

Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns

Análise numérica e experimental da transferência de carga do concreto para a armadura em pilares

L. T. KATAOKA ^a
lu.kataoka@gmail.com

T. N. BITTENCOURT ^a
tbitten@gmail.com

Abstract

A study was conducted to assess the influence of the steel reinforcement ratio in concrete columns on their properties of creep and shrinkage. Experimental tests and three-dimensional finite element-based simulations of the experimental curves from plain concrete cylinders and plain concrete columns derived by curve fitting were performed using the ACI 209 model available in DIANA 9.3. Columns with longitudinal reinforcement ratios of 0%, 1.4% and 2.8%, loaded to 30% and 40% of their 7-day compressive strength, were investigated. The results indicated that numerical simulation does not predict experimental data for a long period. However, simulations fitted with experimental curves derived from plain concrete columns presented values close to those of experimental data for 91 days.

Keywords: column, reinforced concrete, creep, shrinkage, load transfer.

Resumo

Este trabalho tem o objetivo de analisar a influência da taxa de armadura na transferência de carga devida à fluência e retração. Esta análise foi feita confrontando resultados da análise experimental e da modelagem tridimensional de pilares de concreto com taxas de armadura de 0%, 1,4% e 2,8%, carregados com 30% e 40% da resistência média a compressão aos 7 dias. Foram consideradas as curvas de fluência e retração do modelo ACI209 disponível no programa DIANA 9.3, as curvas de fluência provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência de corpo de prova quanto do pilar sem armadura. A partir dos resultados foi possível concluir que, embora a simulação numérica não seja capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo, utilizando a curva de fluência calibrada com resultados experimentais do pilar sem armadura, é possível representar a redistribuição de tensões nos pilares para 91 dias.

Palavras-chave: pilar, concreto armado, fluência, retração, transferência de carga.

^a Departamento de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

O comportamento ao longo do tempo do concreto, devido às propriedades de fluência e retração, tem considerável influência no desempenho de estruturas em concreto, podendo causar deformação excessivas e redistribuição de tensões (AL-MANASSEER e LAM [1]). Com o passar do tempo, essas deformações excessivas e redistribuição de tensões, se não detectadas e adequadamente tratadas, podem provocar a degradação e, eventualmente, o colapso das estruturas, resultando em consideráveis custos econômicos e sociais (ALMEIDA [2]).

Em pilares de concreto armado, o efeito da fluência e da retração é a transferência gradativa de carregamento do concreto para a armadura. Pela hipótese de que as seções planas permanecem planas após o carregamento para pequenas deformações devido à fluência e à retração, as tensões decrescem no concreto ao longo do tempo e aumentam na armadura. Como resultado da redistribuição causada pela fluência e retração, a armadura em pilares sub-armados pode alcançar o ponto de escoamento ou a flambagem de pilares carregados excêntrica, mesmo sob cargas em serviço (RÜSCH [3]; NEVILLE [4]). Em pilares curtos o efeito da fluência causa pequena redução na resistência do concreto (MAUCH [5]). Esta redistribuição de esforços também permite que seja determinada a carga atuante em um pilar, no caso da necessidade da transferência de carregamentos devido à remoção de pilares (CASTRO et al. [6]). TAKEUTI [7] verificou a partir dos resultados experimentais de pilares em concreto armado que as restrições de deformação introduzidas pela armadura devem ser consideradas, pois afetam consideravelmente as deformações das armaduras.

Além disso, a maioria das pesquisas que estudam as deformações no concreto dependentes do tempo tem o objetivo de determinar o mecanismo envolvido no processo ou quantificar a fluência e retração para um traço sob determinadas condições. Em ambos os casos, o estudo destas propriedades é feito utilizando corpos de prova em concreto desprezando o efeito do aço presente no concreto armado (HOLM e PISTRANG [8]).

Neste sentido, é fundamental avaliar a fluência e retração do concreto, tanto experimental quanto numericamente, pois é possível verificar se a modelagem numérica é capaz de fornecer uma previsão dos resultados experimentais, simulando o comportamento de estruturas ou elementos estruturais. Nesta pesquisa, a análise numérica computacional é baseada no método dos elementos finitos (MEF), que é um método bastante útil para a análise do comportamento estrutural. O Método dos Elementos Finitos consiste fundamentalmente num processo de discretização de um meio contínuo, com infinitos graus de liberdade, num conjunto de elementos discretos, designados por elementos finitos, unidos entre si por pontos discretos conhecidos como nós (BATHE [9]). Além disso, o método dos elementos finitos é uma ferramenta muito utilizada para simular o comportamento de elementos em concreto armado (NIE et al. [10]; JENDELE e CERVENKA [11]).

Visando contribuir para compreensão do comportamento das propriedades de fluência e retração, neste artigo são estudados pilares de concreto armado, procurando explorar a redistribuição de tensões do concreto para a armadura, por meio da análise experimental e numérica utilizando o modelo do ACI209 [12] (ACI) disponível no programa DIANA 9.3 [13], as curvas de fluência e retração provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência e retração de corpo de prova quanto do pilar sem armadura. Além disso, os resultados experimentais de corpos de prova e protótipos de pilares são confrontados com os resultados numéricos.

2. Metodologia de ensaio dos protótipos de pilares

Foram ensaiados à fluência e retração 9 protótipos de pilares curtos ($\lambda = 14$) em concreto armado com seção transversal de 15x15cm e altura de 60 cm. Foi considerada carga centrada, taxa de armadura transversal constante e três taxas de armadura longitudinais de 0%, 1,4% e 2,8%. O detalhamento da armadura foi feito de acordo com a NBR6118 [14] e pode ser visto na Figura 1.

Figura 1 - Detalhamento das armaduras

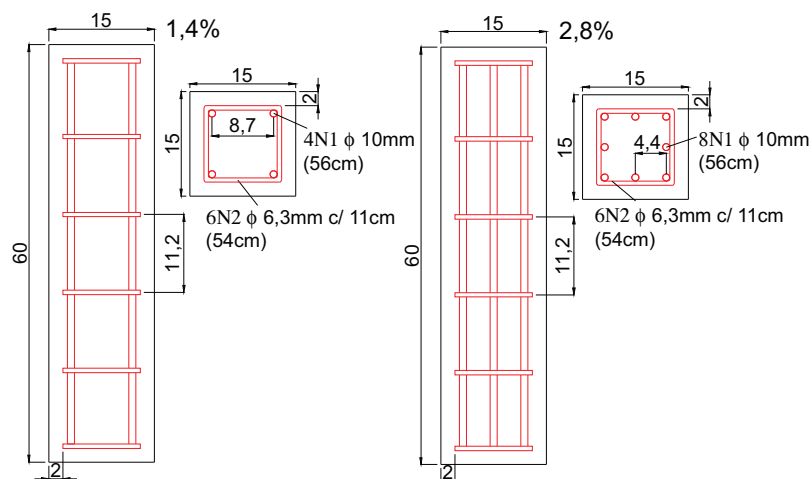


Tabela 1 – Traço de concreto convencional

Composição	Traço	Característica
Cimento (kg/m ³)	280	Endurecimento lento com substituição do clínquer por escória de alto-forno em até 36%
Areia de brita (kg/m ³)	460	Resíduo do agregado graúdo de origem calcária com dimensão máxima de 1,2 mm
Areia de quartzo (kg/m ³)	372	Areia natural com dimensão máxima de 2,4 mm
Brita 0 (kg/m ³)	157	Origem calcária com dimensão máxima de 9,5 mm
Brita 1 (kg/m ³)	911	Origem calcária com dimensão máxima de 19 mm
Água (kg/m ³)	164	Abastecimento local
Aditivo (kg/m ³)	1,957	Aditivo redutor de água com densidade de 1,2g/cm ³
a/c (kg/kg)	0,56	-
Traço unitário (massa)	1:2,97:3,81:0,59	-

Os protótipos ensaiados à fluência foram carregados aos 7 dias com 40% e 30% da resistência média à compressão desta idade. Além dos pilares carregados, também foram ensaiados pilares sem carregamento para determinação da deformação por retração. A retração foi medida a partir dos 7 dias mantendo as mesmas condições de cura dos outros protótipos. Juntamente com os protótipos de pilares, foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos 15 x 30 cm, sendo dois destinados aos ensaios de fluência por secagem e um para retração por secagem. Também foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos 10 x 20 cm para caracterização à resistência média à compressão e módulo de elasticidade para 7 e 28 dias.

