}_j} \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\omega_{ij} \Delta_{ij})^2}, \quad \text{Equação 2.107}$$

na qual

$$\bar{J}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\omega_{ij} J_{ij}), \quad \text{Equação 2.108}$$

$$\omega_{ij} = \frac{n}{n_d n_1} \quad \text{Equação 2.109}$$

$$\omega_{B3,all} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (\omega_j)^2} \quad \text{Equação 2.110}$$

Onde,

$\omega_{B3,j}$ é o coeficiente de variação para um conjunto de dados, j;

J_j são os valores medidos da função de fluência no conjunto de dados j;

n é o número de dados medidos em um conjunto, j;

ω_{ij} é o peso designado para os dados medidos;

Δ_{ij} é o desvio do valor medido com o modelo;

n_d é o número de décadas na escala logarítmica para os dados medidos em um conjunto de dados, j;

n_1 é o número de dados medidos em uma década;

N é o número de conjunto de dados.

De acordo com Bažant e Baweja (2000), para o ensaio de retração, valores de 34% para o coeficiente ω_{B3} , são considerados bons. Já para o ensaio de fluência, os valores para o coeficiente podem ser de até 25%.

2.7 Perdas de protensão em monocordoalha engraxada

As propriedades de fluência e retração geram deformações ao longo do tempo em estruturas e são consideradas durante os procedimentos de cálculo para o seu dimensionamento. Em estruturas protendidas, essas propriedades são responsáveis por parte das perdas da força no cabo de protensão.

Neste item serão descritos os tipos de perda de protensão, as equações disponíveis na norma brasileira e na literatura para suas previsões e valores aproximados de estimativa de perda total de protensão. Também serão feitas considerações a respeito do tipo de protensão utilizado no protótipo monitorado neste trabalho. Como se trata de uma viga com protensão não aderente e monocordoalha engraxada, a revisão bibliográfica será restrita a este tipo de elemento.

Segundo a NBR6118:2003 elementos de concreto protendido são aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

O uso da protensão possibilita a obtenção de maiores vãos com peças estruturais de altura reduzida, assim como o controle adequado de deformações e fissurações decorrentes do funcionamento em serviço da estrutura (Zanette, 2006).

De acordo com Klein (2002), a utilização de peças de concreto protendido apresenta muitas vantagens em relação às peças de concreto armado em vários aspectos tais como os técnicos, econômico-financeiros, sociais e ambientais. Com vigas de concreto protendido consegue-se vencer maiores vãos em comparação às de concreto armado. Nas peças de concreto protendido, pode-se eliminar a fissuração, fato que tem efeito direto na durabilidade do elemento estrutural.

De acordo com Voelcker (2004) a protensão não aderente é um sistema de pós-tensão que caracteriza-se pela liberdade de movimento da armadura em relação ao concreto, ao longo de todo o perfil do cabo, com exceção das seções extremas, onde é efetivada a ancoragem. A facilidade de montagem dos cabos e a ausência da etapa de realização da aderência torna este processo mais simples, em comparação com a pós-tensão aderente. Segundo Zanette (2006) e Voelcker (2004) seu uso vem se intensificando no Brasil.

As características desse sistema dispensam a utilização de bainhas metálicas e a injeção de pasta de cimento. O cabo engraxado é fabricado por meio de processo contínuo, através do qual a cordoalha é coberta com graxa inibidora de corrosão e então revestida com uma capa de polietileno de alta densidade (PEAD), a qual constitui a bainha do cabo (RUDLOFF, 2008).

Embora existam vários trabalhos na literatura sobre estruturas protendidas, o uso de monocordoalhas engraxadas iniciou-se na década de 50 nos Estados Unidos e na década de 90 no Brasil. Portanto, há dificuldade de se encontrar, na literatura técnica nacional, textos que tratam especificamente de monocordoalhas engraxadas (ZANETTE, 2006). Em seu trabalho, Zanette (2006) faz uma compilação de partes de trabalhos nacionais e estrangeiros que procura colocar em conformidade com a NBR6118:2003 as várias informações obtidas, dando uma contribuição inicial para o

estudo dos aspectos teóricos do projeto de vigas protendidas com monocordoalhas engraxadas.

Analisando o uso da monocordoalha engraxada pelo ponto de vista de projeto, Zanette (2006) afirma que o cálculo de elementos estruturais com monocordoalhas engraxadas segue basicamente os mesmos princípios utilizados na protensão de cabos com aderência posterior. Entretanto não há nenhuma aderência das cordoalhas com o concreto ao seu redor, de forma que alguns procedimentos de cálculo devem ser modificados para levar em conta essa característica.

Neste trabalho, optou-se por uma estrutura com protensão completa para que as forças produzidas pelo carregamento do protótipo gerassem apenas esforços de compressão.

Através do ensaio do protótipo foi possível fazer a monitoração de flechas, deformações, temperatura e força no cabo de protensão, analisando seu comportamento ao longo do tempo.

2.7.1 Níveis de protensão

A NBR6118:2003, classifica os concretos protendidos de acordo com o nível de tensões existentes ao longo da seção transversal para certas combinações de carregamentos em serviço.

Segundo a norma, os elementos são divididos em: protensão completa, limitada ou parcial. Abaixo estão resumidos os parâmetros impostos para concretos com pós-tensão:

- Protensão Parcial – para pós-tração, pode ser utilizado em meios de classe de agressividade ambiental I e II, respeitando o estado limite de serviço de abertura de fissuras, ELS-W, menor que 0,2 mm e para combinação freqüente de ações;
- Protensão Limitada – para pós-tração, pode ser utilizado em meios de classe de agressividade ambiental III e IV, respeitando o estado limite de serviço de formação de fissuras, ELS-F, para combinação freqüente de ações e o estado limite de serviço de descompressão, ELS-D, para combinação quase permanente;
- Protensão Completa – pode ser utilizado em meios de qualquer classe de agressividade ambiental, respeitando o estado limite de serviço de

descompressão, ELS-D, para combinação freqüente e o estado limite de serviço de formação de fissuras, ELS-F, para combinação rara de ações.

2.7.2 Perdas de Protensão

As perdas de protensão são todas as reduções que ocorrem nos esforços aplicados nas armaduras protendidas. Elas podem ser classificadas como perdas imediatas (que ocorrem durante a operação de protensão e imediatamente após a ancoragem do cabo) e perdas progressivas (que ocorrem ao longo do tempo, após o término da operação de protensão, com o cabo já ancorado no concreto). De acordo com Veríssimo e César Jr (1998), sob condições normais essas perdas tendem a se estabilizarem em 2 ou 3 anos e, após esse período, as perdas são consideradas desprezíveis.

Se as perdas reais de protensão forem significativamente maiores ou menores que os valores estimados, o comportamento da estrutura em serviço – flechas, contraflechas e fissuração – pode ser diferente do previsto. A superestimativa das perdas pode ser quase tão prejudicial para desempenho em serviço quanto a subestimativa, uma vez que superestimar as perdas pode resultar em valores de contraflecha e de encurtamento elástico maiores que os esperados (Veríssimo e César Jr., 1998).

2.7.2.1 Perdas imediatas

De acordo com a NBR6118, para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou do concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem.

O encurtamento imediato do concreto ocorre devido à protensão sucessiva de cada um dos n cabos. A protensão de cada cabo provoca uma deformação imediata no concreto e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos. A perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela equação 2.111.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n}$$

Equação 2.111

Onde:

$\Delta\sigma_p$ é a perda média de protensão por cabo devido ao encurtamento imediato do concreto;

α_p é a relação entre E_p e E_{ci} na data da protensão;

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos;

σ_{cg} é a tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

Como neste trabalho houve apenas a protensão de um cabo, não houve este tipo de perda.

Também são consideradas perdas imediatas as perdas por atrito entre as armaduras ativas e a bainha, que variam ao longo do comprimento da peça, de forma que a força de protensão tem valor diferente dependendo da seção considerada. Enquanto o macaco aplica a força de protensão, a armadura ativa sofre um alongamento gradativo que é resistido pelo atrito entre a armadura e a bainha. Como resultado desse atrito, a força diminui a partir da ancoragem ativa. Para efeito de cálculo, pode-se considerar que essas perdas são causadas por dois fenômenos distintos: atrito devido a mudanças de direção do cabo e atrito devido a curvaturas não intencionais ou ondulações parasitas (ZANETTE, 2006).

De acordo com a NBR6118, nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito pode ser determinada pela equação 2.112.

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + \kappa x)}] \quad \text{Equação 2.112}$$

Onde:

P_i é o valor definido no item 9.6.1.2.1 da NBR6118:2003;

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, em metros;

$\Sigma \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos;

μ é o coeficiente de atrito aparente entre cabo e bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como segue (valores em 1/radianos):

κ é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais pode ser adotado o valor de $0,01\mu(1/m)$.

Na tabela 2.15 estão dispostos os valores de alguns coeficientes de atrito para cordoalhas pós-tracionadas.

Tabela 2.15 – Coeficientes de atrito para cabos de cordoalhas pós-tracionados.

Tipo de cabo	Coeficiente de ondulações parasitas k (por metro)	Coeficiente de atrito aparente μ (por radiano)
Bainhas metálicas (NBR)	$0,01\mu = 0,0020$	0,20
Bainhas metálicas lubrificadas (NBR)	$0,01\mu = 0,0010$	0,10
Monocordoalhas engraxadas (NBR)	$0,01\mu = 0,0005$	0,05
Monocordoalhas engraxadas (ACI)	0,0035	0,07

Fonte: Zanette (2006)

De acordo com a NBR6118:2003, perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

Resultados apresentados pela empresa que aplicou a protensão na viga protótipo afirmam que a acomodação das cunhas nas ancoragens (cravação) provoca uma perda de 4 a 5 mm no alongamento inicial, antes da cravação. Também é avaliada perda no equipamento de protensão de 2,5% do esforço da protensão (SCHMID, 1998).

2.7.2.2 Perdas progressivas de protensão

Consideram-se perdas progressivas de protensão: perdas por fluência do concreto, perdas por retração do concreto e perdas por relaxação do aço. Entre cabos aderentes e não aderentes, existem algumas diferenças conceituais no cálculo dessas perdas, principalmente na hipótese de igualdade na deformação da armadura ativa e do concreto adjacente (ZANETTE, 2006). As duas normas analisadas (NBR6118:2003 e ACI318:2002) apresentam procedimentos diferentes para a estimativa das perdas progressivas.

A NBR6118:2003 indica um processo simplificado e outro aproximado para a avaliação das perdas progressivas de protensão e, ao introduzir esses processos, comenta o seguinte:

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando a interação dessas causas,

podendo ser utilizados os processos indicados nos itens 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5 da NBR6118. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I.

Nos elementos protendidos com monocordoalhas engraxadas não existe aderência entre as armaduras e o concreto. Em função disso, os processos de cálculo da NBR6118:2003 não podem ser aplicados a tais elementos.

O ACI318:2002, em seus comentários à norma, faz referência ao artigo de Zia et al (1979), onde afirma que esse artigo contém recomendações que permitem determinar estimativas razoavelmente precisas das perdas de protensão. As recomendações incluem a consideração do nível inicial de tensão, do tipo de aço, condições ambientais e tipo de construção (pré-tração, pós-tração aderente e pós-tração não-aderente).

A seguir, apresentam-se os procedimentos para a estimativa das perdas progressivas de protensão, desenvolvidos por Zia et al (1979).

Perdas por fluência do concreto (Creep – CR)

No trabalho de Zia *et al.* (1979) as equações propostas são diferentes para armaduras protendidas com aderência e sem aderência.

Nota-se que cabos não-aderentes não apresentam a mesma deformação do concreto adjacente. Um cabo não-aderente é geralmente uma monocordoalha engraxada ancorada em ambas as extremidades, não existindo, portanto, conexão entre concreto e aço ao longo do cabo. Pode-se assumir, então, que as perdas por fluência em cabos não-aderentes estão relacionadas com a tensão média do concreto ao nível do cabo e não com a deformação no ponto de momentos máximo (KELLEY, 2000).

Para elementos com cabos não-aderentes, a perda por fluência é dada pela equação 2.113.

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_{ce}} \cdot f_{cpa}$$

Equação 2.113

Onde:

K_{cr} é 1,6 para elementos pós-tracionados;

f_{cpa} é a tensão de compressão média no concreto ao longo do elemento no centro de gravidade dos cabos imediatamente após a aplicação da protensão.

Perdas por retração do concreto (Shrinkage – SH)

Ao se calcular as perdas de protensão, a retração é considerada apenas como sendo a perda de água. A deformação por retração é entretanto, uma função da relação volume/superfície da peça e da umidade relativa do ambiente (KELLEY, 2000).

Na equação proposta por Zia *et al.* (1979) a perda de protensão devido a retração é obtida multiplicando a deformação por retração efetiva por um fator que considera a retração que ocorrerá antes da aplicação da protensão.

De acordo com Kelley (2000) a deformação efetiva ϵ_{sh} é obtida multiplicando-se o valor da deformação por retração média, convencionalmente tida como $550\mu\epsilon$, pelos fatores $(1-0,06V/S)$ e $(1,5-0,015RH)$. Portanto, a perda de protensão por retração SH é calculada pela equação 2.110.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_p \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad \text{Equação 2.114}$$

Onde:

V/S é a relação volume-superfície;

RH é a umidade relativa do ambiente, em porcentagem.

O coeficiente K_{sh} leva em conta a retração que ocorre entre o final da cura e a aplicação da protensão. Para elementos com pós-tração, esse coeficiente é obtido da tabela 2.16. Nas estruturas em que não aplica cura úmida, o número de dias é contado a partir do lançamento do concreto.

Tabela 2.16 – valores da constante de retração K_{sh} para elementos pós-tracionados (Fonte: Zia *et al.*, 1979)

Dias	1	3	5	7	10	20	30	80
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Perdas por relaxação do aço

A taxa de relaxação do aço, em qualquer ponto no tempo, depende do nível de tensão de tração no cabo naquele instante. Por causa das outras perdas de protensão, há uma redução contínua da tensão do cabo, que causa redução na taxa de relaxação (KELLEY, 2000).

A perda de protensão por relaxação do aço é dada pela equação 2.115.

$$RE = [K_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C \quad \text{Equação 2.115}$$

onde:

SH é a perda de protensão por retração, em MPa;

CR é a perda de protensão por fluência, em MPa;

ES é a perda de protensão por encurtamento elástico, em MPa;

O fator J leva em conta a redução da tensão no cabo devida às outras perdas. O valor da relaxação básica K_{re} e o fator J são funções do tipo de aço. Para cordoalhas com aço do tipo CP190RB, pode-se adotar os seguintes valores: $K_{re} = 5000$ e $J = 0,040$.

O valor da constante C leva em consideração o fato da relação resistência ao escoamento f_{py} e resistência última f_{pu} ser diferente para aços com relaxação normal e relaxação baixa.

A relação f_{py}/f_{pu} é geralmente assumida como 0,70 para cabos pós-tracionados, podendo-se adotar, assim, o valor da constante C, para cordoalhas com aço de relaxação baixa, como sendo igual a $C=0,75$.

Perdas progressivas aproximadas

O manual de protensão do PTI (1990) apresenta os valores aproximados de perdas de protensão mostrados na tabela 2.17. Nesses valores são consideradas as perdas referentes à retração e à fluência do concreto, à relaxação do aço e ao encurtamento elástico do elemento, devendo-se adicionar separadamente as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem.

Tabela 2.17 – Valores aproximados de perda de protensão (Fonte: Zanette 2006).

Material do cabo de protensão	Valor da perda de protensão	
	Lajes	Vigas
Fios CP170-RN e cordoalha CP190-RN	207,0 MPa	241,5MPa
Barras	138,0 MPa	172,5 MPa
Cordoalha CP190-RB	103,5 MPa	138,0 MPa
Nota: Os valores da tabela não incluem perdas por atrito.		

De acordo com Kelley (2000), para cordoalhas engraxadas, é prática usual nos EUA os cabos serem tracionados até o máximo permitido pela norma americana ($0,8f_{pu}=1490\text{MPa}$). Para a tensão final média ao longo do cabo depois das perdas imediatas é tida como $0,7f_{pu}=1300\text{MPa}$. Para a tensão final média assume-se, então o valor de 1205MPa , consistindo em uma perda total de protensão de 280MPa , ou 19%.

3 REALIZAÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste trabalho foram realizados ensaios de caracterização do CAA no estado fresco e endurecido e a monitoração de uma viga protótipo pretendida.

Neste tópico serão mostrados os materiais, a metodologia e os equipamentos necessários para a confecção e caracterização do concreto estudado.

Dentre as propriedades estudadas, será dada ênfase à fluência e à retração. Para a realização destes ensaios são necessárias condições específicas (ambiente com umidade e temperatura constante e manutenção da carga aplicada para a fluência). Portanto, foi necessário montar uma infraestrutura laboratorial para possibilitar sua realização. Nesta infraestrutura consta a aquisição de uma câmara climatizada, cilindros hidráulicos e acumuladores.