A classe de resistência utilizada para o ensaio experimental dos pilares foi definida como 30 MPa, cujo traço está apresentado no Tabela 1.

Além disso, as dimensões dos pilares foram escolhidas de forma que as relações volume superfície (V/S) e área da seção transversal perímetro da seção transversal (Ac/u) fossem as mesmas que dos corpos de prova cilíndricos, ou seja, de 3,75.

Foi utilizada uma nomenclatura para designar cada protótipo. A nomenclatura inicia-se com uma letra que indica o tipo de ensaio (fluência - F ou retração - R) seguida por dois dígitos que representam a porcentagem de carregamento aplicada aos 7 dias (30 ou 40%). Na sequência, há dois dígitos que indicam a taxa de armadura longitudinal em porcentagem (0,0%, 1,4% ou 2,8%). Finalmente, um único dígito é utilizado para especificar o número do protótipo dentro de um grupo de pilares idênticos (1 ou 2). Um exemplo da nomenclatura utilizada é dado por F40-2,8-2. Trata-se de um pilar ensaiado à fluência a 40% da resistência média à compressão aos 7 dias, com taxa de armadura longitudinal de 2,8% e é o segundo do grupo de pilares idênticos.

As características dos protótipos de pilares estudados estão apresentadas na Tabela 2.

A medição das deformações nas armaduras dos protótipos foi feita por meio de sensores elétricos de resistência de colagem e as deformações do concreto foram medidas utilizando sensores elétricos de imersão. Todas as armaduras longitudinais dos pilares foram instrumentadas a meia altura do pilar. O sensor de concreto foi posicionado no centro da seção transversal do pilar a meia altura longitudinal.

A moldagem foi feita de acordo com a NBR5738 [15]. Foi utilizado vibrador mecânico, tanto para os protótipos quanto para os corpos de prova.

Um dia após a moldagem, os pilares foram mantidos em cura úmida onde permaneceram até a data de carregamento (7 dias). Os corpos de prova foram desmoldados um dia após a moldagem e permaneceram em câmara úmida até a data do ensaio (7 dias e 28 dias).

Os protótipos foram ensaiados à fluência de acordo com a NBR8224 [16] em uma câmara climatizada com temperatura e umidade relativa constantes de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ e $60 \pm 4\%$. A tensão aplicada nos protótipos foi de 30% ou 40% da resistência média à compressão aos 7 dias de idade (7,9 e 10,5 MPa, respectivamente).

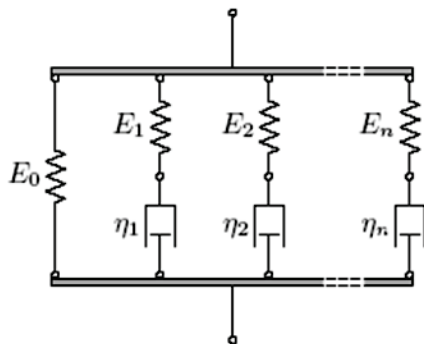
3. Simulação numérica dos protótipos de pilares

Neste item está apresentada a simulação numérica tridimensional dos protótipos de pilares propostos experimentalmente, considerando as propriedades de fluência e retração. Como previsões destas propriedades analisadas são utilizadas as curvas de fluência e retração do modelo ACI209 [12] disponível no programa Diana 9.3 [13], as curvas de fluência e retração provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência e retração de corpo de prova quanto do pilar sem armadura.

Tabela 2 – Características dos protótipos de pilares

Nomenclatura	Taxa de armadura longitudinal (%)	Tensão aos 7 dias (MPa)	Grupo
F40-2,8-1	2,8	10,5	1
F40-2,8-2	2,8	10,5	2
F30-2,8-1	2,8	7,9	1
F40-1,4-1	1,4	10,5	1
F30-1,4-1	1,4	7,9	1
F40-0,0-1	0,0	10,5	1
R-2,8-1	2,8	-	1
R-1,4-1	1,4	-	1
R-0,0-1	0,0	-	1

Figura 2 – Modelo de Maxwell-Chain (Fonte: Manual do Diana 9.3)



3.1 Modelos de elementos finitos dos materiais

Na modelagem do concreto, utilizam-se elementos sólidos isoparamétricos de 20 nós. Este elemento é baseado na interpolação quadrática e na integração de Gauss e possui três graus de liberdade por nó x , y e z . A deformação e a tensão variam linearmente em uma direção e quadraticamente nas outras duas direções.

As barras de armadura são modeladas utilizando representação discreta com dois nós. Nesta representação, considera-se a armadura como elemento tipo treliça com nós coincidentes com os da malha de elementos finitos de concreto. A armadura é distribuída uniformemente no elemento de concreto, sendo cada conjunto de barras de armadura substituído por uma camada bidimensional de espessura e área equivalente. No Diana 9.3 [13] está disponível o modelo de ruptura de Von Mises com uma equação constitutiva do material seguindo um modelo elasto-plástico perfeito ou elasto-plástico com endurecimento para representar o comportamento do aço.

3.2 Modelos de fluência e retração no DIANA 9.3

No Diana 9.3 [12], efeitos de longa duração como a fluência, podem ser modelados utilizando os modelos viscoelásticos Power Law, Maxwell-Chain e Kelvin-Chain. Este programa computacional também pode modelar efeitos de longa duração a partir dos modelos de Maxwell-Chain e Kelvin-Chain em série, considerando como dados de entrada uma função discreta da fluência ou da relaxação (por exemplo, curva experimental), ou utilizando modelos disponíveis no programa (CEB-FIP MODEL CODE [17]; ACI209 [12]; NEN 6720 MODEL CODE [18] e JSCE MODEL CODE [19]). A curva de fluência experimental é modelada utilizando o modelo viscoelásticos de Maxwell-Chain que consiste em diversas molas paralelas e amortecedores em série (Figura 2). Onde E_x é a rigidez da mola e η_x é a viscosidade do amortecedor.

A forma geral de entrada das deformações por retração é feita utilizando a função discreta por meio de resultados experimentais e curvas derivadas dos modelos CEB-FIP Model Code [17], ACI209 [12] e NEN 6720 Model Code [18] disponíveis no Diana 9.3 [13]. A idade do início da secagem é utilizada como dado de entrada das funções discretas.

Os protótipos de pilares foram modelados utilizando as curvas de fluência e retração obtidas experimentalmente e obtidas a partir do modelo do ACI, utilizando o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain. Apesar de haver diversos modelos de fluência e retração disponíveis no Diana 9.3 [13], as simulações numéricas foram feitas utilizando apenas o modelo do ACI, pois esta pesquisa não abrangeu o estudo dos demais modelos.

3.3 Modelos numéricos dos protótipos de pilares

Apesar da NBR6118 [14] especificar a análise da fluência apenas para pilares com esbeltez (λ) maior que 90, nesta pesquisa é estudada a propriedade da fluência em pilares curtos, pois o objetivo principal é analisar a transferência de carregamento do concreto para a armadura. O comportamento à fluência e retração de protótipos de pilares foi analisado para três taxas de armadura longitudinal de 1,4%, 2,8% e 0%, respectivamente.

Figura 3 – Modelos numéricos dos protótipos de pilares (1,4, 2,8 e 0%)

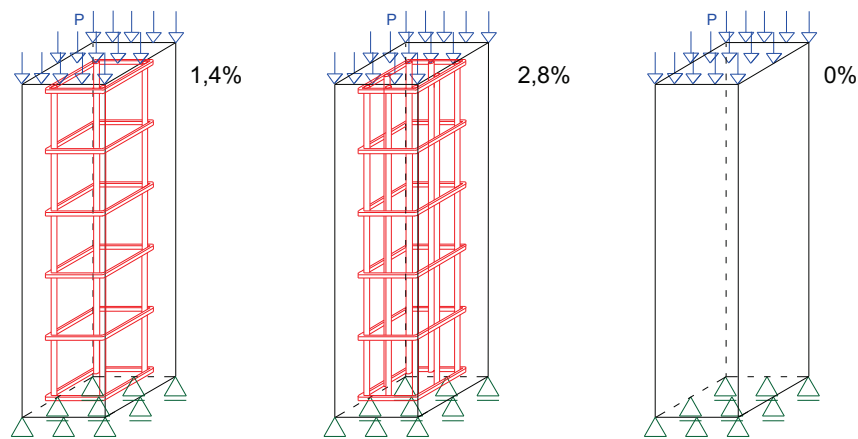


Tabela 3 – Propriedades do concreto dos protótipos de pilares**Propriedade mecânica do concreto**

f_{cm7} (MPa)	26,2
f_{cm28} (MPa)	33,3
E_{cm7} (GPa)	26,8
E_{cm28} (GPa)	29,8

Nos modelos de pilares foi aplicada carga distribuída (P) constante de 10,5 e 7,9 N/mm² na área superior do pilar, que corresponde a 40% e 30% da resistência média à compressão aos 7 dias, respectivamente, como pode ser visto na Figura 3.

Foi adotado coeficiente de Poisson de 0,2 para o concreto. As propriedades dos materiais (concreto e armadura) para os protótipos de pilares foram obtidas experimentalmente e estão apresentadas nas Tabelas 3 e 4. Na simulação numérica que utilizou a curva de fluência e retração do modelo do ACI foi considerada umidade relativa de 60%. O teor de ar e a consistência do concreto adotados foram obtidos experimentalmente sendo iguais a 3,9% e 132 mm, respectivamente. A espessura fictícia (h = 150 mm) foi obtida a partir da formulação fornecida pelo ACI318 [20]. É adotada a relação agregado miúdo por agregado total de 45%. Para a simulação numérica considerando a retração são necessários alguns parâmetros extras de entrada, tais como: resistência à compressão média aos 28 dias (33,3 MPa), temperatura ambiente (23°C), período em que o concreto foi curado (7 dias) e consumo de cimento (280 kg/m³). Para a simulação dos modelos numéricos considerando a curva de fluência e retração experimental, é necessária a alteração de um arquivo de entrada do Diana 9.3 [13] acrescentando os resultados experimentais nas propriedades do concreto. Como os protóti-

Tabela 4 – Propriedades das armaduras dos protótipos de pilares**Propriedades físicas e mecânicas das armaduras**

Tipo de armadura	Área (cm ²)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
Longitudinal	3,15	635	217,4
Estribo	1,26	611	213,7

Tabela 5 – Número de nós e elementos dos modelos numéricos

Pilar	Nº de nós	Nº de elementos
1,4%	4137	1144
2,8%	4501	1406
0%	2736	500

pos estavam submetidos apenas à compressão sob carregamento em serviço, não foram utilizados modelos de fissuração.

A simulação das deformações por fluência e retração foi feita até os 91 dias, pois corresponde ao tempo em que o protótipo ficou experimentalmente carregado. CARREIRA e BURG [21] e BAŽANT [22] acreditam que um período mínimo de 91 dias de ensaio de fluência é suficiente. Entretanto, como esta pesquisa está em andamento, posteriormente será avaliado um período maior de resultados de fluência.

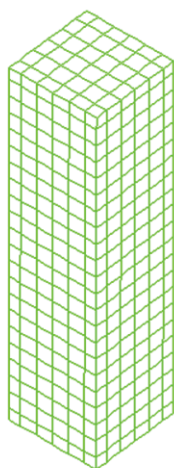
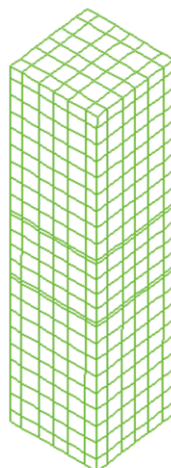
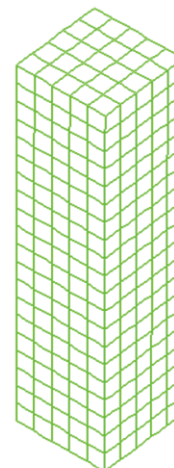
Figura 4 – Malha dos protótipos de pilares**A** 1,4%**B** 2,8%**C** 0%

Figura 5 – Elemento CHX60
(Fonte: Manual do Diana 9.3)

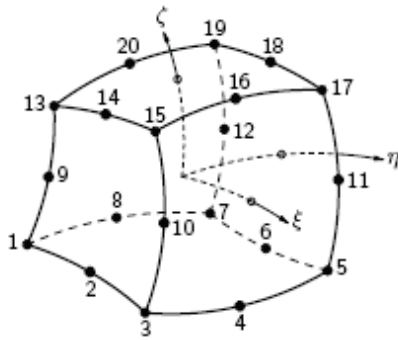


Figura 6 – Elemento L6TRU
(Fonte: Manual do Diana 9.3)

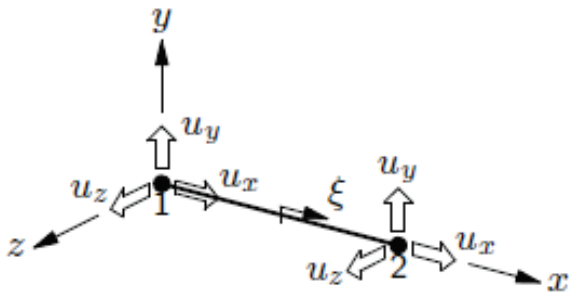
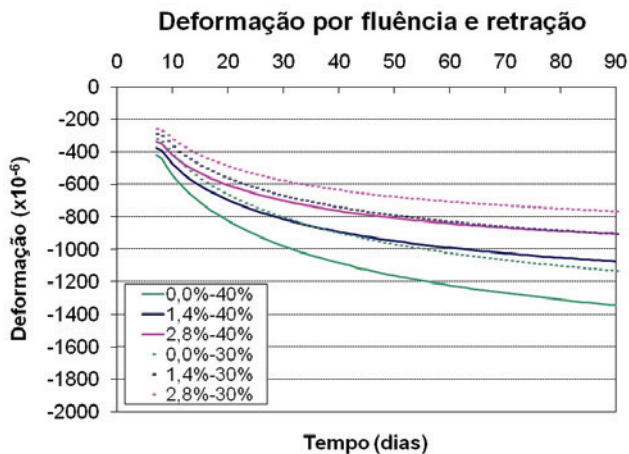


Figura 7 – Deformação no concreto (ACI)



As malhas dos modelos estruturais tridimensionais dos protótipos de pilares podem ser vistas na Figura 4 e o número de nós e elementos dos modelos numéricos estão apresentados na Tabela 5. Os elementos de concreto utilizados para as malhas dos modelos tridimensionais são de 20 nós quadráticos definido como CHX60 e os elementos das armaduras são do tipo treliça definido como L6TRU (Figuras 5 e 6).

4. Resultados e discussões

Neste item estão apresentados os resultados e análises da simulação dos modelos numéricos e a comparação dos resultados de deformação por fluência e retração obtidos experimen-

Figura 8 – Deformação na armadura (ACI)

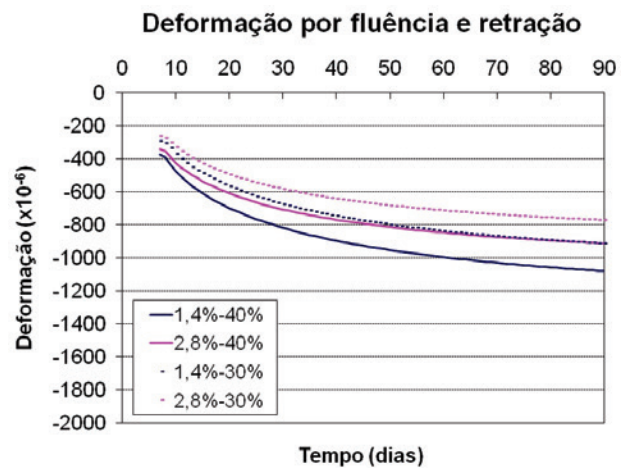
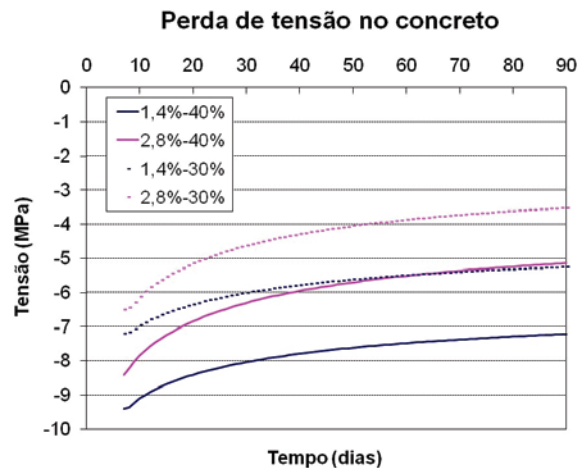


Figura 9 – Tensão no concreto (ACI)



talmente e aqueles provenientes da simulação numérica dos protótipos de pilares.