O programa experimental consta de duas partes, a caracterização dos materiais utilizados no protótipo e sua monitoração.

Como o concreto em questão é auto adensável, a sua caracterização foi feita tanto no estado fresco quanto no endurecido. No estado fresco foram avaliadas a fluidez, resistência à segregação e a habilidade passante. Os ensaios utilizados para a caracterização desta etapa foram: espalhamento, escoamento T_{500} , caixa-L e funil-V. A caracterização do concreto endurecido foi feita através do acompanhamento do desenvolvimento das propriedades mecânicas de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, fluência e retração por secagem.

3.1 Materiais

Os materiais para a confecção do concreto utilizado neste trabalho foram fornecidos pela Empresa Engemix. Foram utilizados cimento tipo CPII-E-40 da Votorantim Cimentos Brasil S.A., da unidade de Santa Helena; brita 0 de origem granítica do Grupo Embu S.A., da unidade de Perus-S.P.; brita 1 de origem calcária da Votorantim Cimentos Brasil S.A de Araçariguama-S.P.; areia quartzosa rósea do Grupo Dibloco, localizada em Bofete-S.P.; e areia de brita do Grupo Embu S.A., de

Mogi das Cruzes S.P.. Os aditivos utilizados foram o polifuncional Mira 94 da Grace Construction Products e o viscocrete 3535 da Sika S.A.. O traço é mostrado na tabela 3.1 e a caracterização dos agregados está disposta nas tabelas 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

O traço foi feito em massa e, para a sua confecção, foram utilizados agregados previamente secos em estufa. A moldagem dos corpos de prova e do protótipo foi feita no Laboratório de Estruturas e Materiais estruturais (LEM), da EPUSP. O procedimento adotado para a mistura dos materiais levou ao todo 15 minutos e deu-se da seguinte forma:

- agregado graúdo e 80% da água - 30s;
- cimento - 60s;
- agregado miúdo - 2min;
- remoção dos materiais aderidos nas pás e parede da betoneira, que permaneceu desligada - 3min;
- mistura - 1min e 30s;
- incorporação do aditivo polifuncional e 15% da água - 3min;
- incorporação do aditivo viscocrete e o restante da água - 4min.

Logo após a mistura dos materiais na betoneira foram feitos ensaios de espalhamento, escoamento T_{500} , funil-V e caixa-L. A metodologia seguida para este ensaio foi detalhada nos itens 2.2.1 a 2.2.4 do capítulo 2.

Tabela 3.1 – Traço disponibilizado pela Engemix.

Componentes	CAA
Cimento (kg/m^3)	370
Areia de quartzo(kg/m^3)	512
Areia de brita (kg/m^3)	420
Brita 1 (kg/m^3)	520,8
Brita 0 (kg/m^3)	347,2
Água (l)	180
Aditivo viscocrete (kg/m^3)	2,59
Aditivo polifuncional (kg/m^3)	2,4
a/c (kg/kg)	0,49
Teor de argamassa (%)	60
f_{ck} (MPa)	50

Tabela 3.2 – Caracterização da areia de quartzo.

Abertura da Peneira (mm)	Porcentagens	
	Retida (%)	Acumulada (%)
4,80	0	0
2,40	0	0
1,20	0	0
0,60	4	4
0,30	33	37
0,15	46	83
<0,15	16	99
Total	100	124
Dimensão máxima característica (mm): 0,60		
Material fino passante #75 (%): 1,4		
Módulo de finura (%): 1,28		
Massa específica (g/cm³): 2,69		
Massa específica seca (g/cm³): 2,66		
Massa esp. saturada sup. seca (g/cm³): 2,67		
Material pulverulento (%): 1,4		

Tabela 3.3 – Caracterização da areia de brita.

Abertura da Peneira (mm)	Porcentagens	
	Retida (%)	Acumulada (%)
4,80	0	0
2,40	5	5
1,20	28	33
0,60	25	58
0,30	19	77
0,15	15	92
<0,15	9	101
Total	101	265
Dimensão máxima característica (mm): 2,40		
Material fino passante #75 (%): 3,1		
Módulo de finura (%): 2,62		
Massa específica (g/cm³): 2,70		
Massa específica seca (g/cm³): 2,65		
Massa esp. saturada sup. seca (g/cm³): 2,66		
Material pulverulento (%): 3,1		

Tabela 3.4 – Caracterização da brita 0.

Abertura da Peneira (mm)	Porcentagens	
	Retida (%)	Acumulada (%)
19,00	0	0
12,50	0	0
9,50	2	2
6,30	40	42
4,80	34	76
2,40	20	96
1,20	2	98
0,60	1	99
0,30	0	99
0,15	0	99
<0,15	1	100
Total	100	569
Dimensão máxima característica (mm): 9,50		
Material fino passante #75 (%): 0,5		
Módulo de finura (%): 5,67		
Massa específica (g/cm³): 2,68		
Massa específica seca (g/cm³): 2,63		
Massa esp. saturada sup. seca (g/cm³): 2,64		
Material pulverulento (%): 0,5		

Tabela 3.5 – Caracterização da brita 1.

Abertura da Peneira (mm)	Porcentagens	
	Retida (%)	Acumulada (%)
19,00	5	5
12,50	64	69
9,50	24	93
6,30	6	99
4,80	0	99
2,40	0	99
1,20	0	99
0,60	0	99
0,30	0	99
0,15	0	99
<0,15	1	100
Total	100	692
Dimensão máxima característica (mm): 19,0		
Material fino passante #75 (%): 0,8		
Módulo de finura (%): 6,93		
Massa específica (g/cm³): 2,81		
Massa específica seca (g/cm³): 2,79		
Massa esp. saturada sup. seca (g/cm³): 2,80		
Material pulverulento (%): 0,8		

O acompanhamento do crescimento da resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade foi feito para as idades de 7, 14, 28, 49, e 91 dias. As idades de aplicação da protensão e carregamento da viga protótipo foram 14 e

49 dias, respectivamente. Foram moldados 3 corpos de prova para cada ensaio e para cada idade, totalizando 45 corpos de prova.

A caracterização da fluência por secagem foi feita através da comparação entre resultados obtidos de corpos de prova localizados dentro da câmara climatizada e de corpos de prova deixados nas mesmas condições ambientais da viga. Na tabela 3.7 são mostradas as quantidades de corpos de prova moldados para cada ensaio.

Tabela 3.6 – Quantidade de corpos de prova para o ensaio de fluência.

Ensaio	Idade (dias)	
	14	49
Fluência por secagem	2	2
Fluência por secagem (fora da câmara climatizada)	2	2
Retração por secagem	1	1
Retração por secagem (fora da câmara climatizada)	1	1
Total	12	

Para cada ensaio de fluência foram utilizados três corpos de prova, onde dois deles permaneceram carregados e o terceiro foi utilizado como acompanhamento para descontar as deformações que não foram causadas pelo carregamento, como prescrito pela NBR8224:1983.

Para o ensaio de retração, foram moldados dez corpos de prova, mantidos em câmara seca com umidade e temperatura constante ao longo de todo o ensaio.

Em relação à armadura utilizada na viga, tanto para a armadura longitudinal quanto para os estribos foram utilizados aço CA50A, com diâmetros de 12,5mm e 6,3mm respectivamente. A armadura ativa utilizada foi um cabo de protensão composto por 7 fios e seção transversal de 143mm² (CP-190RN15,2).

3.1.1 Equipamentos e metodologia para o ensaio no estado fresco

Diferentemente dos concretos convencionais, o CAA necessita de alguns ensaios em seu estado fresco para caracterizá-lo quanto a sua fluidez, resistência à segregação e habilidade passante, como já discutido. O espalhamento permite medir a capacidade de fluidez do concreto e o tempo gasto para tanto. O ensaio do funil-V permite avaliar a capacidade que o CAA fresco tem de passar através de pequenas aberturas, o que envolve a sua viscosidade. Já o ensaio da caixa-L avalia a capacidade de preenchimento, resistência ao bloqueio e resistência à segregação,

atestando a sua capacidade de fluir entre as armaduras da estrutura, sem apresentar segregação ou vazios por bloqueio.

A metodologia utilizada para os ensaios de espalhamento (figura 3.1), tempo de escoamento (T_{500}), funil-V (figura 3.2) e caixa-L (figura 3.3), foram as especificadas pelas normas NBR 15823-2:2010, NBR 15823-5:2010 e NBR 15823-5:2010 detalhadas nos itens 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3 e 2.2.4, respectivamente.

Figura 3.1 – Ensaio de espalhamento

Figura 3.2 – Ensaio do funil-V

Figura 3.3 – Ensaio da caixa-L

3.1.2 Formas para os ensaios de fluência e retração

Para o ensaio de fluência e retração foi necessária a confecção de formas especiais.

Embora os corpos de prova utilizados para o ensaio de fluência sejam semelhantes aos cilíndricos com dimensões de 15cmx30cm, as formas utilizadas para este ensaio apresentam algumas alterações em relação às usuais. Para a realização do ensaio de fluência é necessário colocar discos metálicos nas extremidades do corpo de prova (15cm de diâmetro e 2cm de espessura). Portanto, foram feitas formas metálicas com dimensões 15x34cm, para manter a altura do corpo de prova em 30cm.

Os discos metálicos foram colocados nas extremidades do corpo de prova para garantir planicidade e uniformidade do carregamento aplicado. O disco superior é maciço e o disco inferior possui um orifício e uma ranhura (como prescrito pela NBR8224:1983) que possibilita a passagem do fio do extensômetro utilizado para a instrumentação. Além disso, para garantir sua fixação com o corpo de prova, o disco inferior apresenta um grampo metálico. Os discos superior e inferior podem ser vistos na figura 3.4.

Figura 3.4 – Discos metálicos superior e inferior para o ensaio de fluência

Assim como o disco metálico, que possui alterações para a passagem do fio do extensômetro, a forma metálica é dotada de um orifício para a passagem do mesmo. Além disso, para facilitar o procedimento de instrumentação e desforma, estas são bipartidas. Na figura 3.5, pode ser vista a forma utilizada para o ensaio.

Orifício para passagem do fio
do extensômetro

Figura 3.5 – forma bipartida para o ensaio de fluência

As formas utilizadas para o ensaio de retração são prismáticas de dimensões (10x10x30)cm, compostas por placas de polipropileno com espessura de 2cm. As placas que compõe as extremidades possuem espaços para a passagem de pinos de medida feitos de aço inoxidável. A forma utilizada para ensaio pode ser vista na figura 3.6.

Figura 3.6 – Forma de polipropileno

Esta forma pode ser utilizada tanto para a moldagem de corpos de prova monitorados por pinos quanto para corpos de prova instrumentados com sensores de imersão em concreto. Neste trabalho foram utilizados sensores de imersão em concreto para a instrumentação dos corpos de prova de retração.

3.1.3 Bastidores de fluência

Para os ensaios de fluência, o laboratório dispõe de dez bastidores: oito com capacidade de 65tf e dois com capacidade de 105tf (figura 3.7).

Figura 3.7 – Bastidores com capacidade de 65tf e 105tf

3.1.4 Materiais secundários

Além dos equipamentos mostrados anteriormente, foram necessários para a instrumentação, moldagem e monitoração dos corpos de prova de fluência e retração, alguns equipamentos e materiais secundários. A tabela 3.7 mostra os materiais utilizados para cada etapa dos ensaios de fluência e retração.

Tabela 3.7 – Materiais secundários e equipamentos utilizados para os ensaios de fluência e retração.

Ensaio	Etapa	Materiais e equipamentos
Fluência	Instrumentação	Sensores elétricos de imersão em concreto, para medir deformação e temperatura
		Borracha neoprene
		Fita adesiva crepe
		Barbante de algodão (tipo cordonê)
	Moldagem	Óleo desmoldante
		Nível de bolha
		Martelo de borracha
	Monitoração	DataTaker (modelo DT600)
		Baterias 12V, 100Ah
		Cabo AWG trançado com 7 e 4 vias
		Resistor de 0,6W, 0,01% e 120Ω
Retração	Instrumentação	Barbante de algodão (tipo cordonê)
		Sensor elétrico de imersão em concreto
	Moldagem	Óleo desmoldante
		Régua metálica
	Monitoração	DataTaker (modelo DT800)
		Bateria 12V, 100Ah
		Cabo AWG trançado com 7 vias
		Resistor de 0,6W, 0,01% e 120Ω

Na tabela 3.8, estão listados os materiais de consumo e equipamentos utilizados na instrumentação, moldagem e monitoração da viga.

Tabela 3.8 – Materiais e equipamentos utilizados para a instrumentação e monitoração do protótipo.

Ensaio	Etapa	Materiais e equipamentos
Protótipo	Instrumentação	Álcool isopropílico
		Lima chata do tipo murça e bastarda
		Lixas de costado de pano: granulometria de 220 e 320
		Cola a base de éster de cianoacrilado: Loctite modelo 496
		Fita de teflon
		Fita adesiva
		Terminais modelo T-F25 da Kyowa
		Resina epóxi (Araldite)
		Fita de autofusão
		Chapa de alumínio
		Arame recozido
		Aditivo condutor térmico composto pelo adesivo 384 Henkel e o ativador 7387
		Sensores elétricos e ópticos
		Células de carga modelo C6A da HBM
	Armação e Moldagem	Apoios metálicos
		Forma de madeira
		Arame recozido
		Espaçadores
		Martelo de borracha
	Monitoração	Transdutores de posição
		DataTaker modelo DT800
		Bateria 12V, 100Ah
		Cabo AWG trançado com 7 e 4 vias
		Resistor de 0,6W, 0,01% e 120Ω
		Interrogador da Mícron Optics modelo sm130

3.1.5 Sensores

Neste trabalho foram utilizados tanto sensores elétricos quanto ópticos. Para os ensaios de fluência e retração foram utilizados sensores elétricos de imersão e sensores de temperatura do tipo PT100. Já para a viga, além dos sensores citados anteriormente, foram utilizados sensores elétricos para colagem em armadura e sensores ópticos para medir a deformação e temperatura das armaduras. Todos os sensores elétricos utilizados possuem 3 vias, com exceção do sensor de colagem em armadura, que apresenta 2 vias. A especificação de cada sensor pode ser vista na tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Especificação dos sensores utilizados na viga.

Tipo de sensor	Aplicação	Características
Sensor elétrico	Deformação do concreto (imersão)	Modelo KM-120-120-H2-11W1M3, $120\Omega \pm 1\%$, $\frac{1}{4}$ de ponte, <i>gage factor</i> igual a 2, dimensão de 120x15x5mm e faixa de compensação de temperatura de 0 a 50°C
	Deformação da armadura (colagem)	Modelo KFG-5-120-C1-11, $119,8 \pm 0,2\Omega$, $\frac{1}{4}$ de ponte e <i>gage factor</i> igual a 2, $10 \pm 1\%$, comprimento de 5mm.
Termoresistência PT100	Temperatura do concreto	Modelo PT100, isolado com PVC, precisão de 0,1°C, que atua até 90°C
Sensor óptico	Deformação da armadura (colagem)	Modelo FS6200, encapsulamento de poliamida e temperatura de operação de -20°C a 80°C.
	Temperatura	Modelo FS6300, encapsulamento de metal e temperatura de operação de -20°C a 80°C.

Os sensores utilizados para medir a deformação do concreto, a deformação da armadura (elétrico e óptico) e a temperatura (por termoresistência e óptico), podem ser vistos nas figuras 3.8, 3.9, 3.10, 3.11 e 3.12.

Figura 3.8 – Sensor elétrico de imersão **Figura 3.9 – Sensores elétricos de colagem em armadura** **Figura 3.10 – Sensor óptico de colagem em armadura** **Figura 3.11 – Sensor de termoresistência do tipo PT100** **Figura 3.12 – Sensor óptico de temperatura**

3.1.6 Transdutor linear de posição

A monitoração do protótipo foi feita através da medição de suas deformações e flechas. Para a aquisição das variações das flechas foram utilizados três transdutores lineares de posição resistivos, modelo PY2-C-50+CON011 e modelo PY2-C-75+CON011 fornecido pela Gefran. O transdutor modelo PY2-C-50+CON011 possui cursor elétrico útil de 50mm, já o transdutor modelo PY2-C-75+CON011, possui cursor elétrico útil de 75mm. Ambos os transdutores, mostrados na Figura 3.13, possuem conector do tipo CON011.

Figura 3.13 – Transdutores lineares de posição com cursor de 50 e 75mm

A calibração do equipamento foi feita através de um micrômetro e a partir dos resultados obtidos foram geradas as equações de calibração de cada transdutor.

As retas obtidas da calibração dos transdutores 1, 2 e 3 são representadas pelas equações 3.1, 3.2 e 3.3, respectivamente:

$$D = -0,0055L + 37,811 \text{ (T1)}$$

Equação 3.1

$$D = -0,0057L + 25,443 \text{ (T2)}$$

Equação 3.2

$$D = -0,0075L + 36,593 \text{ (T3)}$$

Equação 3.3

Onde D é a distância em mm e L é a leitura em ohms.