4.1 Análise numérica

Os resultados numéricos dos modelos foram obtidos considerando as curvas de fluência e retração do modelo do ACI, as curvas experimentais dos copos de prova cilíndricos e as curvas experimentais do pilar. As análises são feitas para 91 dias em termos de deformações totais em $\times 10^{-6}$.

Para construção das curvas de deformações e tensões ao longo

Figura 10 – Tensão na armadura (ACI)

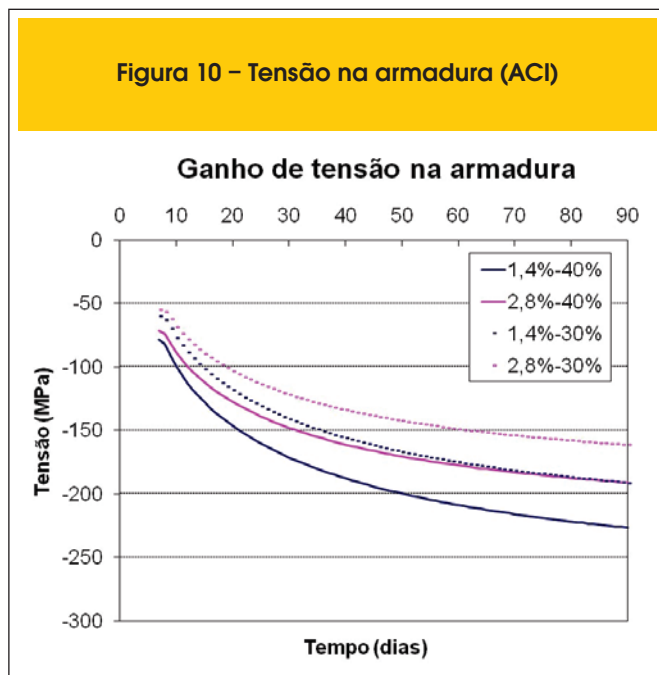


Figura 11 – Deformação no concreto (CP)

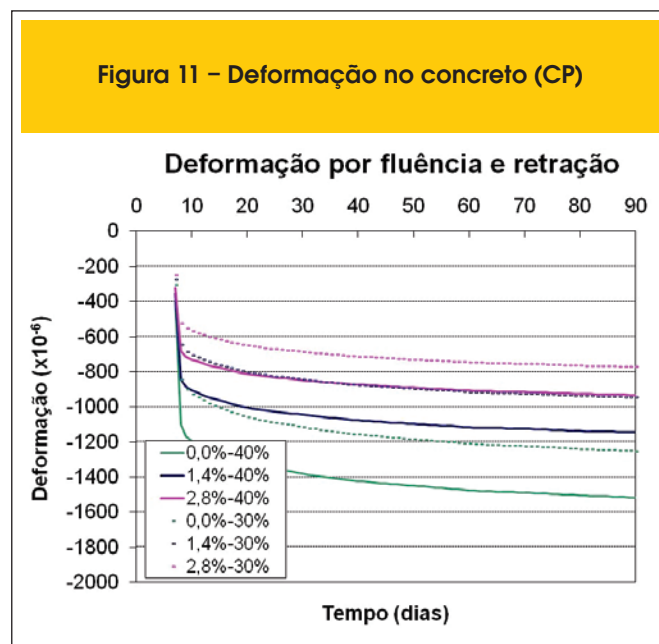


Figura 12 – Deformação na armadura (CP)

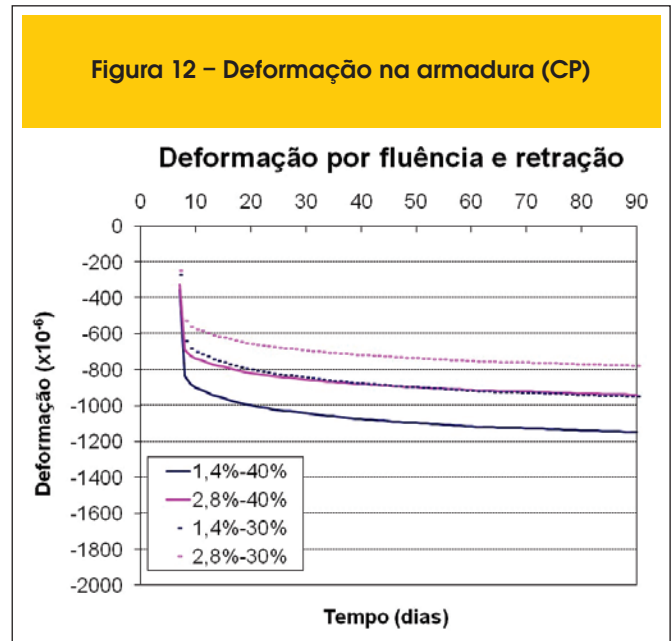
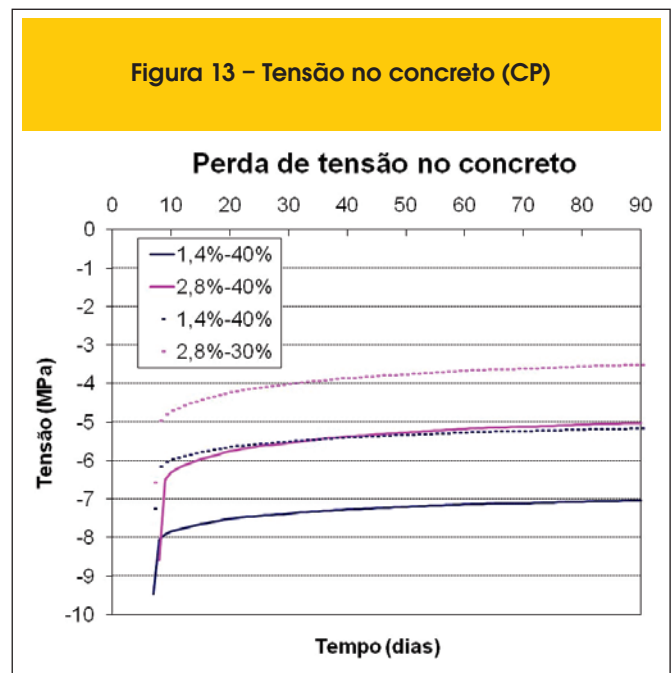


Figura 13 – Tensão no concreto (CP)



do tempo no concreto e na armadura, foram tabuladas as deformações dos nós da malha de elementos finitos, correspondentes às posições geométricas de interesse.

A partir dos arquivos de resultados gerados, foram traçadas as curvas de deformações do concreto e da armadura considerando o modelo do ACI (Figuras 7 e 8, respectivamente), assim como a calibração de curvas experimentais de fluência e retração dos corpos de prova (Figuras 11 e 12, respectivamente) e do pilar (Figuras 15 e 16, respectivamente).

Além disso, foram geradas curvas de tensão no concreto e na armadura ao longo de 91 dias calibradas com o modelo do ACI

Figura 14 – Tensão na armadura (CP)

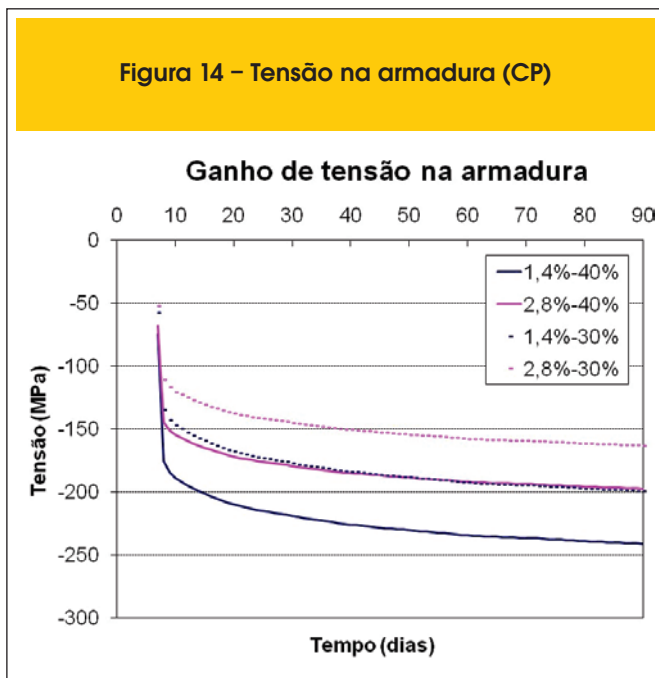
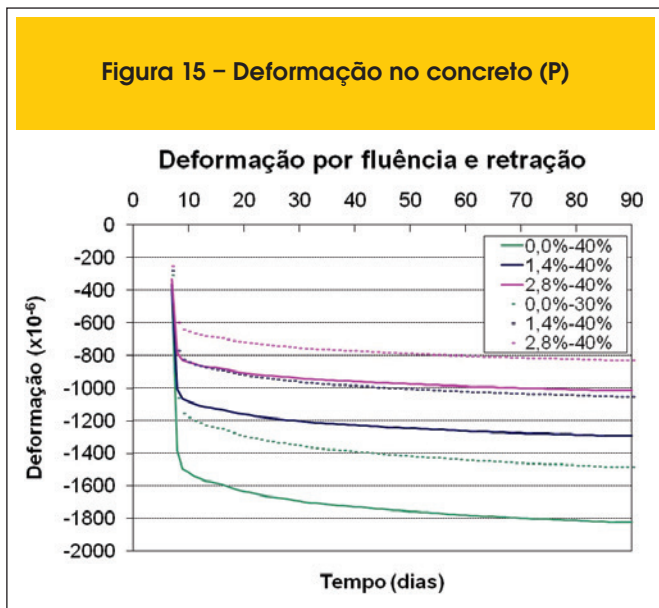


Figura 15 – Deformação no concreto (P)



(Figuras 9 e 10, respectivamente), curva experimental dos corpos de prova (Figuras 13 e 14, respectivamente) e do pilar (Figuras 17 e 18, respectivamente).

Na legenda das figuras a nomenclatura define primeiramente a porcentagem de armadura dos pilares seguida da porcentagem da tensão aplicada. A nomenclatura de cada figura indica a curva de fluência e retração utilizada na simulação: ACI (ACI), corpo de prova (CP) e pilar (P).

O pilar sem armadura apresentou maior deformação por fluência e retração, pois não houve restrição das deformações pela taxa de armadura (Figuras 7, 11 e 15), como já era esperado. Considerando como referência o pilar somente de concreto, a armadura restrin-

giu as deformações do concreto de forma mais significativa no pilar com taxa de armadura de 2,8% do que no pilar com taxa de 1,4%, como pode ser visto na Tabela 6 devido à maior taxa de armadura. Para as curvas da simulação numérica calibradas com as diversas curvas de fluência e retração, foi verificado que houve maior transferência de carga do concreto para a armadura na simulação com a curva experimental do pilar tanto para os pilares taxa de armadura de 1,4% (29%) quanto para aqueles com taxa de armadura de 2,8% (44%), como pode ser visto na Tabela 6. Isto pode ser explicado pelo fato das deformações provenientes desta simulação serem as maiores (Tabelas 7 e 8). Dessa forma, quanto maior as deformações por fluência e retração há uma restrição maior das armaduras às deformações.

Figura 16 – Deformação na armadura (P)

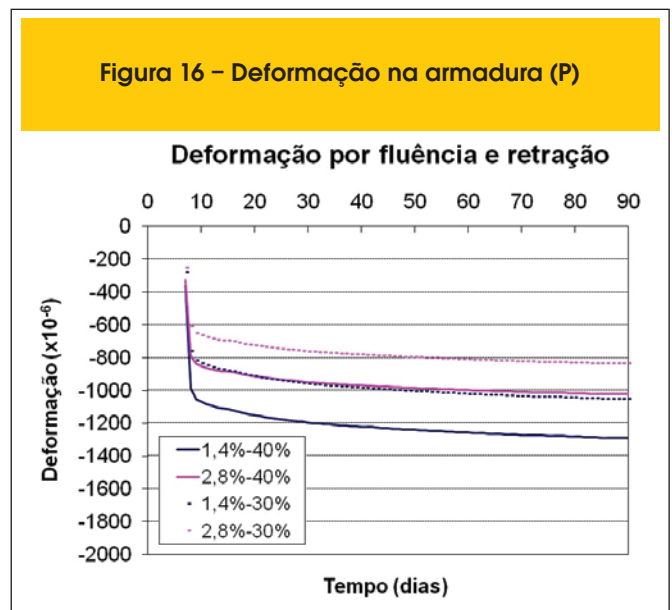


Figura 17 – Tensão no concreto (P)

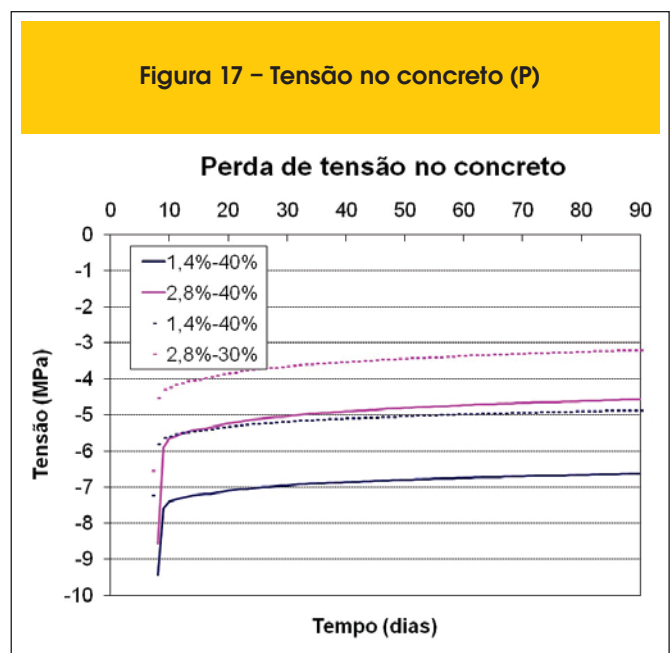


Figura 18 – Tensão na armadura (P)

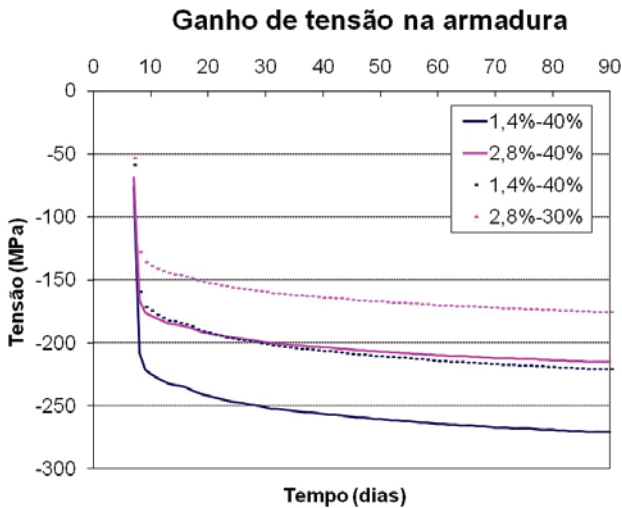


Tabela 6 – Restrição das deformações de fluência e retração devido à taxa de armadura aos 91 dias (%)

Curva calibrada	Taxa de armadura			
	1,4%		2,8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	20	20	33	33
CP	24	24	38	38
Pilar	29	29	44	44

Pode-se notar também que, considerando que as maiores deformações ocorreram nos pilares com 1,4% de taxa de armadura submetidos a 40% de carregamento, nas isobandas de deformação destes pilares há acúmulo de tensões e deformações na base e no topo dos pilares (Figura 19). Entretanto, este acúmulo não influencia nos resultados, uma vez que o elemento da malha escolhido para análise corresponde à meia altura no eixo longitudinal do protótipo, onde há uma distribuição uniforme de tensão e deformação. Os resultados obtidos nesta pesquisa durante o período analisado não superaram os limites de deformação e tensão de escoamento