3.1.7 Calibração das células de carga

Os ensaios de fluência foram feitos em dois tipos de ambiente: controlado (dentro de uma câmara climatizada) e sem controle (no mesmo ambiente da viga). Como os bastidores estavam localizados em um ambiente sem umidade e temperatura controladas, optou-se por controlar o carregamento aplicado tanto pelo manômetro

anexado ao cilindro, quanto por uma célula de carga. Além dos corpos de prova de fluência, também foi utilizada uma célula de carga para a monitoração da força aplicada no cabo de protensão da viga.

A calibração das células de carga foi feita na prensa da marca Shimadzu com capacidade de 200tf. A célula de carga utilizada no bastidor é da marca Kratos e possui capacidade de 50tf. A célula de carga usada para a monitoração do cabo de protensão é da marca HBM, modelo C6A e possui capacidade de 20tf.

A aquisição dos dados para a calibração das células de carga foi feita via um DataTaker modelo DT800. A célula de carga utilizada no bastidor de fluência trabalha como uma ponte completa, sendo utilizada esta configuração para a aquisição dos dados. A célula de carga utilizada no cabo de protensão apresenta uma saída de variação de corrente (4-20mA), necessitando de outro tipo de configuração para a aquisição das leituras.

As retas obtidas da calibração das células de carga são mostradas pelas equações 3.4 e 3.5:

$$C = -0,0221L + 0,0642 \quad (\text{Célula do bastidor}) \quad \text{Equação 3.4}$$

$$C = -1,3313L - 5,4786 \quad (\text{Célula do cabo de protensão}) \quad \text{Equação 3.5}$$

Onde C é a carga aplicada em tf e L é a leitura obtida no DataTaker.

3.1.8 Estratégia de aquisição de dados

O equipamento utilizado para a aquisição das deformações e temperaturas dos corpos de prova foi o DataTaker, modelos DT600 e DT800. Para a leitura das deformações são necessários resistores de alta precisão encapsulados, uma vez que o equipamento não completa internamente a ponte de Wheatstone. Ambos os modelos possuem memória interna. Isto permite que o computador seja conectado apenas para o envio do programa, indicando o tipo e a taxa das aquisições, e, posteriormente, para descarregar os dados via entrada RS232. A alimentação pode ser feita via fonte contínua ou alternada. Neste trabalho optou-se por uma fonte contínua, visando à diminuição de ruídos nos sinais.

No modelo DT600 é possível anexar um módulo de expansão com a mesma quantidade de canais que o equipamento. Na Figura 3.14 são mostrados o DataTaker e o módulo de expansão.

Figura 3.14 – DataTaker modelo DT600 e módulo de expansão

As leituras do sensor de deformação feitas pelo DT600 são dadas em ppm e a conversão para $\mu\epsilon$ é feita pela equação 3.6.

$$k = \frac{2}{G \cdot N}$$

Equação 3.6

Onde G é o *gage factor* e N é o número de sensores ativos na ponte.

O modelo DT800 possui 12 canais analógicos e, dependendo da configuração adotada, permite a leitura de até 30 extensômetros (5 extensômetros a cada 2 canais). O resultado lido também é dado em ppm. Este modelo pode ser visto na figura 3.15.

Figura 3.15 – DataTaker modelo DT800

Para efetuar as leituras dos comprimentos de ondas provenientes dos sensores ópticos é necessário o uso de um interrogador. Neste trabalho foi utilizado o interrogador da Micron Optics modelo sm130. Este interrogador possui 2 canais de entrada para sensores, com capacidade de até 10 sensores por canal. Sua utilização requer um computador, no qual é instalado o *software* para armazenar e mostrar os sinais aqisitados. Seu *software* é de simples manuseio tanto para a identificação dos sensores quanto para a aquisição dos sinais. Ele permite a visualização dos resultados em tempo real e o armazenamento das leituras

Este equipamento possui dimensões de 13,2cmx26,7cmx13,5cm e a entrada dos sensores é localizada na parte frontal do equipamento. As faixas de comprimentos

de ondas que o equipamento reconhece vão de 1510nm a 1590nm. Na figura 3.16 pode ser visto o sm130.

Figura 3.16 – Interrogador modelo sm130 da *micron optics*

3.1.9 Descrição das câmaras climatizadas usadas para os ensaios de fluência e retração

Os ensaios de fluência e retração necessitam de câmaras especiais que tem a capacidade de manter a umidade e a temperatura interna constantes. Estes ensaios foram realizados em duas câmaras diferentes. Como a NBR8224:1983 não especifica a temperatura e umidade do ambiente para o ensaio, foram adotados os valores anuais médios medidos por Kataoka (2005). Para o ensaio de fluência foi utilizada uma câmara climatizada, com ambiente interno com umidade e temperatura de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ e $60 \pm 4\%$, respectivamente. A câmara utilizada no ensaio é da marca BASS modelo UCC-6000 MR 5.0/2007. Para o ensaio de retração foi utilizada uma câmara climatizada já existente no laboratório de concreto da EPUSP, com temperatura e umidade relativa interna de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ e $50 \pm 4\%$, respectivamente. Esses valores são os prescritos pela NM131:01/1998 para a determinação da retração potencial do corpo de prova.

Como pode ser visto nas figuras 3.17 e 3.18, a câmara climatizada utilizada para o ensaio de fluência é composta por um sistema de resfriamento e aquecimento de ar apoiado na parte superior, com sensores de umidade e temperatura na parte interna e central do teto. O sistema de controle é localizado na parte externa e permite o ajuste da temperatura e umidade a ser mantida. Para evitar a perda excessiva de

umidade interna com a abertura da porta, também foram instaladas cortinas plásticas (mostradas na figura 3.18).

Figura 3.17 – Vista externa da câmara climatizada

Figura 3.18 – Vista interna da câmara climatizada

Para que ensaios de acompanhamento e comprovação do bom funcionamento da câmara climatizada pudessem ser feitos, foi pedido ao fabricante que colocasse uma placa de retransmissão de sinais dos sensores de temperatura e umidade (localizados no teto da câmara) em outro ponto. Além disso, foram utilizados dois *dataloggers* da marca PERCEPTEC modelo DHT 2220, posicionados na frente (*datalogger 1*) e no fundo da câmara (*datalogger 2*) sobre os bastidores de fluência para aquisição da temperatura e umidade. Os *dataloggers* apresentam incerteza de

medição das leituras de temperatura e umidade relativa de $\pm 0,3^{\circ}\text{C}$ e $\pm 2\%$. Depois de verificado o bom funcionamento da câmara, foi deixado um *datalogger* para fazer a monitoração da temperatura e umidade durante o ensaio, enquanto o outro permaneceu dentro da câmara climatizada. Podem ser vistos, nos gráficos 3.1 e 3.2, os resultados obtidos para a temperatura e umidade, respectivamente.

Gráfico 3.1 - Resultados obtidos da monitoração da temperatura da câmara climatizada

Gráfico 3.2 - Resultados obtidos da monitoração da umidade relativa da câmara climatizada

Como pode ser visto no gráfico 3.1, a temperatura registrada pelos três sensores manteve-se aproximadamente constante (dentro da faixa de variação permitida para o ensaio: $23\pm 1^{\circ}\text{C}$). Em relação à umidade relativa, como mostra no gráfico 3.2, houve maior variação das leituras referentes ao *datalogger* 2 (2,3%) quando comparado aos outros dois (*datalogger* 1 e o sensor da câmara climatizada). Esta diferença é atribuída à sua localização, que é próxima à saída de umidificação da câmara, o que provoca um aumento da umidade relativa desta região. Entretanto, mesmo com essa diferença entre as leituras, pode-se observar que a variação está dentro da faixa permitida para o ensaio.

Para o ensaio de retração, foi utilizada a câmara climatizada já existente no Laboratório de Concreto da EPUSP. Seu ambiente interno é mantido com temperatura e umidade constante de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$ e $50\pm 4\%$, respectivamente. A manutenção das condições internas é garantida por um sistema de aquecimento, resfriamento e circulação de ar, que podem ser vistos na figura 3.19.

Figura 3.19 – Câmara climatizada para o ensaio de retração e sistema de manutenção das condições internas

3.1.10 Equipamento para Aplicação de Carga nos corpos de Prova

O equipamento de carregamento utilizado no ensaio é composto por cilindros hidráulicos, mangueiras, manômetros, manifolds e bomba manual da marca ENERPAC e podem ser vistos na figura 3.20.

Figura 3.20 – Equipamento de carregamento

O conjunto é composto por cilindros ultrabaixos com porca trava da série CLP. A configuração disponível no LEM permite a ligação de até oito cilindros com capacidade de 65tf e dois cilindros de 110tf. A bomba é manual de aço da série P com capacidade de reservatório de 7,42 litros, vazão na pressão nominal de 4,75cm³/bombada e pressão máxima de trabalho de 70N/mm².

O conjunto cilindro e bomba estão interligados através dos manifolds e mangueiras distribuídos entre cada bastidor, também mostrados na Figura 3.21.

Acoplado ao manifold, foram instalados três acumuladores modelo ACL-202 para manter a pressão aplicada nos corpos de prova. No topo dos acumuladores foram instalados manômetros para auxiliar na monitoração da pressão atuante. Os acumuladores possuem volume máximo de óleo de 126,2cm³ e possuem capacidade de funcionamento de 10-35N/mm². Na Figura 3.21 podem ser vistos os acumuladores.

Figura 3.21 – Acumuladores acoplados ao *manifold* para manutenção da pressão

Além do equipamento de aplicação de carga localizado dentro da câmara climatizada, foi utilizado outro equipamento para a aplicação de carga nos corpos de prova situados fora da câmara climatizada. Este conjunto é composto por uma bomba manual de aço da série P com capacidade de reservatório de 2,20 litros, vazão na pressão nominal de $2,45\text{cm}^3/\text{bombada}$ e pressão máxima de trabalho de 70N/mm^2 . Este conjunto também dispõe de um acumulador e um manômetro. Na figura 3.22 pode ser visto o equipamento de aplicação de carga utilizado fora da câmara climatizada.

Figura 3.22 – Equipamento de carregamento dos corpos de prova externos

3.1.11 Caixa com equipamento de aquisição

Para a aquisição das deformações medidas na viga foi utilizado o equipamento DataTaker modelo DT800. As pontes de Wheatstone, montadas externamente para a aquisição das deformações dos sensores elétricos de $\frac{1}{4}$ de ponte, foram fixadas em caixas metálicas com o DataTaker. Na figura 3.23 podem ser vistas as caixas com os equipamentos localizados próximos à viga e na figura 3.24 é mostrada a fixação do DataTaker e das pontes montadas na caixa.

Figura 3.23 – Localização das caixas com os equipamentos e as pontes próximas à viga

Figura 3.24 – Caixa com equipamento de aquisição de dados e pontes de Wheatstone fixados

Além dos sensores de deformação instalados na viga, foi colocado um sensor de deformação instalado em uma barra não carregada, deixado dentro da caixa com as pontes e o DataTaker. O objetivo deste procedimento foi avaliar possíveis

interferências nas leituras de deformação causadas pelo próprio equipamento de aquisição de dados.

3.2 Caracterização das propriedades mecânicas

A moldagem dos corpos de prova foi feita simultaneamente à concretagem da viga. A desforma foi feita 24h depois da moldagem e os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida até a data de ensaio (como prescrito pela NBR5738:2003).

Para o ensaio de determinação da resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, foram utilizadas, respectivamente a, NBR5739:1994, NBR 7222:1994 e NBR 8522:2008.

Os procedimentos adotados para o ensaio de fluência foram os descritos na NBR 8224:1993. Esta norma prescreve um procedimento de ensaio que vai desde a amostragem, precisão dos equipamentos utilizados e execução de ensaio. Entretanto, ela não apresenta especificações detalhadas em relação aos materiais e técnicas de algumas etapas do ensaio. Portanto, no item 3.3 será detalhada a metodologia adotada para o ensaio de fluência por secagem.

Os procedimentos adotados para a determinação da retração potencial da amostra foi feito de acordo com a NM 00131:1998. Esta norma, assim como a de fluência, não apresenta detalhamento em relação a alguns procedimentos de ensaio. No item 3.4, serão mostrados os procedimentos adotados para este trabalho.

3.3 Ensaio de fluência

Neste item serão descritos, de forma detalhada, os procedimentos de instrumentação, carregamento e monitoração dos corpos de prova de fluência por secagem.

3.3.1 Instrumentação

Para o ensaio de fluência foi utilizado sensor de imersão em concreto e de temperatura, descritos no item 3.1.5. A instrumentação foi feita através da fixação do sensor de temperatura e deformação com o cordonê (mostrado na figura 3.25),

seguida pela marcação do fio dos sensores com fita adesiva crepe de modo a garantir seu posicionamento vertical (figura 3.26). Para vedar o orifício do disco inferior, foi feito o reforço com fita crepe ao redor da marcação inicial feita no fio do extensômetro. Para evitar a perda de pasta, foram utilizadas tiras de borracha neoprene na lateral da forma (figura 3.26). A proteção das extremidades dos fios dos sensores foi feita com fita crepe (figura 3.27). Embora tenham sido usados sensores de temperatura durante a monitoração dos corpos de prova, não foi necessário fazer a compensação das leituras, visto que os sensores são auto-compensadores para a faixa de temperatura na qual o ensaio foi realizado.

Depois de passar o fio pelo orifício do disco inferior e pela ranhura, o sensor foi centralizado e fixado com o cordonê (figura 3.26). Depois de fechada a forma, passou-se uma camada de óleo em suas paredes internas para facilitar da desforma.

Figura 3.25 – Fixação do sensor no extensômetro elétrico

Figura 3.26 – Instrumentação do corpo de prova

Figura 3.27 – Proteção dos fios antes da concretagem

Após a moldagem foi colocado o disco superior, ainda com o concreto fresco e feito o seu nivelamento com um nível de bolha.

Nos casos em que na desmoldagem o disco superior se destacou do corpo de prova, este foi fixado com gesso de construção de secagem rápida, seguindo as recomendações do fabricante (figura 3.28).

Figura 3.28 – Fixação do disco superior utilizando gesso

Depois de preparado o gesso e colocado sobre o corpo de prova, foi utilizado o martelo de borracha sobre o disco para a distribuição uniforme do gesso, seguido pelo nivelamento com o nível de bolha. Os corpos de prova permaneceram dentro da forma e dentro da câmara climatizada até a data de carregamento.

3.3.2 Carregamento

Os corpos de prova foram carregados de acordo com as idades de carregamento da viga protótipo. O primeiro grupo foi carregado aos 14 dias (data da protensão da viga). O segundo grupo foi carregado aos 49 dias, correspondente à data de

carregamento do protótipo. A limitação do carregamento aplicado nos corpos de prova deu-se pela capacidade do acumulador utilizado para manter a carga constante. Assim, o carregamento foi fixado em 15MPa, que corresponde a 30% da tensão de ruptura do corpo de prova na idade de 14 dias. Esta mesma carga foi aplicada nos corpos de prova aos 49 dias, pois na régua de alimentação de óleo utilizada para o bastidor adjacente é utilizado o mesmo acumulador para manter a pressão para ambos os cilindros.

O procedimento para o carregamento dos corpos de prova deu-se de acordo com a NBR8224:1983. A aplicação total da carga ocorreu em um período de 30s e antes do carregamento definitivo foi precedido por dois carregamentos e descarregamentos consecutivos, seguido pelo terceiro e último carregamento.

3.3.3 Monitoração

Como descrito no item 3.3.2, os corpos de prova passam por dois ciclos de carregamento e descarregamento antes da aplicação da carga definitiva. Portanto, admite-se como leitura da deformação inicial (em repouso) do corpo de prova, àquela obtida depois da retirada do segundo carregamento. Depois desta leitura inicial é feito o terceiro carregamento dos corpos de prova e, em seguida, é feita uma leitura 30s depois da aplicação da terceira carga, (conforme a NBR8224, 1983). De acordo com a NBR8224:1983, a deformação por fluência é dada pela subtração da deformação imediata e da deformação de um corpo de prova de acompanhamento da deformação total. A deformação imediata é aquela lida 30s após a aplicação do terceiro carregamento.

3.4 Ensaio de retração

Os procedimentos adotados para a determinação da retração potencial da amostra foi feito de acordo com a NM 00131:1998. Assim como o ensaio de fluência, neste tópico serão mostrados detalhamentos em relação aos procedimentos adotados para instrumentação dos corpos de prova.

3.4.1 Instrumentação

Para este ensaio foi utilizado o mesmo sensor de imersão em concreto do ensaio de fluência. A instrumentação foi feita através da fixação do sensor com a forma parcialmente montada (sem as laterais) e o cordonê.

Primeiramente foi feita a marcação na forma para o posicionamento do sensor no eixo transversal, seguido de sua centralização no eixo longitudinal com o auxílio de uma régua. Depois de centralizado o sensor, a forma foi montada por completo e a extremidade do fio protegida com fita crepe (figura 3.29).

Figura 3.29 – Forma pronta para concretagem

3.4.2 Monitoração

Depois de desformados, os corpos de prova foram levados para a câmara climatizada e mantidos a temperatura e umidade constantes ($23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e $50\pm 4\%$, respectivamente). Os fios dos extensômetros foram ligados na ponte de Wheatstone, ligadas ao equipamento de aquisição das deformações (DataTaker modelo DT800).

3.5 Viga Protótipo

Neste item será feito um detalhamento dos procedimentos adotados para a instrumentação e monitoração da viga protótipo estudada neste trabalho.

Os procedimentos adotados para os ensaios de caracterização tanto no estado fresco quanto no endurecido foram mostrados no item 3.1.1 deste capítulo. Os resultados obtidos dos ensaios de caracterização serão mostrados no capítulo 4.

A instrumentação do protótipo foi feita com transdutores lineares de posição e sensores elétricos e ópticos para medição de temperatura e deformação. A partir da monitoração do protótipo foram determinadas as deformações imediatas e as deformações ao longo do tempo das armaduras e do concreto. Também foi medida a temperatura na seção central da viga (S2).

3.5.1 Detalhamento da viga

A viga possui seção transversal retangular de 15x20cm e vão de 4m (figuras 3.30 e 3.31). Ela é composta por concreto de f_{ck28} de 50MPa.

A armadura longitudinal passiva é composta por 4 ϕ 12,5mm e as armaduras transversais são compostas por ϕ 6,3mm a cada 13cm, ambas de aço CA50. A armadura ativa é constituída por uma cordoalha engraxada de 7 fios e seção transversal de 143mm² (CP-190RN15,2). A força inicial de protensão aplicada foi de 180kN com excentricidade de 5cm. O detalhamento das armaduras pode ser visto nas figuras 3.30 e 3.31.

Figura 3.30 – Seção transversal da viga

Figura 3.31 – Seção longitudinal da viga

A viga foi submetida a duas etapas de carregamento iniciada pelo peso próprio e a aplicação da protensão e, finalizada pela aplicação do carregamento permanente. A carga permanente foi aplicada por meio de discos metálicos, colocados em um suporte metálico.

Na tabela 3.10 podem ser vistos os tipos de ações, a intensidade da carga e as idades de aplicação do carregamento.

Tabela 3.10 – Ações atuantes na viga, idade de carregamento e intensidade da carga.

Ação	Carga aplicada	Idade de carregamento
Peso próprio	0,74kN/m	14
Protensão	160kN	14
Carregamento permanente	7,9kN	49

O carregamento foi aplicado simultaneamente em dois pontos, localizados a 1,5m do eixo do apoio. Ele é composto por uma peça metálica onde são encaixados discos metálicos, cilindros de sustentação para aplicação da carga e cintas feitas de poliéster para a ligação entre os cilindros. A figura 3.32 ilustra o esquema de carregamento da viga.

Figura 3.32 – Esquema de carregamento da viga

3.5.2 Seções monitoradas

A instrumentação da viga foi feita utilizando sensores ópticos e elétricos. Foram instrumentadas as armaduras e o concreto para determinação das deformações e temperatura. Além desta instrumentação foram utilizados transdutores de posição para a medição da flecha. A monitoração da força de protensão aplicada no cabo foi feita através de uma célula de carga localizada na ancoragem ativa da viga.

Foram instrumentadas três seções da viga (S1, S2 e S3), ilustradas na figura 3.31. O tipo de sensor e seu posicionamento podem ser vistos nas figuras 3.33 e 3.34.

— Seções 1 e 3 —

Figura 3.33 – Disposição dos sensores nas seções transversais S1 e S3

— Seção 2 —

Figura 3.34 – Disposição dos sensores na seção transversal S2

Portanto, o total de sensores que foram utilizados para a monitoração das armaduras e do concreto está listado na tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Sensores utilizados para a monitoração da viga

Tipos de sensores	Quantidades
Sensores elétricos de Imersão em concreto	6
Sensores elétricos de colagem na armadura longitudinal	6
Sensores ópticos de colagem em armadura	6
Sensores ópticos de temperatura	2
Célula de carga	1
Transdutores de posição	3
Sensor de termoresistência (PT100)	3

A aquisição dos sinais dos sensores elétricos foi feita com DataTaker modelo DT800 e a aquisição dos sinais de sensores ópticos foi feita pelo interrogador da Micron Optics (ambos detalhados no item 3.1.8).

A monitoração da protensão aplicada no cabo foi feita utilizando uma célula de carga fixada junto ao cabo de protensão na ancoragem ativa. A célula de carga, modelo C6A da marca HBM, possui um orifício que permite a passagem do cabo e capacidade nominal de 200kN. A fixação da célula de carga foi feita utilizando-se chapas metálicas. Para melhor posicionamento da célula de carga nas chapas, foi feito um rebaixamento de 3mm na chapa com as dimensões do diâmetro externo da célula de carga. Na figura 3.35 pode ser vista a fixação da célula de carga.

Figura 3.35 – Fixação da célula de carga

As flechas foram medidas por meio de transdutores de posição, fixados por bases magnéticas. As medições das flechas foram feitas nas seções S1, S2 e S3. Na

figura 3.36, podem ser vistos os pontos de medição dos transdutores e os pontos de fixação das bases magnéticas.

Figura 3.36 – Pontos de medição dos transdutores e fixação das bases magnéticas

3.5.3 Instrumentação da armadura passiva da viga protótipo

Os procedimentos adotados para a instrumentação das armaduras seguiram quatro passos. No primeiro foi feita a retirada das mossas utilizando limas, em seguida o acabamento da superfície da barra utilizando lixas, a colagem e a proteção do sensor instalado com resina.

Para a limagem, as barras longitudinais foram fixadas em uma morsa para permanecerem estáveis. Primeiramente, a limagem foi feita com uma lima chata do tipo murça em movimentos semicirculares e perpendiculares ao eixo para retirar as mossas da barra. Em seguida, foi feito o mesmo procedimento para a lima chata do tipo bastarda, porém com movimentos a 45° do eixo, com a finalidade de preparar a superfície para o acabamento.

Depois de limadas, a continuação da preparação da superfície das barras foi feita por meio de lixas. Os movimentos adotados para as lixas foram os mesmos usados para a lima do tipo bastarda. Para este procedimento foram usadas lixas de costado de pano modelo 241DL da marca 3M de duas granulometrias: 220 e 320. Inicialmente, as lixas foram cortadas em tiras com aproximadamente 1x15cm.

Primeiramente foi utilizada a lixa de granulometria 220 e, em seguida, foi utilizada a lixa de granulometria 320. A lixa 320 foi utilizada até que a superfície da barra estivesse lisa e brilhante. Na figura 3.37 pode ser vista a preparação da barra com lima e lixa.

Figura 3.37 – Preparação da barra com lima (a) e lixa (b) para instrumentação

Antes da colagem dos sensores, a superfície lixada foi limpa com lenços de papel umedecidos com álcool isopropílico até que a superfície da barra estivesse reluzente e pronta para colagem. Depois de limpa, a superfície da barra foi marcada para a centralização do sensor em seu eixo longitudinal, definindo sua posição. Para auxiliar no posicionamento dos sensores elétricos foi utilizada fita adesiva transparente, já para o posicionamento dos sensores ópticos foram utilizados os cabos de saída do sensor e um pedaço de fita teflon. Após o posicionamento, foi aplicada cola à base de éster de cianoacrilato (da marca Loctite modelo 496) na superfície da barra e no verso do sensor. Este foi pressionado por mais de 2 minutos com o auxílio da fita de teflon. Após a colagem, foi medida a resistência dos sensores elétricos para verificar se estavam em curto-circuito com a barra. Os sensores ópticos foram conectados ao equipamento de leitura para verificar se durante o processo de instalação houve algum dano.

Também foram utilizados terminais para fazer a ligação entre as vias do sensor elétrico e dos fios que foram soldados nos cabos AWG. Os terminais utilizados são do modelo T-F25 da marca Kyowa e tem a função de facilitar a ligação com os fios e proteger o sensor contra possíveis danos mecânicos. O procedimento utilizado para a colagem dos terminais foi o mesmo adotado para os sensores. Depois de soldados os fios do sensor e os do cabo nos terminais, foi feita novamente, a verificação da resistência. Para a instrumentação das armaduras longitudinais foram utilizados

sensores elétricos modelo KFG-5-120-C1-11 com comprimento de 5mm e ópticos modelo FS6200 com encapsulamento de poliamida. Na figura 3.38 são mostrados os sensores elétricos e ópticos e os terminais utilizados na instrumentação.

Figura 3.38 – Sensor óptico (a), terminais (b), sensor elétrico (c) utilizados na instrumentação das barras

Depois de colados, os sensores foram protegidos com resina epóxi (Araldite) e posteriormente com fita de autofusão. Nas figuras 3.39 e 3.40 são mostradas as duas proteções.

Figura 3.39 – Sensores elétrico (a) e óptico (b) protegidos com resina epóxi

Figura 3.40 – Sensores elétrico (a) e óptico (b) protegidos com fita de autofusão

Depois de instrumentadas e montadas as armaduras, iniciaram-se os procedimentos de instalação dos sensores de imersão em concreto e de temperatura. Os sensores elétricos de imersão em concreto foram alinhados na mesma altura das armaduras inferiores e superiores. Apenas a seção S2 foi instrumentada com ambos os sensores de deformação e temperatura. A fixação tanto do sensor de temperatura quanto do de deformação foi feita por meio de cordonê nos encontros das

armaduras longitudinais com os estribos. Na figura 3.41 podem ser vistos os sensores fixados.

Figura 3.41 – Sensor elétrico de imersão em concreto e de temperatura posicionados e fixados

Além dos sensores elétricos foram utilizados sensores ópticos para medir a temperatura. Isto permite a compensação dos resultados de deformação obtidos pelos sensores ópticos. Entretanto, o diâmetro da barra é pequeno quando comparado à superfície da chapa do sensor que precisa ser fixada usando solda ponto. Portanto, foi necessário desenvolver uma peça para que este pudesse ser fixado segundo as especificações do fabricante.

A chapa desenvolvida para fixação do sensor de temperatura apresenta espessura de 0,5mm e pode ser vista na figura 3.42. A fixação do sensor na chapa está ilustrada na figura 3.43 e a fixação da chapa na armadura é mostrada na figura 3.44. Para unir a chapa na barra foi utilizado um aditivo condutor térmico da Henkel. Para proteger o sensor, foi utilizada fita metálica para impedir a passagem de umidade sendo o conjunto posteriormente envolvido por fita de autofusão (figura 3.45).

Figura 3.42 – Chapa desenvolvida para a fixação do sensor de temperatura

Figura 3.43 – Sensor fixado na chapa

Figura 3.44 – Chapa fixada na armadura

Figura 3.45 – Proteção do sensor com fita de autofusão

Depois de fixados os sensores elétricos e concretada a viga, estes foram soldados em cabos AWG e ligados às pontes de Wheatstone e ao equipamento de leitura (DataTaker, modelo DT800). Os cabos dos sensores óticos foram ligados em série entre si, utilizando conectores do tipo FC/APC-FC/APC e uma das extremidades foi ligada ao interrogador.

3.5.4 Preparação da forma

A forma do protótipo foi desenvolvida para que este fosse diretamente concretado sobre os apoios. Assim, não seria necessário fazer seu içamento e a protensão poderia ser feita ainda na forma. O protótipo utilizou dois tipos de apoios metálicos (um com um grau de liberdade e outro com dois graus de liberdade) localizados sobre um pórtico metálico. Na figura 3.46 são mostrados os pórticos com um e dois graus de liberdade, respectivamente.

(a)

(b)

Figura 3.46 – Apoios com um grau de liberdade (a) e dois graus de liberdade (b)

Para garantir o nivelamento da viga foi utilizada uma chapa metálica sob o fundo da forma. A montagem da forma iniciou-se pelo nivelamento da chapa metálica com os apoios. O nivelamento foi feito através de um dispositivo metálico, preso aos apoios com parafusos de ajuste. Na figura 3.47 e 3.48 podem ser vistos os dispositivos fixados nos apoios.

Como pode ser visto na figura 3.48, para que os apoios não se movimentassem durante o nivelamento, foi feito o travamento das partes móveis com madeira e chapas metálicas.

Parafusos para
regular a altura
das chapas.

Figura 3.47 – Dispositivo para nivelamento da chapa metálica de fundo do apoio
1

Figura 3.48 – Dispositivo de nivelamento para a chapa de fundo do apoio 2

Depois de nivelado o fundo da forma composto pela chapa metálica e a madeira de fundo, foram colocadas as escoras de madeira e as laterais da forma. Na figura 3.49, pode-se observar a forma nivelada com as chapas laterais.

Figura 3.49 – Forma nivelada com as chapas laterais

O planejamento para a protensão previa que este seria feito com a forma escorada. Como as chapas laterais e de fundo da forma são encaixadas na madeira de escoramento, foram construídas duas peças móveis nas extremidades. O detalhe da peça da extremidade pode ser visto na figura 3.50.

Figura 3.50 – Peça móvel da extremidade da forma

3.5.5 Moldagem e carregamento do protótipo

Depois de misturados os materiais na betoneira, foram feitos ensaios de caracterização no estado fresco (descrito no item 3.1.1) e moldados simultaneamente o protótipo e corpos de prova para os ensaios de caracterização

do concreto no estado endurecido. A concretagem do protótipo foi feita ao longo do seu eixo longitudinal.

Depois de concretada, a viga permaneceu na forma escorada até a data da protensão, que foi feita aos 14 dias. Para prevenir a perda de umidade do concreto, cobriu-se o topo da forma com panos umedecidos e uma camada de filme plástico. A desforma foi feita somente após a protensão. Na figura 3.51 é mostrada a aplicação da protensão.

Figura 3.51 – Aplicação da protensão

Depois da protensão foram retiradas as escoras e a forma. O segundo carregamento foi feito aos 49 dias. Para o carregamento foi criada uma base metálica que permitiu o carregamento dos dois pontos simultaneamente. O suporte foi apoiado em dois cilindros hidráulicos. Na figuras 3.52 pode ser vista a peça carregada com os pesos e apoiada nos cilindros. Na figura 3.53 pode-se ver a viga carregada.

Suporte para os pesos
do carregamento
permanente

Figura 3.52 – Suporte para carregamento da viga

Figura 3.53 – Viga carregada

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo apresenta os resultados de espalhamento, tempo de escoamento T_{500} , caixa-L e funil-V, obtidos para a caracterização do CAA em seu estado fresco. Além disso, apresenta os resultados de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, em diversas idades, para a caracterização do CAA em seu estado endurecido. Por último, apresenta os resultados de deformação e flecha, ao longo do tempo, obtidos através da monitoração de uma viga protótipo em laboratório, além da deformação, também ao longo do tempo, de corpos de prova, através de ensaios de fluência e de retração. A metodologia dos ensaios realizados está descrita no Capítulo 3.

Além dos resultados obtidos experimentalmente, neste capítulo também são mostrados os resultados obtidos por modelos de previsão (detalhados no item 2.6 do capítulo 2) e pelo programa de elementos finitos DIANA, que será melhor detalhado no item 4.6.

4.1 Caracterização do concreto no estado fresco

A caracterização do concreto no estado fresco foi feita através dos ensaios de espalhamento, tempo de escoamento T_{500} , caixa-L e funil-V, realizados logo após o término da mistura. Os resultados obtidos a partir destes ensaios podem ser vistos na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades do concreto auto adensável no estado fresco.

Ensaio	Leitura
Espalhamento (mm)	605
Tempo de escoamento T_{500} (s)	5
Caixa L (H_2/H_1)	0,8
Funil V (s)	9

Os resultados de espalhamento, funil-V e caixa-L estão de acordo as especificações da NBR 15823-2:2010, NBR 15823-5:2010 NBR 15823-4:2010 para concretos de classe SF1, VS2, VF2 e PL2 (detalhados no capítulo 2).

Os resultados de espalhamento, tempo de escoamento, caixa-L e funil-V encontrados estão dentro dos limites obtidos pela maioria dos autores listados nas tabelas 2.3, 2.5, 2.7 e 2.9, do capítulo 2.

Assim, os resultados de caracterização do concreto no estado fresco mostram que o traço proposto é adequado para a confecção dos corpos de prova e da viga protótipo de CAA. O traço em estudo resulta em um concreto auto adensável de classe C50.

4.2 Caracterização das propriedades mecânicas

Além da caracterização no estado fresco, também foi feita a caracterização do concreto no estado endurecido. Para tanto, foi feito um acompanhamento das propriedades mecânicas de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, para as idades de 7, 14, 28, 49 e 91 dias. A média dos resultados obtidos para cada idade pode ser vista na tabela 4.2. Os resultados experimentais completos de todos os ensaios encontra-se nas tabelas A.1, A.2 e A.3 do Anexo.

Tabela 4.2 – Resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade do CAA.

Idade (dias)	Propriedade Mecânica		
	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
7	48,8	4,3	28,5
14	53,2	4,1	30,2
28	57,4	4,5	33,8
49	64,6	5,0	33,2
91	64,2	5,6	33,7

Como pode ser observado na tabela 4.2, a resistência média do concreto aos 28 dias é de aproximadamente 57MPa, o que equivale a um concreto do Grupo I e de classe C50 (NBR 8953:1992).