Tabela 7 – Deformação de fluência e retração aos 91 dias no concreto ($\times 10^{-6}$)

Taxa de armadura	Deformação para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	1076	905	1294	1051	1147	945
2,8%	906	765	1014	826	934	771
0%	1346	1133	1824	1484	1518	1252

Figure 19 – Deformation isoband in the concrete of the column with 1.4% reinforcement ratio, using calibration curves

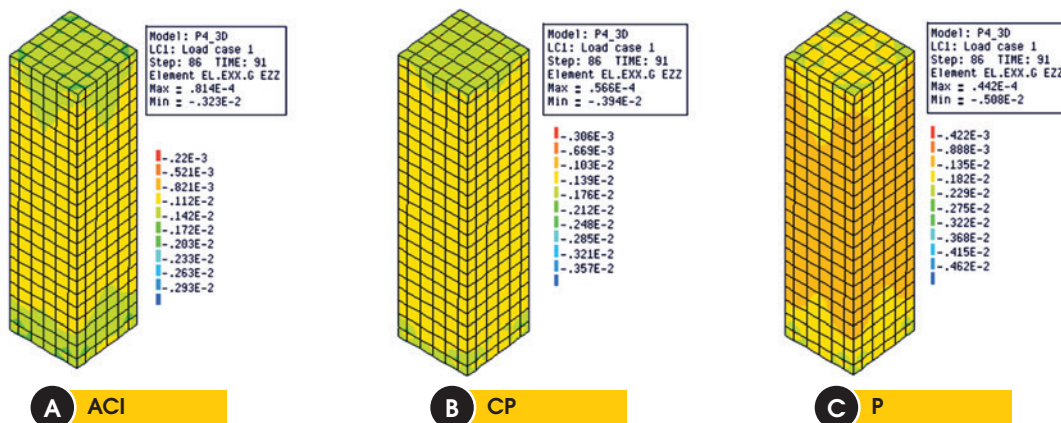


Tabela 8 – Deformação aos 91 dias na armadura ($\times 10^{-6}$)

Taxa de armadura	Deformação para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	1081	911	1289	1050	1149	948
2,8%	911	769	1024	833	940	776

Tabela 9 – Transferência de tensão do concreto para armadura aos 91 dias (%)

Curva calibrada	Taxa de armadura			
	1,4%		2,8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	31	35	51	56
CP	33	36	52	57
Pilar	37	39	57	60

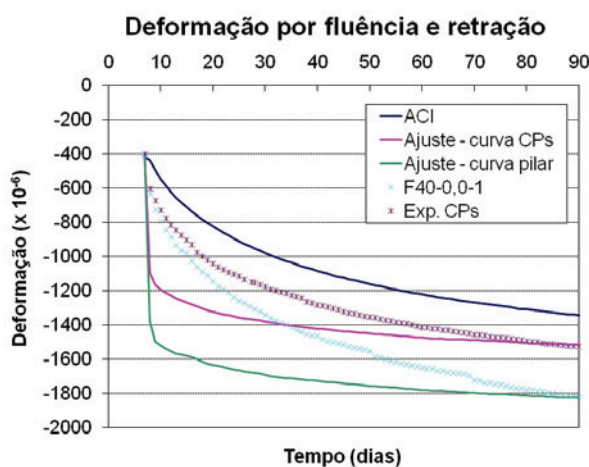
Tabela 10 – Tensão aos 91 dias na armadura (MPa)

Taxa de armadura	Tensão para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	227	191	270	220	241	199
2,8%	191	161	215	175	197	163

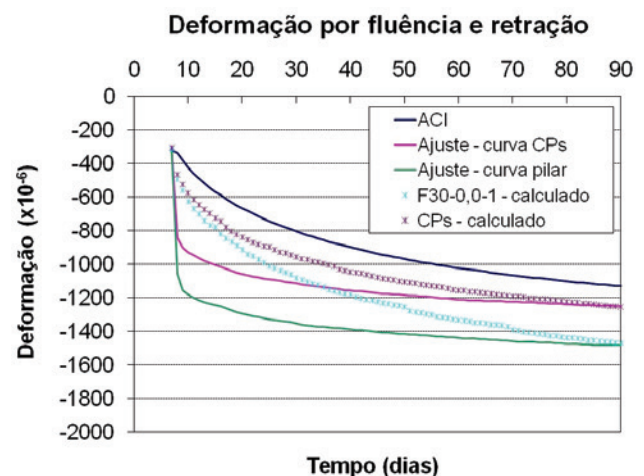
da armadura. As armaduras que apresentam maiores deformações e, conseqüentemente, maiores tensões são os pilares com taxa de armadura de 1,4%. Considerando as curvas das simulações calibradas com as curvas de fluência e retração, a tensão máxima da armadura é de 270 MPa e a deformação máxima é de $1,29\epsilon_{0,01}$ para o pilares com taxa de armadura de 1,4%, calibradas com a curva de fluência e retração do pilar e tensão de carga-

mento de 40%, como podem ser vistos nas Tabelas 8 e 10. Isso implica que tanto a maior tensão quanto a maior deformação observadas são 62% da tensão de escoamento (435 MPa) e 62% da deformação de escoamento ($\epsilon_{0,01} = 2,07\epsilon_{0,01}$), respectivamente. Como podem ser vistas nas Tabelas 7 e 8, as deformações das armaduras foram muito semelhantes às deformações do concreto correspondente para 91 dias. Isto demonstra que houve boa aderência entre a armadura e o concreto. Portanto, como já era espe-

Figura 20 – Deformação por fluência e retração do protótipo sem armadura ($\times 10^{-6}$)

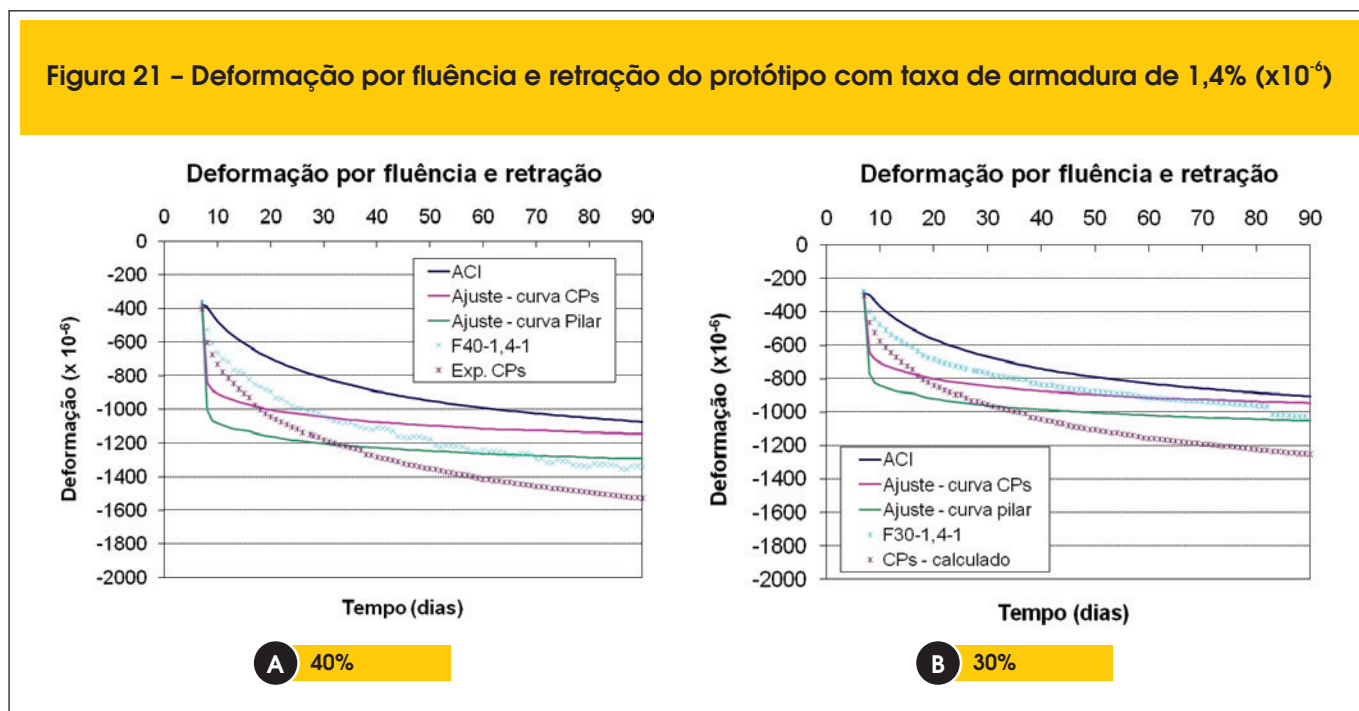


A 40%



B 30%

Figura 21 – Deformação por fluência e retração do protótipo com taxa de armadura de 1,4% ($\times 10^{-6}$)



rado, devido a diferença das características geométricas e do módulo de elasticidade de ambos materiais, as tensões na armadura são superiores as do concreto e não podem ser comparadas com as tensões da armadura.