No gráfico 4.1 e no gráfico 4.2 são feitas correlações entre a resistência à compressão e a resistência à tração e entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, para que fosse verificado se os limites obtidos estão dentro do esperado para o concreto convencional. Esta comparação tem como objetivo avaliar a possibilidade de utilização dos modelos de previsão de fluência e retração para o concreto auto-adensável estudado neste trabalho.

Nos gráficos 4.1 e 4.2 é feita uma comparação entre os resultados experimentais obtidos neste trabalho com os de Holschemacher e Klug (2002), Felekoğlu *et al.*(2007), Parra *et al.* (2010), Ferraz (2009), Bosiljkov (2003) e Turcry (2004). Os resultados, como podem ser vistos, estão de acordo com os encontrados na literatura e dentro dos limites estabelecidos como comparação pelos autores supracitados (os limites, apresentados como as linhas contínuas, foram obtidos a partir do CEB-FIB).

Gráfico 4.1 – Comparação entre resultados experimentais e obtidos em literatura para a resistência à tração e a resistência à compressão

No gráfico 4.2 é mostrada a comparação entre os resultados experimentais de módulo de elasticidade e resistência à compressão.

Gráfico 4.2 – Comparação entre resultados experimentais e obtidos na literatura para o módulo de elasticidade e a resistência à compressão

Como observado por Holschemacher e Klug (2002) e Felekoğlu *et al.*(2007), os resultados estão dentro dos limites estabelecidos para o concreto convencional. Nota-se que os resultados referentes à resistência à tração, aproximam-se do limite superior da curva, enquanto os resultados referentes ao módulo de elasticidade, localizam-se mais próximo do limite inferior. Este fato também é reforçado pelas observações de Persson (2001) e Almeida Filho *et al.* (2010), ou seja, os resultados experimentais do CAA estão de acordo com as tendências esperadas para o concreto convencional. Isto indica que os modelos de previsão de fluência e retração utilizados para concretos convencionais também podem ser utilizados para o concreto auto adensável estudado.

4.3 Retração por secagem

Para a comparação entre os resultados experimentais e os modelos de previsão foram moldados 10 corpos de prova, ensaiados até a idade de 160 dias. Por se tratar de um ensaio de longo período de tempo, houve a perda de um dos extensômetros, prejudicando a leitura de um dos corpos de prova. Os resultados são apresentados no gráfico 4.3.

Gráfico 4.3 – Deformações totais dos corpos de prova devido à retração por secagem

Como pode ser visto no gráfico 4.3, embora os resultados de retração aos 160 dias apresentem média das deformações de $710\mu\epsilon$, pode-se observar que os resultados variam de $635\mu\epsilon$ a $845\mu\epsilon$. Isto resulta em um coeficiente de variação (dado pela divisão do desvio padrão pela média) de aproximadamente 12%.

A partir da média obtida dos resultados experimentais, foram feitas comparações com os modelos de previsão, descritos no item 2.6. Na tabela 4.3 são colocados os dados de entrada utilizados para gerar as curvas de cada modelo de previsão.

Tabela 4.3 - Dados de entrada para os modelos de previsão de retração por secagem.

Dados de entrada	ACI	EC2	B3	GL	NBR
Tipo de cimento	ASTM I	N	ASTM I	ASTM I	CP II
f_{cm28}	57,4 MPa	-	57,4 MPa	57,4 MPa	-
f_{ck}	-	49,4 MPa	-	-	49,4 MPa
Umidade relativa	50%	50%	0,5	0,5	50%
t_0 (início da secagem)	1 dia	1 dia	1 dia	1 dia	1 dia
t_f (fim do ensaio)	200 dias	200 dias	200 dias	200 dias	200 dias
Espessura fictícia (h_0)	-	50 mm	-	-	0,05m
Relação V/S	21,21mm	-	0,83 in	21,21mm	-
Temperatura	-	23°C	-	-	23°C
Abatimento	50 ou 300mm	-	-	-	50 ou 300mm
Quantidade de água	-	-	11,24lb/ft ³	-	-
Quantidade de cimento	370kg/m ³	-	-	-	-
Teor de ar incorporado	2%	-	-	-	-
Agregado miúdo em relação ao total de agregados	51,8%	-	-	-	-
Tipo de cura	úmida	-	-	-	-

No gráfico 4.4 são mostradas as curvas de previsão de retração e a curva dos resultados experimentais.

Gráfico 4.4 – Comparação entre os modelos de previsão e a média dos resultados experimentais

No gráfico 4.4 pode-se observar que foram consideradas duas curvas para os modelos de NBR e ACI. Dentre os modelos analisados, estes modelos são os únicos que dependem do abatimento do concreto. Como o concreto em questão é auto adensável e sua trabalhabilidade é medida pelo espalhamento, foram considerados dois parâmetros de entrada para os modelos. Na primeira curva adotou-se o abatimento antes da adição do superplastificante viscocrete 3535 na mistura (50mm). A segunda curva gerada de cada modelo considerou como abatimento a altura do cone de Abrams, ou seja, 300mm.

Utilizando o coeficiente de variação de erros (ω_{B3}), sugerido por Bažant e Baweja (2000), pode-se quantificar o erro entre os modelos de previsão adotados para este trabalho e os dados experimentais. Na tabela 4.4 estão dispostos os coeficientes em relação aos resultados experimentais.

Tabela 4.4 – Coeficientes ω_{B3} de retração por secagem para os modelos de previsão

Modelo	ω_{B3}
ACI	24,4
B3	47,0
EC2	83,3
GL	32,9
NBR	70,2
ACI-300	17,9
NBR-300	57,2

De acordo com a tabela 4.4, observa-se que o modelo que mais se aproxima dos resultados experimentais é o do ACI-300 (apresentando ω_{B3} de 17,9%). Já o EC2 e NBR são os modelos que mais se distanciam dos resultados experimentais (ω_{B3} de 83,3% e 70,2% respectivamente).

De acordo com Bažant e Baweja (2000), um coeficiente de variação de erro da ordem de 34% é considerado bom. Portanto, adotou-se este valor para este ensaio para considerar se o modelo de previsão é adequado para os resultados experimentais.

Dessa forma, como pode ser visto na tabela 4.4, apenas os modelos do ACI e GL são considerados adequados para prever os resultados experimentais, pois apresentam valores de erro menores do que 34%.

Como pode ser visto no gráfico 4.4, o modelo de previsão da norma brasileira subestima as deformações por retração. Fato também observado por Simonetti (2008).

4.4 Fluência por secagem

Como mencionado no item 3.3, foram feitos ensaios de fluência por secagem e retração por secagem tanto em corpos de prova deixados dentro da câmara climatizada (umidade de $60 \pm 4\%$ e temperatura de $23 \pm 1^\circ\text{C}$) quanto em corpos de prova fora da câmara climatizada (ao lado da viga).

A partir desta comparação é possível verificar a influência das deformações dos corpos de prova ao longo do tempo em relação a um ambiente controlado.

Além dos diferentes ambientes, os corpos de prova foram submetidos a diferentes idades de carregamento. As idades de carregamento dos corpos de prova foram

definidas de acordo com a aplicação da protensão e o carregamento da viga protótipo.

A nomenclatura adotada para os corpos de prova apresenta a seguinte ordem: localização (câmara – C ou viga – V), idade de carregamento (14 dias – 14 ou 49 dias – 49), número do corpo de prova (corpo de prova 1 – 1 ou corpo de prova 2 – 2). Os resultados obtidos para fluência por secagem e retração por secagem podem ser vistos no gráfico 4.5.

Gráfico 4.5 – Deformações de fluência por secagem e retração por secagem para as duas datas de carregamento

Como podem ser observadas no gráfico 4.5, as deformações por fluência dos corpos de prova que foram carregados na mesma data da aplicação da protensão na viga (14 dias), possuem maior deformação total (aproximadamente 2000µε) do que os corpos de prova que ficaram próximos à viga (aproximadamente 1700µε). Esta diferença pode ser atribuída principalmente à umidade do ambiente, já que a temperatura média fora da câmara climatizada para o primeiro mês de carregamento dos corpos de prova foi de 20°C. Neste mesmo período, a umidade média do ambiente para o primeiro mês de ensaio foi de 68%, enquanto a umidade média durante o mesmo período dentro da câmara climatizada foi de 60%.

Em relação à fluência para o segundo carregamento, observam-se que os resultados dos corpos de prova dentro da câmara climatizada e fora da câmara

climatizada estão próximos entre si, apresentando diferença de aproximadamente $200\mu\epsilon$. Durante o primeiro mês de ensaio dos corpos de prova carregados no dia do carregamento da viga (49 dias), a umidade do ambiente próximo à viga foi de 64%. Como pode ser visto no gráfico 4.5, nos resultados referentes aos corpos de prova que permaneceram dentro da câmara climatizada, na idade de 78 dias são observadas oscilações nas deformações. Essas oscilações são atribuídas a problema de funcionamento da câmara climatizada, cuja umidade e temperatura se igualaram a do ambiente externo.

Comportamento semelhante pode ser observado no gráfico 4.6, que apresenta as curvas experimentais para a função de fluência. Como mencionado anteriormente, durante o período do segundo carregamento a umidade relativa do ambiente em relação à da câmara climatizada apresentou diferença de aproximadamente 4%, que está dentro do limite aceito de variação de umidade dentro da câmara climatizada. Isto refletiu nos resultados experimentais através da proximidade entre as curvas de deformação e da função de fluência mostradas nos gráficos 4.5 e 4.6.

As comparações entre os resultados experimentais foram feitas a partir da função de fluência (J). Inicialmente foi obtida a curva média referente às deformações totais dos corpos de prova carregados. Em seguida, foram subtraídas destas curvas, as deformações obtidas pelo corpo de prova de retração (de acompanhamento). Assim, os resultados obtidos para a curva de deformação de fluência foram divididos pelo carregamento aplicado aos corpos de prova, originando a função de fluência.

No gráfico 4.6 são mostradas as curvas experimentais obtidas para as funções de fluência dos corpos de prova carregados aos 14 dias (C14) e aos 49 dias (C49). Também são mostradas as curvas referentes aos corpos de prova deixados dentro e fora da câmara climatizada.

No gráfico 4.6 são mostradas as curvas experimentais de função de fluência. A nomenclatura adotada é semelhante à do gráfico 4.5, ou seja, de acordo com a localização (câmara climatizada - C e próximo à viga - V) e idade de carregamento (14 dias - 14 e 49 dias - 49).

Gráfico 4.6 – Função de fluência para os dois carregamentos

Como pode ser visto no gráfico 4.6, os valores para a função de fluência aos 120 dias de ensaio referentes aos corpos de prova carregados no dia da aplicação da protensão apresentam valores de aproximadamente $75\mu\epsilon/\text{MPa}$ e $90\mu\epsilon/\text{MPa}$ para os deixados fora e dentro da câmara climatizada, respectivamente. Isto mostra uma diferença de 17% entre os valores medidos.

Também pode ser observado que os resultados dos corpos de prova deixados em condições sem controle de umidade e temperatura apresentam maior variação quando comparados aos resultados dos corpos de prova deixados dentro da câmara climatizada.

O menor valor para a função de fluência para o concreto mantido em ambiente com maior umidade relativa do ar já era esperado, pois, segundo Mehta e Monteiro (2008) e Neville *et al.* (1983), espera-se que o aumento na umidade atmosférica retarde a taxa relativa de fluxo de umidade do interior para as superfícies externas do concreto.

Já para os corpos de prova que foram carregados no mesmo dia da aplicação do carregamento, a função de fluência é de aproximadamente $68\mu\epsilon/\text{MPa}$ para ambos os casos (dentro e fora da câmara climatizada).

Comparando a função de fluência dos corpos de prova mantidos em câmara climatizada e carregados aos 14 e 49 dias observa-se que há diferença de 25% entre os resultados finais. A diminuição no valor da função de fluência para os corpos de prova carregados posteriormente já era esperada, em virtude do maior

grau de hidratação e menor quantidade de água disponível (fator relatado por Neville, 1997). Este comportamento também foi obtido experimentalmente pelas EQUIPE DE FURNAS *et al.* (1997), por Kalintzis (2000) e Takeuti (2003), entre outros.

Nos gráficos 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10 são feitas comparações entre as funções de fluência dos resultados experimentais e dos modelos de previsão. Na tabela 4.5 são colocados os dados de entrada utilizados para gerar as curvas de cada modelo de previsão, para os corpos de prova que permaneceram dentro da câmara climatizada. Para os corpos de prova que permaneceram próximos à viga, foram alterados apenas os dados de entrada referentes à umidade relativa e à temperatura.

Tabela 4.5 - Dados de entrada para os modelos de previsão de retração por secagem.

Dados de entrada	ACI	EC2	B3	GL	NBR
Tipo de cimento	ASTM I	N	ASTM I	ASTM I	CP II
f_{cm28}	57,4 MPa	-	57,4 MPa	57,4 MPa	-
f_{ck}	-	49,4 MPa	-	-	49,4 MPa
Umidade relativa	60%	60%	0,6	0,6	60%
t_0 (idade de carregamento)	14 ou 49 dias	14 ou 49 dias	14 ou 49 dias	14 ou 49 dias	14 ou 49 dias
t_c (idade de fim de cura)	-	-	14 ou 49 dias	14 ou 49 dias	-
t_f (fim do ensaio)	200 dias	200 dias	200 dias	200 dias	200 dias
Espessura fictícia (h_0)	-	75 mm	-	-	0,075m
Relação V/S	37,5mm	-	37,5mm	37,5mm	-
Carga aplicada	15 MPa	15 MPa	15 MPa	15 MPa	15 MPa
Temperatura	-	23°C	-	-	23°C
E_{cm28}	33800 MPa	33800 MPa	33800 MPa	33800 MPa	33800 MPa
Abatimento	50 ou 300mm	-	-	-	50 ou 300mm
Quantidade de água	-	-	180kg/m ³	-	-
Quantidade de cimento	-	-	370kg/m ³	-	-
Teor de ar incorporado	2%	-	-	-	-
Agregado miúdo em relação ao total de agregados	51,8%	-	-	-	-
Agregado total	-	-	1800kg/m ³	-	-
Peso unitário do concreto	2300 kg/m ³	-	-	-	-
Tipo de cura	úmida	-	-	-	-

No gráfico 4.7 é mostrada a comparação dos resultados experimentais referentes à função de fluência dos corpos de prova do primeiro carregamento situados dentro da câmara climatizada e dos modelos de previsão. No gráfico 4.8 é feita a comparação entre a função de fluência dos resultados experimentais referentes à função de

fluência dos corpos de prova situados fora da câmara climatizada e a respectiva previsão dos modelos.

Gráfico 4.7 – Comparação entre os resultados experimentais do primeiro carregamento dentro da câmara climatizada com os modelos de previsão.

Gráfico 4.8 – Comparação entre os resultados experimentais do primeiro carregamento fora da câmara climatizada com os modelos de previsão

Como podem ser vistos nos gráficos 4.7 e 4.8 vários modelos se aproximam dos resultados obtidos experimentalmente. A comparação entre os resultados experimentais e os modelos de previsão é feita utilizando o coeficiente de variação (ω_{B3}). Como mencionado no item 2.6.6, considera-se neste modelo uma boa aproximação dos resultados quando seu valor é inferior a 25%.

Como os modelos de previsão não consideram a variação de umidade relativa ao longo do tempo foi estabelecido como dado de entrada nestes modelos a umidade relativa média referente ao primeiro mês do ensaio. Pois existe, nas primeiras idades, maior quantidade de água disponível no interior do corpo de prova.

Comparando os gráficos 4.7 e 4.8, pode-se notar que os modelos de previsão tem maior proximidade com os resultados dos corpos de prova que permaneceram em condições ambiente. Isto indica que os modelos de previsão apresentam melhor previsão para corpos de prova com variação de umidade e temperatura.

Embora os resultados experimentais mostrem aparentemente maior influência da idade de carregamento do que da umidade do ambiente, em relação ao coeficiente de fluência, isto não pode ser afirmado, pois até a segunda idade de carregamento, os corpos de prova permaneceram dentro da forma, o que aumentou o período de cura. Segundo Neville *et al.* (1983), quanto menor for o tempo de cura, mais alta é a fluência, pois quanto menor a resistência do concreto, maior será a relação tensão/resistência; o que irá interferir na idade de carregamento.

A mesma comparação com os modelos de previsão e os resultados dentro e fora da câmara climatizada foi feita para os corpos de prova carregados na mesma idade do segundo carregamento da viga protótipo (49 dias). Nos gráficos 4.9 e 4.10 são mostradas respectivamente as curvas experimentais e dos modelos de previsão para os corpos de prova mantidos dentro e fora da câmara climatizada.

Gráfico 4.9 – Comparação entre os resultados experimentais do segundo carregamento dentro da câmara climatizada com os modelos de previsão

Gráfico 4.10 – Comparação entre os resultados experimentais do segundo carregamento fora da câmara climatizada com os modelos de previsão

Como pode ser observado nos gráficos 4.9 e 4.10, a maioria dos modelos de previsão também se aproxima dos resultados experimentais.

Na tabela 4.6 são mostrados os coeficientes de variação (ω_{B3}) obtidos para todos os modelos de previsão considerados para cada idade de carregamento e condição do ambiente. Também é mostrado o coeficiente geral de variação dos desvios dos modelos, proposto por Bažant e Baweja (2000).

Tabela 4.6 – Coeficiente de variação dos modelos de previsão e resultados experimentais.

Modelo	ω_{B3} dentro da câmara climatizada	ω_{B3} fora da câmara climatizada	ω_{B3} dentro da câmara climatizada	ω_{B3} e fora da câmara climatizada	ω_{all}
ACI	32	19	21	22	24
ACI-300	9	13	11	6	10
B3	15	3	14	19	13
EC2	26	14	15	18	18
GL	3	18	2	4	7
NBR	8	8	14	16	12
NBR-300	8	19	7	11	11

Pode ser observado na tabela 4.6 que com exceção dos modelos do ACI para abatimento de 50mm e EC2, todos os outros conseguem prever com razoável previsão o comportamento dos corpos de prova de fluência, para todos os casos analisados.

Comparando os resultados obtidos pelo coeficiente ω_{all} , e, admitindo como valores aceitáveis os erros de até 25% (valor considerado adequado por Bažant e Baweja,

2000), nota-se que todos os modelos de previsão avaliados são adequados para prever a fluência do concreto estudado. Dentre os modelos analisados, o que apresentou maior destaque foi o do GL, que embora possua poucos parâmetros como dados de entrada, foi o que melhor conseguiu prever a função de fluência.

Apesar do abatimento não estar presente em todos os modelos de previsão, notou-se que este parâmetro tem grande influência na previsão das deformações.

Além das deformações dos corpos de prova, também foram registradas a temperatura (T) e a umidade relativa do ambiente (U) desde a moldagem, tanto dentro (cam) quanto fora (amb) da câmara climatizada (gráfico 4.11).

Gráfico 4.11 – Temperatura e umidade dos ambientes monitorados

Como pode ser visto no gráfico 4.11, a média dos resultados obtidos para a umidade relativa do ambiente fora da câmara climatizada se aproxima de 60%, que é a umidade de funcionamento da câmara climatizada. No gráfico 4.11, observa-se que não houve grandes variações da temperatura ao longo do tempo tanto fora quanto dentro da câmara climatizada.

Como observado por Sakata e Ayano (1997), ao longo do dia as variações de umidade são grandes, enquanto as variações da temperatura são bem menores. O mesmo comportamento foi observado (gráfico 4.11) nas variações de umidade (25%) e temperatura (3°C) fora da câmara climatizada.

Como a variação da temperatura, tanto dentro quanto fora da câmara climatizada, manteve-se praticamente próxima ao longo do período do ensaio, admite-se que as diferenças observadas entre os resultados de deformações por fluência, podem ser atribuídas à variação da umidade relativa do ambiente.

No gráfico 4.11 nota-se que houve um período sem aquisição da umidade relativa fora da câmara climatizada devido a problemas com o equipamento.

4.5 Monitoração da viga protótipo

Como mencionado no item 3.5, a viga protótipo foi instrumentada com sensores elétricos e ópticos para aquisição das deformações das seções S1, S2 e S3. Também foram utilizados sensores de temperatura na seção S2 para verificar se surgiria um gradiente de temperatura ao longo de sua seção transversal. Para a monitoração das flechas foram utilizados transdutores de posição e para a monitoração da força do cabo de protensão foi utilizada uma célula de carga.

No gráfico 4.12 podem ser vistas as temperaturas ao longo da seção transversal da viga.

Gráfico 4.12 – Temperatura ao longo da seção transversal central (S2) da viga protótipo

Como pode ser observado no gráfico 4.12, os valores de temperatura medidos na seção transversal central da viga são muito próximos, com diferença menor do que 1°C entre si, ao longo de todo o período de monitoração. O protótipo permaneceu em ambiente coberto, sem incidência direta de sol, durante todo o período de ensaio, o que contribuiu para que não houvesse diferença de temperatura em relação à parte superior e inferior da viga.

Os resultados referentes à monitoração do cabo de protensão podem ser vistos no gráfico 4.13.

Gráfico 4.13 – Força no cabo de protensão

Como pode ser observado no gráfico 4.13, houve problemas com a aquisição das leituras da célula de carga, resultando em falhas na curva. Pode-se observar no mesmo gráfico, uma oscilação na força de protensão do cabo no início da leitura que é referente à aplicação da protensão. A força inicialmente aplicada no cabo foi de aproximadamente 180kN e, depois das perdas imediatas, esta passou a ser de 160kN. Estes valores no cabo de protensão resultam em uma perda de 20kN da força em relação à aplicada inicialmente, o que corresponde a 12%. Kelley (2000) também observou perda imediata de 12% em cordoalhas engraxadas. Para as perdas finais, foi obtida perda total de protensão da ordem de 19%.

O valor medido para perdas imediatas é inferior ao esperado com base em cálculos teóricos (perda de 32,4kN, correspondendo a 18% de perda).

Depois de mais de 150 dias de monitoração, a força aplicada de 160kN é reduzida para aproximadamente 148kN, equivalendo a uma perda de protensão de aproximadamente 6%. Portanto, depois de aproximadamente 150 dias de ensaio, a perda total de força no cabo de protensão foi de 18%.

Soares (2008), avaliando a perda de protensão em lajes protendidas com cordoalha engraxada (apresentando vão de 14m), obteve resultados de 14% de perda da força inicial de protensão depois de 170 dias de ensaio. Foi observado pelo autor que 10,5% da perda de força de protensão ocorreu até a idade de 14 dias.

As perdas até a idade de 14 dias, no presente trabalho, foram de aproximadamente 14%. A perda de 4%, observada a partir da idade de 14 dias até a data final do ensaio, é da mesma ordem de grandeza da observada por Soares (2008).

Acredita-se que as perdas imediatas encontradas neste trabalho tenham sido superiores às encontradas por Soares (2008) devido ao menor vão da peça analisada.

De acordo com a tabela do PTI (1990), as perdas progressivas para o tipo de cabo utilizado neste trabalho, é de 103,5MPa, o que equivale a uma perda de aproximadamente 14kN. Esta estimativa de perda progressiva para a força medida no cabo após as perdas imediatas (160kN) equivale a 9%. Até aproximadamente 150 dias de ensaio, as perdas progressivas medidas foram de 4%. Para melhor avaliação da perda de protensão ao longo do tempo seriam necessários ensaios com maior duração.

Como dado de entrada para a simulação numérica do protótipo foi desconsiderada a perda inicial e adotada como força aplicada no cabo de protensão o valor de 160kN.

No gráfico 4.14 são mostradas as flechas medidas para cada seção. As leituras dos transdutores 1, 2 e 3 equivalem, respectivamente, às flechas das seções S3, S2 e S1.

Gráfico 4.14 – Flechas medidas nas seções S1, S2 e S3 da viga protendida

Como podem ser observadas no gráfico 4.14, as flechas das seções S1 e S3 estão bem próximas quando comparadas entre si (fato já esperado), visto que eles se encontram em posições simétricas. Entretanto, os valores das flechas das seções S2, são ligeiramente maiores (aproximadamente 0,25mm).

Na tabela 4.7 é mostrado um resumo das leituras de flechas obtidas para os instantes anteriores e posteriores aos carregamentos.

Tabela 4.7 – Leituras das flechas nos instantes de carregamento.

Instante de carregamento	S1 (mm)	S2 (mm)	S3 (mm)
Aplicação da protensão	1,99	2,82	2,05
Antes do carregamento	4,45	5,92	4,65
Aplicação do carregamento	0,10	0,04	0,38
Última leitura	-2,93	-4,43	-2,81

Pode ser visto no gráfico 4.14 que há um aumento de deslocamento desde o início da protensão até a data do segundo carregamento, para todos os transdutores. Durante este período, a parte inferior da viga está mais comprimida do que a parte superior. Consequentemente, tanto a retração quanto a fluência são maiores nesta parte, aumentando a contraflecha. Depois da aplicação do segundo carregamento,

há uma inversão da parte mais comprimida. Com isso, há aumento de fluência e retração na parte superior, aumentando a flecha.

As deformações obtidas pelos sensores elétricos para as seções superiores e inferiores podem ser vistas nos gráficos 4.15 e 4.16, respectivamente. A nomenclatura adotada para os sensores referem-se à seção (S1, S2 ou S3), ao tipo de sensor (A-armadura e C-concreto) e à sua posição (I-inferior e S-superior).

Gráfico 4.15 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos nas seções superiores

Gráfico 4.16 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos nas seções inferiores

Como podem ser observadas nos gráficos 4.15 e 4.16, as deformações mostradas iniciam no dia da aplicação da protensão da viga (14 dias) e aos 49 dias podem ser notadas as deformações referentes ao carregamento em dois pontos da viga.

Pode ser observado nos gráficos 4.15 e 4.16 que todas as seções permanecem comprimidas ao longo de todo o ensaio, caracterizando a protensão completa. As seções superiores iniciam comprimidas e, com a aplicação do carregamento aos 49 dias, há o aumento das deformações por compressão. Já as seções inferiores, apresentam maiores deformações por compressão devido à protensão, que são aliviadas com a aplicação do carregamento.

Em ambos os gráficos são mostradas apenas cinco curvas de deformação, pois os sensores de imersão em concreto, localizados na seção central da viga, apresentaram problemas e, portanto, seus resultados não foram colocados nos gráficos 4.15 e 4.16.

Tanto para o gráfico 4.15 quanto para o gráfico 4.16, no dia da aplicação da protensão, o valor inicial das deformações da seção S3 é superior ao das outras seções. Isto provocou uma diferença na deformação inicial, que perdura durante todo o ensaio.

Embora as seções S1 e S3 estejam localizadas em posições simétricas, as deformações medidas nestas seções são diferentes. As deformações referentes à seção S3, analisando os gráficos 4.15 e 4.16, apresentaram valores maiores do que as da seção S1. Isso leva a crer que a carga de protensão na seção S3 é maior do que na seção S1.

Outra evidência de que a carga de protensão tenha diferença entre uma seção e outra é que, no instante da aplicação do segundo carregamento, o valor das deformações é igual para as seções tanto na parte superior quanto na parte inferior da viga.

No gráfico 4.15 observa-se que a deformação inicial provocada pelo carregamento aplicado ao 49º dia é da mesma ordem de grandeza tanto para a seção S1 quanto para a seção S3 (ambos da ordem de $160\mu\epsilon$). Já para a seção inferior, mostrada no gráfico 4.16, esta diferença é da ordem de $180\mu\epsilon$.

Além das aquisições com os sensores elétricos, também foi feita a instrumentação do protótipo com sensores ópticos. Nos gráficos 4.17 e 4.18 estão dispostos os resultados experimentais de ambos os tipos de sensores para as seções superiores e inferiores respectivamente.

Gráfico 4.17 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos e ópticos nas seções superiores

Gráfico 4.18 – Deformações obtidas pelos sensores elétricos e ópticos nas seções inferiores

Como pode ser observado nos gráficos 4.17 e 4.18, a diferença entre os resultados obtidos pelos sensores elétricos e ópticos pode chegar a $200\mu\epsilon$. De modo geral, observa-se boa previsão das deformações elásticas, tanto no momento de aplicação da protensão quanto na aplicação do carregamento.

As diferenças entre as leituras ao longo do tempo podem ser atribuídas principalmente devido à mudança na leitura inicial cada vez que o cabo óptico era religado ao interrogador. Embora fossem tomados todos os cuidados com a limpeza

tanto dos conectores do cabo quanto dos conectores do interrogador, pode-se perceber que houve interferência nas leituras obtidas a cada religação dos terminais no equipamento.

A partir da visualização do gráfico 4.18, pode-se observar que o sensor óptico da seção central inferior, apresentou problemas. Isto é evidenciado pela comparação entre as deformações medidas com os sensores ópticos das seções S1 e S3. As deformações medidas pelo sensor na seção S2 no momento da aplicação da protensão são inferiores às das seções S1 e S3.

Excluindo este sensor das análises, observa-se que tanto para as seções superiores quanto para as inferiores as diferenças entre resultados é de até 18%.

A dificuldade entre comparação de resultados experimentais obtidos por sensores ópticos é evidenciada no trabalho de Assis (2007), pois mesmo em localizações próximas, os resultados referentes aos sensores ópticos de armadura e imersão em concreto, utilizados pelo autor, não puderam ser quantitativamente analisados para todas as seções estudadas.

Isto mostra que ainda são necessários estudos em relação às técnicas de instrumentação e aquisição de dados para este tipo de sensor.

4.6 Simulação numérica

A análise numérica computacional deste trabalho foi feita através do *software* DIANA 9.3 (*Displacement Method ANALyser*) que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para a simulação numérica de estruturas, desenvolvido pela TNO *Building and construction research* na Holanda (WITTE, 2004).

A partir da simulação numérica, puderam ser obtidas as previsões dos resultados de deformação e flecha para as seções monitoradas da viga protótipo.

Neste item serão apresentados os resultados referentes à simulação numérica da viga, considerando as propriedades de fluência e retração. Para a previsão das deformações e flechas foram utilizadas as curvas do ACI209 (1982), disponíveis no programa, e as curvas experimentais. Os resultados obtidos numericamente são comparados com os resultados experimentais.

4.6.1 Modelo de elementos finitos dos materiais

Na modelagem do concreto sob estado plano de tensão, foram utilizados elementos isoparamétricos de oito nós. Este elemento é baseado na interpolação quadrática e integração de Gauss. A tensão e deformação variam linearmente em uma direção e quadraticamente na outra direção. O cisalhamento varia quadraticamente em ambas as direções.

As armaduras foram modeladas utilizando elementos de barra, embebidos no concreto. Em relação à topologia, o comprimento total da barra é considerado como sendo dividido por várias partículas. Por definição, uma partícula deve estar completamente dentro do elemento estrutural. Os pontos de localização definem a posição das partículas no modelo de elemento finito e é determinada automaticamente pelo DIANA. As tensões e deformações são acopladas aos graus de liberdade do elemento ao redor.

Os dados de entrada compreendem às propriedades gerais do material e sua geometria, o carregamento (se for o caso) e a especificação da localização da barra. Para todos os tipos de armadura deve-se escolher entre o conceito de aderência e não aderência para indicar se o cabo de protensão está aderido ou não ao concreto. Neste caso a rigidez do cabo não contribui para a rigidez dos elementos mãe, nem nas mudanças de tensões e deformações na armadura com a deformação do elemento mãe. No caso da protensão, ela é aplicada pelo DIANA como uma carga externa aos elementos mãe.

4.6.2 Modelos de fluência e retração no DIANA

Os efeitos de longa duração, como os da fluência, podem ser modelados no Diana 9.3 utilizando modelos viscoelásticos de Power Law, de Maxwell-Chain e de Kelvin-Chain. O Diana 9.3 pode gerar os parâmetros para os modelos de Maxwell e Kelvin quando a entrada de dados for uma função discreta de fluência ou relaxação, ou um modelo de previsão de norma disponível no programa (CEB-FIP Model Code, 1990; ACI209, 1982; NEN 6720 Model Code, 1995; e JSCE Model Code, 1999). As funções especificadas pelo usuário sobrepõem qualquer forma de dado indireto do

índice atual do material. A viscoelasticidade não pode ser combinada com material ortotrópico.

A função experimental de fluência fornecida pelo usuário é modelada utilizando o modelo viscoelástico de camada de Maxwell-Chain. Este modelo é constituído por uma associação em paralelo de várias molas e amortecedores em série (figura 4.1). Onde E_n é a rigidez da mola e η_n é a viscosidade do amortecedor.

Figura 4.1 – Modelo de camada de Maxwell-Chain. (Fonte: Manual do DIANA)

As mesmas normas implementadas para a fluência também estão disponíveis para a retração, sendo também possível a inserção de uma função discreta contendo os resultados experimentais de retração.

Neste item foram comparados os resultados numéricos utilizando o modelo do ACI209 (disponível no Diana 9.3) e alimentados com funções discretas (provenientes dos ensaios em corpos de prova), com os resultados medidos experimentalmente na viga.

4.6.3 Modelo numérico da viga

As características geométricas e as condições de contorno da viga foram mostradas no item 3.5.1, nas figuras 3.30 e 3.31. O valor dos carregamentos e idades em que foram aplicados estão mostrados na tabela 3.11 no item 3.5.1. Depois de definida a geometria, condições de contorno e o carregamento, foi definido o tamanho da malha. A malha gerada é composta por 328 elementos do tipo CQ16M e 1157 nós (mostrada na figura 4.2).

Figura 4.2 – Malha gerada pelo programa DIANA

O concreto é considerado material isotrópico e linear elástico. Foi adotado coeficiente de Poisson de 0,2. As propriedades dos materiais (concreto e armadura) estão dispostas nas tabelas 4.8 e 4.9.