As tensões no concreto ao longo do tempo para os pilares 1,4% e 2,8% podem ser vistas nas Figuras 9, 13 e 17. Comparando as tensões no concreto para os pilares com taxas de armaduras avaliadas (0%, 1,4% e 2,8%) pode ser notado que ocorreu um alívio

de tensões no concreto devido à presença da armadura. Este alívio foi maior para o pilar de taxa de armadura de 2,8% (55%) do que para a taxa de 1,4% ($\approx 35\%$), como pode ser visto na Tabela 9. É interessante ressaltar que o pilar de taxa de armadura de 2,8% teve um alívio de praticamente metade da tensão a que está submetido, conseqüentemente, tensões foram transferidas para a armadura. Holm e Pistrang [8] verificou que houve um alívio de 44% das tensões no concreto para uma taxa de armadura longitudinal

Figura 22 – Deformação por fluência e retração do protótipo com taxa de armadura de 2,8% ($\times 10^{-6}$)

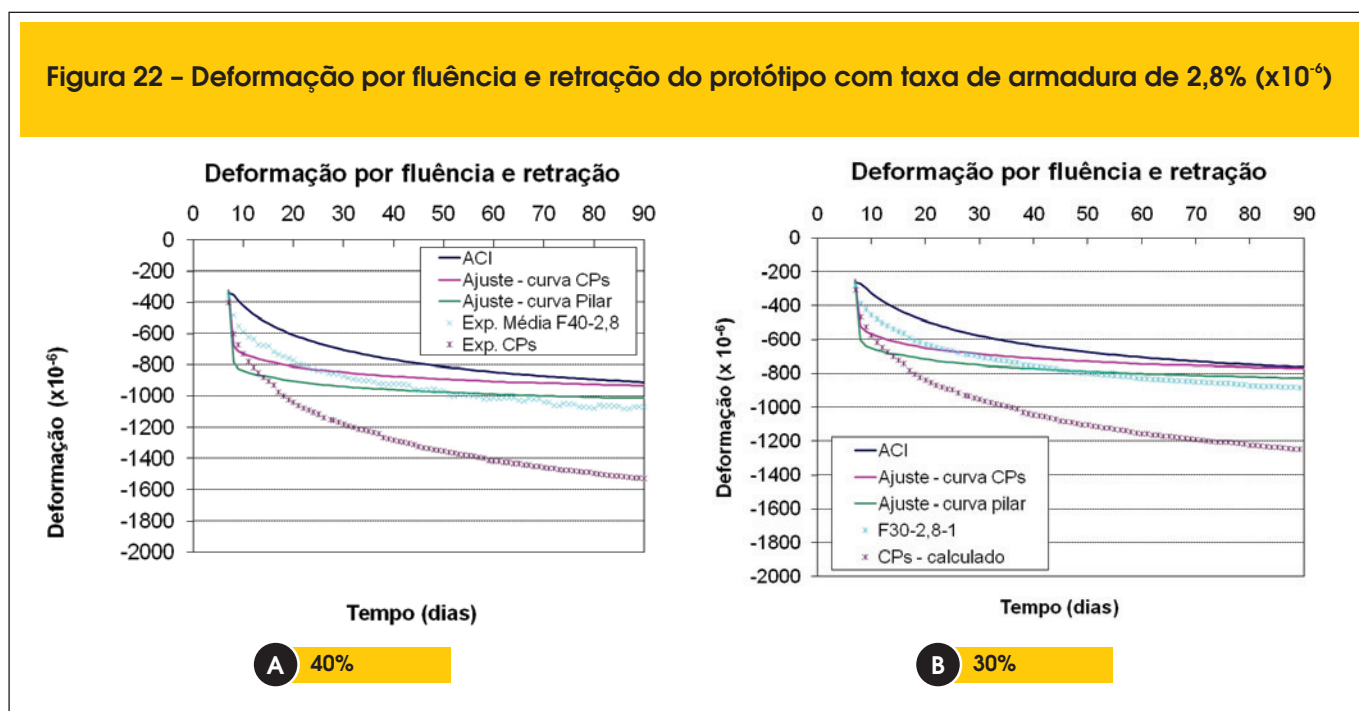


Tabela 11 – Tensão aos 91 dias no concreto (MPa)

Taxa de armadura	Tensão para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	7,2	5,2	6,6	4,8	7,0	5,1
2,8%	5,1	3,5	4,5	3,2	5,0	3,5
0%	10,5	7,9	10,5	7,9	10,5	7,9

de 3,1%. Também é possível observar que, calibrando a curva da simulação numérica com a curva experimental do pilar, o alívio das tensões é sutilmente maior para ambas as taxas de armadura devido às deformações serem as maiores previstas, como pode ser visto na Tabela 8.

4.2 Análise numérica e experimental

Para a comparação dos resultados numéricos com os experimentais, foi utilizado o indicador estatístico ω_{B3} , que é um coeficiente de variação desenvolvido por Bažant e Baweja [23]. Este coeficiente considera os dados em cada década como um único grupo e cada dado do grupo recebe um peso. O peso é dado para cada ponto baseado na década em que se localiza e no número de pontos existentes na década. Para uma dada população composta por diversos grupos existe um coeficiente de variação que considera todos os grupos de dados denominado $\omega_{B3,all}$.

De acordo com Gardner e Lockman [24] e Videla; Covarrubias e Masana [25], um modelo é considerado capaz de prever as deformações de fluência e retração quando o coeficiente de variação é de aproximadamente 20%. Bažant [22] afirma que o coeficiente de variação adequado para previsão das deformações de fluência (básica e por secagem) é de 23%.

Como não foi ensaiada à fluência do pilar sem armadura com

taxa de carregamento de 30%, a deformação destes protótipos foi calculada a partir do resultado da deformação do protótipo sem armadura carregado a 40%, pois há linearidade entre tensão deformação neste nível de tensão aplicada. Primeiramente, foi determinada a fluência específica do pilar submetido a 40% de carregamento. Em seguida, esta fluência específica foi multiplicada pela tensão de 7,9 MPa, obtendo-se a deformação por fluência do pilar sem armadura a 30%. Somando esta deformação à retração do pilar correspondente, obtém-se a deformação teórica dos pilares armados carregados a 30%. Foram consideradas na Figura 22a as médias das deformações dos protótipos com 2,8% de taxa de armadura.

Como pode ser visto nas Figuras 20a, 20b, 21a, 21b, 22a e 22b, o modelo do ACI subestima tanto as deformações experimentais dos corpos de prova quanto dos protótipos de pilares, indicando sua ineficácia na previsão das deformações. Para 91 dias, a simulação numérica calibrada com resultados experimentais dos corpos de prova é capaz de prever as deformações por fluência e retração experimental dos corpos de prova, mas subestima as deformações dos protótipos de pilares. Isto ocorre, pois a previsão feita a partir dos corpos de prova são inferiores à do pilar sem armadura.

Analisando o coeficiente de variação $\omega_{B3,all}$ (Tabela 12), tanto o modelo do ACI quanto as curvas calibradas utilizando resultados experimentais dos pilares e dos corpo de prova não preveem as deformações experimentais de fluência, pois apresentam coeficientes de variação superiores a 23%, recomendado por Bažant [22].