Tabela 4.8 – Propriedades do concreto da viga.

Propriedade mecânica	Valor
f_{cm14} (MPa)	53,2
f_{cm28} (MPa)	57,4
E_{cm14} (GPa)	30,2
E_{cm28} (GPa)	33,8

Tabela 4.9 – Propriedades das armaduras da viga.

Propriedades das armaduras		
Tipo de armadura	Área (cm ²)	E_s (GPa)
Longitudinal passiva	1,250	210,0
Estribo	0,315	210,0
Longitudinal ativa	1,434	202,0

As opções para os dados de entrada estão disponíveis em uma caixa (gerenciador de propriedades). Na figura 4.3 é mostrada a caixa com os dados de entrada para a utilização do modelo de fluência do ACI disponível no Diana 9.3. Para a simulação da fluência e da retração foi considerada umidade relativa de 68%.

Os dados de entrada utilizados para o modelo do ACI de fluência e retração foram: teor de ar incorporado utilizado (2%), abatimento (300mm), relação agregado miúdo por agregado total (52%), resistência à compressão média aos 28 dias (57,4MPa), a temperatura média do ambiente (20°C) e o consumo de cimento (370kg/m³).

Já para a simulação numérica utilizando as curvas obtidas experimentalmente, foi feita uma alteração no arquivo de entrada do DIANA, acrescentando os resultados experimentais nas propriedades do concreto.

A simulação foi feita para um período de 170 dias, que foi o período de duração do ensaio.

Property Manager

Materials | Physical Properties | Loads | Initial Conditions | Boundary Conditions

Material Name: CONCRETO aspect definition displayed

Model Code Libraries | Linear Elasticity | Mass | Damping | Static Nonlinearity | Transient Nonlinearity | Expansion | Woehler | External

Concepts

- Power Law Viscoelasticity
- ACI 209 Model Code Creep
- Transient Creep
- DELETE

Parameter	Value	S_Curve	T_Curve	F_Curve
* Young's modulus at 28 days	20000	None		
* Notational size (mm)	95	None		
* Concrete age at loading (days)	14	None		
* Relative ambient humidity (%) (1 = 0 ; <= 100)	60	None		
Slump of concrete slurry (mm)	100	None		
Ratio fine total aggregate (%) (>= 0 ; <= 100)	54	None		
Air content (%)	2	None		
Cement content (kg/m ³)	340	None		
* Mean comp. str. 28 days (MPa)	43	None		
Ambient temperature (°C)	23	None		
Concrete age end curing (days)	1	None		

Currently defined Materials properties

Name	Aspect	Concept(s)	Parameters
CONCRETO ELASTIC	ISOTROP		20000 0.2
CONCRETO TIMONONLACI209 III			20000 95 14 60 100 54 2 340 43 23 1
MESTRIBO ELASTIC	REINFORC		210000
MESTRIBO ELASTIC	REINFORC		210000

Create New Confirm Delete OK Cancel Apply Help

Figura 4.3 – Caixa de entrada de dados para o modelo de fluência do ACI no DIANA

4.6.4 Resultados da simulação numérica

Neste item será apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os obtidos numericamente, utilizando o modelo do ACI209 e as curvas de fluência e retração obtidas experimentalmente.

Para a construção das curvas de flechas e deformações ao longo do tempo, foram tabulados os resultados referentes aos nós da malha de elementos finitos, correspondentes às posições de interesse.

No gráfico 4.19 estão dispostas as flechas das seções analisadas.

Gráfico 4.19 – Comparação das flechas das seções S1, S2 e S3 obtidas experimentalmente utilizando o modelo do ACI no DIANA

Como esperado, as flechas da seção S2 são superiores às das seções S1 e S3. Para os resultados obtidos pelo DIANA, a diferença da flecha final entre as seções S1 e S3 com a seção S2 obtida pelo modelo do ACI é de aproximadamente 1,1mm. Comparando os resultados obtidos pelo DIANA e os experimentais, foram observadas que as diferenças entre as flechas de todas as seções não são pequenas. Para as seções S1 e S3, o modelo apresenta diferença de resultados de 1mm e 0,9mm, respectivamente. Já para a seção S2 a diferença é de 0,5mm. As deformações das armaduras foram medidas em três seções (detalhadas na figura 3.31, do capítulo 3). Nos gráficos 4.20 e 4.21 é mostrada a comparação entre os resultados obtidos pelo modelo do ACI e os obtidos pelas curvas experimentais, respectivamente para a seção S1 superior. Os resultados referentes às seções superiores e inferiores S2 e S3 estão dispostos nos gráficos 4.22, 4.23, 4.24 e 4.25, respectivamente.

Gráfico 4.20 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S1 superior

Gráfico 4.21 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S1 superior

Gráfico 4.24 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S3 superior

Gráfico 4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S3 superior

Como esperado, podem ser observadas nos gráficos 4.20 a 4.25, que as deformações na seção S2 são maiores que as das seções S1 e S3. Entretanto, nota-se que as deformações das seções S1 e S3 apresentam praticamente os mesmos resultados. Isto pode ser atribuído aos dados inseridos no programa, pois

foi admitido que a força aplicada no cabo de protensão era a mesma tanto para a ancoragem ativa quanto a passiva. A diferença entre as deformações para o modelo do ACI das seções S1 e S3 com a seção S2 foi de aproximadamente $90\mu\epsilon$ (esta mesma diferença foi obtida utilizando as curvas experimentais no DIANA). Resultado diferente do que foi observado experimentalmente, pois as diferenças entre as seções S1 e S2 são de aproximadamente $100\mu\epsilon$ e para as seções S3 e S2 foram de aproximadamente $260\mu\epsilon$.

Nos gráficos 4.20, 4.22 e 4.24, nota-se que as deformações devido à fluência durante o período que há apenas a protensão aplicada na viga são superestimadas. As deformações imediatas oriundas do carregamento e as deformações posteriores devidas à fluência conseguem ser previstas pelo modelo. Isto pode ser atribuído ao modelo que provavelmente apresenta problemas para a previsão de deformações para níveis mais baixos de tensão.

Já para as curvas provenientes da calibração com os resultados experimentais, nota-se a proximidade entre os resultados iniciais (enquanto atua apenas a protensão). Entretanto, a partir do carregamento, observa-se que a deformação devido à carga imediata é superior aos resultados experimentais. Além disso, logo depois da aplicação do segundo carregamento, a deformação ao longo do tempo apresenta um aumento incoerente com os resultados experimentais.

Esperava-se que com a utilização dos dados experimentais as deformações obtidas pelo DIANA se aproximassem dos resultados medidos para a viga. Entretanto, foi observado o oposto. Isto pode ser atribuído à limitada quantidade de pontos para a representação da curva experimental (25 pontos) que pode ser inserida no arquivo de leitura do DIANA para calibrar o modelo de previsão e à quantidade de camadas para o modelo de Maxwell-Chain (que é inferior ao mínimo estabelecido como padrão pelo DIANA).

Pode-se observar nos gráficos 4.21, 4.23 e 4.25 que apenas o resultado final das deformações medidas nas seções S2 e S3 é previsto pelo modelo utilizando as curvas experimentais.

A comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA utilizando o modelo do ACI e as curvas com resultados experimentais para as seções S1, S2 e S3, é mostrada nos gráficos 4.26 a 4.31.

Gráfico 4.26 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S1 inferior

Gráfico 4.27 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S1 inferior

Gráfico 4.28 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo do ACI no DIANA para a seção S2 inferior

Gráfico 4.29 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S2 inferior

Gráfico 4.30 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA para a seção S3 inferior

Gráfico 4.31 – Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelo DIANA com as curvas experimentais para a seção S3 inferior

Assim como nos gráficos das seções superiores, as deformações referentes à seção S2 apresentam maiores deformações do que as seções S1 e S3, que são praticamente iguais para os modelos de previsão. A diferença entre as deformações

das seções S1 e S3 com a seção S2, é de aproximadamente $100\mu\epsilon$ (tanto para as curvas utilizando o modelo do ACI quanto para as alimentadas pelos resultados experimentais), que equivale a aproximadamente 25%. Já para os resultados experimentais, a diferença entre as seções S3 e S2 são de aproximadamente $250\mu\epsilon$ e para as seções S1 e S2 são de aproximadamente $150\mu\epsilon$, que representa uma diferença de aproximadamente 40% e 16%, respectivamente.

Como pode ser visto no gráfico 4.26, a deformação obtida para o início da protensão é bem próxima das deformações iniciais determinadas experimentalmente. Entretanto, depois de 14 dias o modelo utilizado começa a superestimar as deformações experimentais.

A diferença entre as deformações experimentais e numéricas ocorridas no momento de aplicação dos carregamentos é de aproximadamente $70\mu\epsilon$.

Já para as deformações nos gráficos 4.28 e 4.30, observa-se maior proximidade entre os resultados experimentais e os previstos pelo modelo do ACI no DIANA. Pode-se observar que este modelo consegue prever as deformações imediatas de todas as seções.

As diferenças entre as deformações finais previstas pelo DIANA são de aproximadamente $100\mu\epsilon$ para todas as seções. Isto concorda com os ensaios em laboratório nos quais o modelo de previsão de fluência do ACI é um dos que melhores preveem tais deformações para o concreto estudado.

Também pode ser observado que para as seções inferiores os resultados numéricos ficam mais próximos dos resultados experimentais, indicando que o modelo implementado no DIANA responde melhor aos níveis de tensão mais elevados.

Em relação às previsões fornecidas pelos gráficos 4.27, 4.29 e 4.30, observa-se o mesmo comportamento das seções superiores, ou seja, o modelo consegue fazer uma boa previsão das deformações finais. Entretanto, a partir do carregamento, observa-se que tanto a deformação imediata quanto a deformação ao longo do tempo não conseguem ser previstas pelo modelo.

5 CONCLUSÕES

Embora os estudos sobre as propriedades mecânicas do CAA estejam se multiplicando, existem, ainda poucos resultados experimentais de concretos nacionais para as propriedades de fluência e retração. Isto decorre do surgimento relativamente recente do CAA, do longo período de tempo necessário para a realização dos ensaios e infraestrutura laboratorial especializada para a realização dos mesmos. Mas é fundamental superar esta lacuna e este trabalho foi concebido com esse objetivo. Para a realização dos ensaios propostos, foi necessária a montagem de uma câmara climatizada capaz de manter a umidade relativa e a temperatura do ambiente constante e de equipamentos de ensaio como bastidores, cilindros hidráulicos e acumuladores.

Esse trabalho contribuiu para o desenvolvimento de uma infraestrutura laboratorial para a realização de ensaios de fluência na USP, que possibilitou a caracterização do concreto utilizado em relação à propriedade de fluência por secagem. Além disso, foram feitas comparações entre os resultados obtidos com modelos de previsão disponíveis na literatura, seguida da utilização do modelo de previsão mais adequado em um programa de elementos finitos, para a determinação de deformações e flechas da viga protótipo protendida.

Em relação aos resultados referentes à caracterização do CAA, no estado fresco, todos os resultados mostraram-se de acordo com os limites obtidos na literatura. O concreto utilizado pode ser classificado como SF1, VS2, VF2 e PL2.

As relações entre as propriedades analisadas para o estado endurecido (resistência à tração/resistência à compressão e módulo de elasticidade/resistência à compressão) estão dentro dos limites encontrados na literatura tanto para concretos auto adensáveis quanto para concretos convencionais. Nota-se que a relação para a resistência à tração se aproxima dos limites superiores da curva limite, enquanto a relação para o módulo de elasticidade se aproxima dos limites inferiores.

Os resultados experimentais de retração por secagem apresentam variação de 12% entre si e, admitindo como boa previsão os modelos com coeficiente ω_{B3} menor que

34%, os modelos de previsão do ACI e GL são os únicos que conseguem prever esta propriedade.

Em relação aos ensaios de fluência, notou-se que praticamente não houve alteração da temperatura no ambiente em que os corpos de prova e a viga estavam localizados (fora da câmara climatizada), durante o período de ensaio. Portanto, foi possível avaliar apenas a influência da umidade relativa do ambiente para este ensaio. Verificou-se, pelos ensaios, que a umidade relativa média é mais significativa no primeiro mês de ensaio. Esta interferência é atribuída à maior disponibilidade de água para movimentação nas primeiras idades. Para a idade de carregamento, foi observado que os corpos de prova carregados na idade de 49 dias apresentaram menores resultados para a função de fluência, como esperado. Isto ocorre devido ao maior grau de hidratação do concreto na idade de 49 dias e a menor quantidade de água disponível.

Os corpos de prova mantidos fora da câmara climatizada para o carregamento aos 49 dias, apresentaram uma função de fluência muito similar à dos corpos de prova mantidos em ambiente controlado. A média da umidade relativa do ambiente fora da câmara climatizada para o primeiro mês de ensaio foi de 64%, que está dentro dos limites de variação de umidade relativa permitido para a câmara climatizada, ou seja, ambos ficaram expostas praticamente às mesmas condições de umidade relativa durante o primeiro mês de ensaio, o que prejudicou as comparações, mas mostra que os resultados da câmara climatizada são aplicáveis para o ambiente de São Paulo.

Admitindo como valor máximo para o coeficiente ω_{B3} o valor de 25%, notou-se que todos os modelos de previsão estudados conseguem prever a fluência do CAA analisado. Dentre os modelos de previsão utilizados, os que apresentaram melhores resultados foram o ACI-300 e o GL. A NBR apresentou coeficiente da ordem de 10%. Isto indica que é possível usar os modelos de previsão existentes para o concreto utilizado nesta pesquisa, sem a necessidade de alterações. Entretanto, cabe a realização de ensaios com diferentes traços de CAA, variando o tipo de cimentos e agregados para melhor verificação da adequabilidade dos modelos de previsão.

Em relação aos resultados experimentais provenientes da viga protótipo foram medidas as temperaturas, flechas e deformações. Os resultados referentes às medidas da temperatura mostram que houve diferença de 1°C entre as medidas das

extremidades e as medidas da seção central (S2). Ou seja, que não houve um gradiente de temperatura significativo ao longo da seção transversal da viga para as condições analisadas.

Em relação à perda de força no cabo de protensão, foi observada perda imediata de 12%, sendo que depois de aproximadamente 150 dias de ensaio, as perdas chegaram a 18%. Depois da idade de 14 dias, houve 4% de perda de protensão até o término do ensaio (aproximadamente 150 dias). Os resultados obtidos experimentalmente estão aquém dos obtidos pelas equações sugeridas pelas normalizações. Para melhor avaliação das perdas progressivas de protensão, recomenda-se aplicação de ensaios com maior duração.

As medidas das deformações das seções superiores e inferiores indicam a protensão completa ao longo de todo o período de ensaio. Os resultados referentes às deformações da seção S3 devido à aplicação da protensão, apresentaram valores superiores aos registrados na seção S1. Esse fato e a medida de mesmas deformações para as seções S1 e S3 para o segundo carregamento indicam maior carga de protensão na seção S3.

Comparando os resultados obtidos pelos sensores elétricos com os dos sensores ópticos, observou-se que os sensores ópticos apresentaram boa previsão das deformações imediatas. As diferenças entre as leituras ao longo do tempo podem ser atribuídas principalmente à mudança na leitura inicial. Portanto, pode ser feita apenas uma avaliação qualitativa entre os sensores elétricos e ópticos, o que indica que ainda são necessários estudos em relação às técnicas de instrumentação e aquisição de dados para este tipo de sensor.

O modelo do ACI implementado no DIANA possibilita boa previsão das deformações e flechas quando comparado com os resultados experimentais. As estimativas a partir de curvas provenientes da alimentação do DIANA não foram boas para prever as deformações imediatas e ao longo do tempo, quando comparadas com os resultados medidos experimentalmente. Isto pode ser atribuído à limitada quantidade de pontos para a representação da curva experimental no programa e à quantidade de camadas para o modelo de Maxwell-Chain (inferior a 10, que é o mínimo estabelecido como padrão pelo DIANA).

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

São sugeridos como trabalhos futuros:

- realização de ensaios de retração e fluência em CAAs feitos com diferentes tipos de cimento e agregados, para melhor caracterização destas propriedades;
- realização de moldagem de corpos de prova e início de ensaio em diferentes estações do ano;
- comparação de mais resultados experimentais com os modelos de previsão disponíveis na literatura;
- a criação de um banco de dados com resultados de fluência e retração de CAAs nacionais;
- a realização de ensaios de maior duração para a avaliação das perdas progressivas de protensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação da fluência – Método de Ensaio: NBR 8224.** Rio de Janeiro, 1983.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos de prova de concreto cilíndricos – Método de Ensaio: NBR 5739.** Rio de Janeiro, 1994.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos: NBR 7222.** Rio de Janeiro, 1994.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão: NBR 8522.** Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR 6118.** Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – Método de Ensaio: NBR 5738.** Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto para fins estruturais – classificação por grupos de resistência: 8953.** Rio de Janeiro, 1992.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto auto adensável Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco: NBR15823-1.** 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto auto adensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams: NBR15823-2,** 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto auto adensável – Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa – L: NBR15823-4,** 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto auto adensável – Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil –V: NBR15823-5.** 2009.

ACKER, P. **Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms**. In: Sixth international conference CONCREEP-6, creep, shrinkage and durability and other quasi-brittle materials, editado por F.-J. Ulm, Z. P. Bazant enad F. H. Wittmann, pp.15-25, 2001.

AL-MANASSEER, A. LAM, J. P. Statistical evaluation of shrinkage and creep models. **ACI Materials Journal**, p. 170-176, May-June, 2005.

ALMEIDA FILHO, F. M.; BARRAGÁN, B. E.; CASA, J. R.; EL DEBS, A. L. H. C. Hardened properties of self-compacting concrete – a statistical approach. **Construction and building materials**, 24, p.1608-1615, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 209R-92. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures**. ACI 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-05. Building code requirements for structural concrete and commentary**. ACI 2005.

ASSIS, W. S. **Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil**. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de ao Paulo. 265p., São Paulo, 2007.

BASTOS, P. K. X., **Retração e desenvolvimento de propriedades mecânicas de argamassas mistas de revestimento**. Tese de doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 172p., São Paulo, 2001.

BARTOS, P. J. M., **Testing-SCC: Towards new European standards for fresh SCC**. In: First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete SCC'2005 – China, RILEM, Anais PRO 42, pp 25-44, 2005.

BAŽANT, Z. P., WITTMANN, F. H., KIM, L. J. K., ALOU, F. Statistical Extrapolation of Shrinkage Data - Part I: Regression. **ACI Materials Journal**, n.84, pp.20-34, 1987a.

BAŽANT, Z. P., WITTMANN, F. H., KIM, L. J. K., ALOU, F. Statistical Extrapolation of Shrinkage Data - Part II: Bayesian Updating. **ACI Materials Journal**, n.84, pp.83-91, 1987b.

BAŽANT, Z. P., **Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future**. Nuclear Engineering and Design, p. 27-38, 2001.

BAŽANT, Z.P., BAWEJA, S., **Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures (Model B3)**, In: AlManasseer, A., (Ed.), Creep and Shrinkage of Concrete, ACI Special Publication, (extended and improved version of BAŽANT and BAWEJA, 1995), 2000.

BAŽANT, Z. P., LI, G.-H., YU, Q. **Prediction of creep and shrinkage and their effects in concrete structures: critical appraisal**. In: Eight International Conference on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Editado por Tanabe *et al.*, Japão, 2008.

BOSILJKOV, V. B. SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler. **Cement and Concrete Research**, 33, 1279-1286, 2003.

BONEN, D.; SHAH, S. P. Fresh and hardened properties of self-consolidating concrete. **Prog. Struct. Eng mater.** V7, 14-26, 2005.

BROOKS, I. I. **How Admixtures Affect Shrinkage and Creep.** Concrete International, V. 21, pp. 8-35, April, 1999.

CAVALCANTI, D. J. H. **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto auto adensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** 2006. 141f. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2006.

CEB-FIP (1990) Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Design Code p.462.

CHARRON, J.-P. **Contribution à l'étude du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires en conditions de déformations libre et restreinte.** Tese de doutorado. Faculté des Sciences et de Genie - Université Laval, 375f. Québec, 2003.

COLLEPARDI, M. **A Very Close Precursor of Self-Compacting Concrete (SCC).** Supplementary Volume of the Proceedings of Three-Day CANMET/ACI International Symposium on Sustainable Development and Concrete Technology, S. Francisco, 16-19 September, 2001.

D'AMBROSIA, M. D., LANGE, D. A., BRINKS, A. J. **Restrained shrinkage and creep of self-consolidating concrete.** In: ACBM SECOND NORTH AMERICAN CONFERENCE ON THE DESIGN AND USE OF SCC, 2005. CD-ROM.

DE SCHUTTER, G.; BARTOS, P. J. M.; DOMONE, P. GIBBS, J. **Self-Compacting Concrete**, Whittles Publishing, 2008, 288p.

DOMONE, P. L. A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Composites**, 29, 1-12, 2007.

EC2 - Eurocódigo 2. **Projeto de estruturas de betão - parte 1: Regras gerais e regras para edifícios**, 2004.

EFNARC. **Specification and guidelines for self-compacting concrete.** Fevereiro, 2002.

EFNARC. **The European guidelines for self-compacting concrete – specification, production and use.** Maio, 2005.

EQUIPE DE FURNAS, LABORATÓRIO DE CONCRETO, DEPARTAMENTO DE APOIO E CONTROLE TÉCNICO, **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo.** Editor: Walton Pacelli de Andrade, PINI, São Paulo, 1997.

FELEKOĞLU, B.; TÜRKEK, S.; BARADAN, B. Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. **Building and Environment**, 42, 1795-1802, 2007.

FERRAZ, A. L. N. **Avaliação da retração e fluência do concreto auto adensável para aplicação em elementos pré-moldados**. 2009. 313f. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Civil – Universidade de Campinas. Campinas.

GARDNER, N.J., LOCKMAN, M.J. Design provisions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete, **ACI Materials Journal**, 98(2), p.159-167, 2001.

GARDNER, N.J., **Comparison of predictions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete**. Can. J. Civ. Eng. 31, p. 767-775, 2004.

GEYER, A.L.B.; SENA, A. de M. **Avaliação do Comportamento Mecânico do Concreto Auto-Adensável com Relação ao Concreto Convencional**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44, 2002, Belo Horizonte. CDROM.

GOODIER, C. I. **Development of self-compacting concrete**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures & Buildings, 156, p.405-414, 2003.

GRUNEWALD, S. **Performance-based design of self-compacting fiber reinforced concrete**, 2004 p.233. Tese de doutorado – Delft University of Technology, Holanda, 2004.

HUA, C.; ACKER, P.; EHRLACHER, A. Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste - I. Modeling at macroscopic scale. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n.7, pp.1457-1468, 1995.

HOLSCHEMACHER, K.; KLUG, Y. A database for the evaluation of hardened properties of SCC. **LACER**, n.7, 123-134, 2002.

HOLSCHEMACHER, K. Hardened material properties of self-compacting concrete. **Journal of civil engineering and management**, v.X, n.4, 261-266, 2004.

HUSNI, R.; BENÍTEZ, A.; MANZELLI, A.; MACCHI, C.; CHARREAU, G.; Risetto, J.; LUCO, L. F.; GUITELMAN, N.; MORRIS, W. Ações sobre as estruturas de concreto. In: HELENE, P. **Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto**. Red Rehabilitar, 2005. 1, p.37-104.

KALINTZIS, C. A. A. **Estudo da fluência do concreto de elevado desempenho**. – EPUSP – Escola Politécnica de São Paulo - Dissertação de mestrado - São Paulo, 2000.

KATAOKA, L. T. **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes contínuas e simplesmente apoiadas executadas com vigotas pré-moldadas de concreto**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, 189f. 2005.

KELLEY, G. S. Prestress losses in post-tensioned structures. **PTI Technical Notes**, n.10, p.1-6, 2000.

KLEIN, R. **Dimensionamento por computador de vigas simplesmente apoiadas de concreto protendido pós-tracionadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, 163f. 2002.

LANDSBERGER, G. A.; GOMEZ, J. F. Evaluation of the Eurocode EC-2 and ACI 209-92 shrinkage estimating model applied to self consolidating concrete. In: ACBM Third North American Conference on the Design and Use of Self Consolidating Concrete, 2008. CD-ROM.

LEONHARDT, F.; MÖNING, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

LISBÔA, E. M. **Obtenção do concreto auto adensável utilizando resíduo do beneficiamento do mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

LIU, S.; DING, Y. **Slump flow model for evaluating of the rheological parameters of fresh FRSCC**. In: Second International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Compacting Concrete SCC'2009, China, pp.236-254, China.

LOCKMAN, M. J. **Compliance, relaxation and creep recovery of normal strength concrete**. Dissertação de Mestrado. University of Ottawa, Canada, 185f., 2000.

MARANGON, E. **Desenvolvimento e caracterização de concretos auto adensáveis reforçados com fibras de aço**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 128p. Rio de Janeiro, 2006.

MANUEL, P. J. M. **Estudo da influência do teor de argamassa no desempenho de concretos auto adensáveis**. 2005. 178p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – estrutura, propriedades e materiais**. PINI, São Paulo, 2008.

MELO, K. A. **Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de fíler calcário**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 183p. Florianópolis, 2005.

MINDESS, S.; YOUNG, J. F., **Concrete**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 671p., 1981.

NEVILLE, A. M.; DILGER, W. H., BROOKS, J. J. **Creep of plain concrete**. London, New York, Construction Press, Estados Unidos, 361p., 1983.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo, PINI, 828p., 1997.

NEVILLE, A. M. **Creep of concrete: plain, reinforced, and prestressed**. North-Holland Publishing Co, 662p., 1970.

NORMA MERCOSUL. **Concreto endurecido – Determinação da retração hidráulica ou higrométrica do concreto: NM 00131:1997**. 1998.

NUNES, S. C. B. **Betão Auto-compactável: tecnologia e propriedades**. 2001. 198p. Dissertação de mestrado – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2001.

OKAMURA, H. **Self-Compacting High-Performance Concrete**. Concrete International, p. 50-54, 1996.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. **Self-Compacting Concrete. Development, Present Use and Future**. In: FIRST INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1999, Sweden, p. 3-14.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-Compacting Concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v1. n1, 5-15, Abril, 2003.

PARRA, C.; VALCUENDE, M.; GÓMEZ, F. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete, **Construction and Building Materials**, 2010.

PERSSON, B. A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete. **Cement and Concrete Research**, 31, p. 193-198, 2001.

PERSSON, B. **Self Consolidating Concrete, High Performance and Normal Concrete affected by creep at different age, curing, loading level, strength and water-cement ratio with some interrelated properties**. In: IV International ACI/CANMET Conference on Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and testing, 4, 2005, Olinda. Anais... Brasil. 2005.

PETERSSON, O. **Preliminary mix design – Final report task 1**, 41p., 1998.

PETERSSON, O. **Workability – Final report task 2**, 56p., 1999.

ROZIÈRE, E.; TUCRY, P.; LOUKILI, A.; CUSSIGH, F. **Influence of paste volume, addition content and addition type on shrinkage cracking of self-compacting concrete**. In: ACBM Second North American Conference on the Design and Use of SCC, 2005. CD-ROM.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA, **Concreto Protendido**. Catálogo técnico, 32p., 2008.

RUIZ, J. C.; DUTARI, L. G. **Cálculo de flechas em estruturas em hormigon armado**. Madrid: Torreangulo Arte Gráfico, 1992.

RÜSCH, H.; JUNQWIRTH, D.; HILSDORF, H. K. **Creep and shrinkage : theirs effect on the behavior of concrete structures**. New York: Springer-Verlag, 284p., 1983.

SAKATA K., AYANO, T. **Effect of ambient temperature and humidity on creep and shrinkage of concrete**. In: Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage of Concrete, ACI Special Publication, Atlanta, p.215-235, 2000.

SANTOS, L. F.; BARBOSA, M. P.; MACIEL, G. F.; VITA, M. O.; BARBOSA, N. L. O. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia do concreto auto adensável no estado fresco**. In: 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, Curitiba, 2009.

SARI, M.; PRAT, E.; LABASTIRES, J.-F. High strength self-compacting concrete – Original solutions associating organic and inorganic admixtures. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 813-818, 1999.

SCHINDLER, A. K.; BARNES, R. W.; ROBERTS, J. B.; RODRIGUEZ, S. Properties of self-consolidating concrete for prestressed members. **ACI Materials Journal**, n. 104 – M07, p. 53-61, 2007.

SCHMID, T. M. **Perdas da força de protensão**. Rudloff Industrial Ltda. Publicação técnica, 2ª edição, 1998.

SENG, V.; SHIMA, H. **Creep and Shrinkage of self-compacting concrete with different limestone powder contents**. In: ACBM Second North American Conference on the Design and Use of SCC, 2005. CD-ROM.

SILVA, I. M. **Análise da redistribuição de esforços em vigas de concreto protendido com seções compostas**. 2003, 74f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola politécnica da Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo. São Paulo.

SIMONETTI, C. **Análise teórico-experimental da deformação instantânea e lenta de vigas de concretos auto adensáveis**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto alegre, 2008.

SOARES, S., J., D., L. **Avaliação “in loco” das perdas de protensão de cordoalhas engraxadas em lajes planas**. 2008, 75f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

STUCCHI, F. R. **PEF407 – Pontes e grandes estruturas** – Notas de aula – Escola politécnica da Universidade de São Paulo, abril, 1989.

TAKADA, K. **Influence of admixtures and mixing efficiency on the properties of self compacting concrete – The birth of SCC in the Netherlands**. 220p. Tese de Doutorado – Delft Univeristy of Technology, The Netherlands, 2004.

TAKEUTI, A. R. **Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto**

desempenho. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 276p. São Carlos, 2003.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**, Academic Press, London, 1990, 475p.

TAZAWA, E-I; **Autogenous Shrinkage of Concrete**. In: International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete, Hiroshima, Japão, 1998.

THOMAS, J. J.; JENNINGS, H. M. **Chemical aging and the colloidal structure of the C-S-H gel: implications for creep and shrinkage**. In: Sixth international conference CONCREEP-6, creep, shrinkage and durability and other quasi-brittle materials, editado por F.-J. Ulm, Z. P. Bazant enad F. H. Wittmann, pp. 33-38, 2001.

TURCRY, P. **Retrait et fissuration des betons autoplaçants influence de la formulation**. 2004. 223p. Tese de doutorado – Université de Nantes, 2004.

TURCRY, P.; LOUKILI, A.; BARCELO, L.; CASABONNE, J. M. Can the maturity concept be used to separate the autogenous shrinkage and thermal deformation of a cement paste at early age?. **Cement and Concrete Research**, V.32, pp.1443-1450, 2002.

TUTIKIAN, B. F. **Método para dosagem de concretos auto adensáveis**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

VANDAMME, M.; ULM, F-J. **Nanogranular origin of concrete creep**. Anais da National academy of Sciences, Editor: Bažant, Z, P., Evanston, Estados Unidos, 2009.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JÚNIOR, K. L. **Concreto Protendido – Perdas de Protensão**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 1998.

VIDELA, C. C. **Modeling drying shrinkage of hardened Chilean concretes**. In: II SIMPÓSIO ÍBERO-AMERICANO SOBRE CONCRETO ESTRUTURAL. Anais SIABE 06, Rio de Janeiro, 2006.

VOELCKER, M. **Análise dos fatores influentes na tensão última de protensão em cabos não aderentes**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 346p. Porto Alegre, 2004.

WEISS, J. Elastic properties, creep, and relaxation. In: LAMOND, J. F.; PIELERT, J. H. **Significance of test and properties of concrete and concrete-making materials**. Edição. ASTM International, 2006. 19, p. 194-206.

WALRAVEN, J. **Self-compacting concrete: challenge for designer and researcher**. In: ACBM Second North American Conference on the Design and Use of SCC, 2005. CD-ROM.

WITTE, F.C, **DIANA User's Manual** – Release 8.1 -- Second ed. -- Teach -- TNO DIANA BV, 2004.

WITTMANN, F. H. On the action of capillary pressure in fresh concrete, **Cement and Concrete research**, v.06, pp.49-56, 1976.

WITTMANN, F.H. **Creep and shrinkage mechanisms**. In: BAZANT, Z.P. WITTMANN, F.H. (eds). Creep and Shrinkage in Concrete Structures, 1982.

ZANETTE, D. S. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas**. 150f. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

ZIA, P., PRESTON, H. K.; SCOTT, N. L.; WORKMAN, E. B. Estimating prestress losses, **Concrete International**, junho, 1979.

ANEXO

Neste item serão apresentados os resultados experimentais obtidos para de todos os corpos de prova, para os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

Tabela A.1 - Resultados experimentais de resistência à compressão.

Idade	Resistência à compressão			
	CP1	CP2	CP3	Média
7	46,8	51,2	48,3	48,8
14	56,6	47,7	55,2	53,2
28	57,3	60,0	54,9	57,4
49	64,10	-	65,1	64,6
91	-	62,1	66,2	64,2

Tabela A.2 - Resultados experimentais de módulo de elasticidade.

Idade	Módulo de elasticidade			
	CP1	CP2	CP3	Média
7	28,0	29,2	28,3	28,5
14	29,8	30,1	30,7	30,2
28	34,1	33,5	-	33,8
49	33,9	32,4	-	32,6
91*	36,4	31,4	37,8	35,2

*mudança de equipamento de ensaio

Tabela A.3 - Resultados experimentais de resistência à tração por compressão diametral.

Idade	Módulo de elasticidade			
	CP1	CP2	CP3	Média
7	4,2	4,3	4,6	4,3
14	4,6	4,0	3,8	4,1
28	3,9	4,5	4,9	4,5
49	4,0	5,1	6,0	5,0
91	4,4	6,2	6,0	5,6