Entretanto, é possível notar que, apesar das curvas calibradas com os resultados experimentais do protótipo superestimarem as deformações por fluência e retração ao longo de quase todo o tempo, apresentando coeficiente de variação (29%) maior que das outras simulações (Tabela 12), são capazes de prever as deformações experimentais para 91 dias dos pilares estudados. Isto pode ser comprovado, comparando os resultados experimentais aos 91 dias de deformação (Tabela 13) com os resultados da simulação numérica (Tabela 7). Em média, as taxas de armadura de 2,8% e 1,4% restringiram 41% e 28% às deformações no concreto aos 91 dias, respectivamente (Tabela 14). Portanto, os resultados ex-

Tabela 12 – Coeficientes de variação ω_{3b} e $\omega_{allB,3}$ para protótipos de pilares (%)

Taxa de armadura	Dados	Tensão	Curva calibrada		
			ACI	Pilar	CP
1,4%	Exp. Pilar	40%	23,4	22,5	18,5
	Exp. Pilar	30%	13,8	27,0	16,7
	Exp. CP	40%	34,0	20,5	25,2
	Exp. CP	30%	32,4	20,3	24,9
2,8%	Exp. Pilar	40%	19,4	16,6	15,1
	Exp. Pilar	30%	19,4	16,6	15,1
	Exp. CP	40%	45,3	33,7	39,5
	Exp. CP	30%	39,3	34,3	39,3
0%	Exp. Pilar	40%	30,0	29,3	21,3
	Exp. Pilar	30%	27,1	28,1	19,7
	Exp. CP	40%	16,3	44,0	21,4
	Exp. CP	30%	14,4	41,7	20,2
		$\omega_{allB,3}$	28	29	24

Tabela 13 – Deformação experimental da armadura e do concreto ($\times 10^{-6}$) aos 91 dias

Pilar	Tensão (MPa)		Deformation ($\times 10^{-6}$)		Diferença de deformação (%)
	Armadura	Concreto	Armadura	Concreto	
F40-2,8-1	225,1	4,63	1148	1072	6,6
F40-2,8-2	215,1	5,04	1125	1027	8,7
F40-1,4-1	282,5	6,7	1371	1345	1,9
F30-2,8-1	185,0	3,2	895	885	1,1
F30-1,4-1	215,5	5,1	1088	1028	5,5
F40-0,0-1	–	10,5	–	1820	–
R-2,8-1	–	–	–	273	–
R-1,4-1	–	–	–	327	–
R-0,0-1	–	–	–	377	–

perimentais são muito semelhantes aos obtidos numericamente (44% e 29%) a partir da curva experimental do pilar para as taxas de armadura de 2,8% e 1,4%. A partir desta comparação é possível concluir que a simulação que melhor prevê tanto as tensões quanto as deformações para 91 dias é aquela calibrada com os resultados experimentais dos pilares.

Provavelmente, as curvas calibradas com resultados experimentais superestimaram as deformações por fluência e retração ao longo do tempo, pois o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain utilizado para representar a fluência no Diana 9.3 [13] não é capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo. Haveria a necessidade da implementação no Diana 9.3 [13] de um modelo viscoelástico mais representativo do efeito da fluência como, por exemplo, o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain com cinco camadas (FAIRBAIRN; LONGO e ZHENG [26]).

5. Conclusões

A partir dos resultados experimentais e da simulação numérica dos protótipos de pilares é possível concluir que:

- Apesar da curva calibrada com os resultados experimentais do pilar sem armadura superestimar as deformações por fluência e retração no início da previsão, aos 91 dias é capaz de prever as tensões e deformações experimentais dos protótipos com ambas as taxas de armadura, 1,4 e 2,8%;
- As simulações que utilizaram o modelo do ACI disponível no Diana 9.3 subestimaram as deformações experimentais, demonstrando que o modelo não é capaz de prever as deformações;

- As simulações calibradas com a curva experimental dos corpos de prova não foram capazes de prever as deformações dos protótipos de pilares, principalmente submetidos à tensão de 40%. Como as simulações com tensão a 30% foram muito próximas, a calibração com a curva dos corpos de prova também se aproximou dos resultados experimentais;
- O programa demonstra ser uma ferramenta de potencial para previsão das deformações ao longo do tempo, embora não seja capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo. Provavelmente, as curvas calibradas com resultados experimentais superestimaram as deformações por fluência e retração, pois o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain utilizado não representa a fluência do concreto no Diana 9.3. Haveria a necessidade da implementação no Diana 9.3 de um modelo viscoelástico mais representativo e eficaz do efeito da fluência.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem a Fundação de Amparo a Pesquisa (FAPESP) pelo financiamento do projeto e o apoio oferecido pela Engemix por disponibilizarem os materiais, estrutura laboratorial e pessoal capacitado.

7. Referências bibliográficas

- [01] AL-MANASSEER, A., LAM, J. P. Statistical evaluation of shrinkage and creep models. ACI Materials Journal, May-June, 2005; p. 170-176.

Tabela 14 – Restrição das deformações de fluência e retração devido à taxa de armadura aos 91 dias (%)

Tensão	Taxa de armadura (%)	Restrição da deformação pela armadura (%)		
		Fluência	Retração	Fluência + Retração
40%	2,8	46	28	42
40%	1,4	29	13	26
30%	2,8	45	28	40
30%	1,4	36	13	31

- [02] ALMEIDA, L. C. Identificação de parâmetros estruturais com emprego de análise inversa, Campinas, 2006. Tese (doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 192 p.
- [03] RÜSCH, H.; JUNGWIRTH, D.; HILSDORF, H. K. Creep and shrinkage – their effect on the behavior of concrete structures. New York: Springer-Verlag, 1983.
- [04] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto, São Paulo: Pini, 1997.
- [05] MAUCH, S. Effect of creep and shrinkage on the capacity of concrete columns. *In: Symposium on Reinforced Concrete Columns 61st annual convention, 1965, San Francisco, California*, pp. 299-324.
- [06] CASTRO, J.T.P.; VIEIRA, R.D.; SOUSA, R. A.; MEGGIOLARO, M. A.; FREIRE, J.L.F. Time-dependent Residual Stresses in Reinforced Concrete Columns. *In: Proceedings of the XI International Congress on Experimental and Applied Mechanics, Orlando, USA: Bethlen, 2008*.
- [07] TAKEUTI, A. R. Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, São Carlos, 2003, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 277 p.
- [08] HOLM, T. A.; PISTRANG, J. Time-dependent load transfer in reinforced lightweight concrete columns. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 63, nº11, November, 1966.
- [09] BATHE, K.J. Finite Element Procedures. Prentice Hall, Inc., New Jersey, 2006.
- [10] NIE J., FAN J.; CAI C. Stiffness and deflection of steel-concrete composite beams under negative bending. *Journal of Structural Engineering ASCE* 2004; p.1842-51.
- [11] JENDELE L.; CERVENKA J. Finite element of reinforcement with bond. *Computer Structural*, 2006, 84; p. 1780-91.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI209-82. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures, 1982.
- [13] WITTE, F.C. DIANA User's Manual. Release 8.1, TNO DIANA BV, 2ed, Teach, 2004.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - NBR6118. Rio de Janeiro, 2004.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – NBR5738. Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da fluência – NBR8224. Rio de Janeiro, 1983.
- [17] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code, 1990.
- [18] NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT. TGB 1990 Regulations for Concrete - Structural Requirements and Calculation Methods. Tech. Rep. NEN 6720, 1995.
- [19] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Japan Concrete Specification - JSCE, 1999.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI318-05: Building code requirements for structural concrete, 2005.
- [21] CARREIRA, J. D.; BURG, R. G. Testing for Concrete Creep and Shrinkage. *In: The Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural Design Effects, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.381-420*.
- [22] BAŽANT, Z. P., Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*, 2001, p. 27-38.
- [23] BAŽANT, Z.P.; BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures (Model B3). *In: Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural and Design Effects, ACI Special Publication SP194, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.1-73*.
- [24] GARDNER, N. J.; LOCKMAN, M. J. Design provisions for Drying Shrinkage and creep for normal-strength concrete. *ACI Materials Journal*, n.98, 2001, p. 159-167.
- [25] VIDELA, C. C.; COVARRUBIAS, J. P.; MASANA, C. Updating concrete drying-shrinkage prediction models for local materials. *ACI Materials Journal*, n. 101, May-June, 2004, p. 187-198.
- [26] FAIRBAIRN, E. M. R.; LONGO, H. I.; ZHENG, R. Formulação diferencial do problema da relaxação do concreto - estudo teórico experimental. *In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 24, Porto Alegre, v.2, 1987m p. 103-117*.