Universidade de São Paulo
Escola Politécnica

Gustavo Licht Fortes

**Encurtamento de pilares de concreto armado e a
influência do processo construtivo**

São Paulo
2019

Gustavo Licht Fortes

Encurtamento de pilares de concreto armado e a influência do processo construtivo

Versão corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como requisito para a
obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas e Geotecnia
Orientador: Prof. Dr. João Carlos Della Bella

São Paulo
2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

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

São Paulo, 27 de Agosto de 2019

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador:

Catlogação-na-publicação

FORTES, GUSTAVO LICHT

Encurtamento de pilares de concreto armado e a influência do processo
construtivo / G. L. FORTES -- versão corr. -- São Paulo, 2019.

205 p.

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

1.Encurtamento de pilares 2.Deslocamento de pilares 3.Processo
construtivo 4.Correções construtivas 5.Danos em alvenarias I.Universidade de
São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica II.t.

Nome: FORTES, Gustavo Licht.

Título: Encurtamento de pilares de concreto armado e a influência do processo construtivo.

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como requisito para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia de
Estruturas.

Aprovado em: 28/06/2019

Banca Examinadora

Prof Dr.: João Carlos Della Bella

Instituição: Escola Politécnica - USP

Julgamento: Aprovado

Prof Dr.: Márcio Antônio Ramalho

Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos - USP

Julgamento: Aprovado

Prof Dr.: Sérgio Hampshire de Carvalho Santos

Instituição: Universidade Federal do Rio de Janeiro

Julgamento: Aprovado

Agradecimentos

Ao prof. Della Bella, pelo acompanhamento, pela paciência e pelos ensinamentos ao longo desse trabalho.

Ao prof. Ricardo França, pelos conselhos, direcionamentos e contribuições que tanto acrescentaram a esse trabalho.

Aos engenheiros Antônio Zorzi e Paulo Assahi pelas explicações e compartilhamento da experiência a respeito da execução de obras no Brasil.

Aos meus pais (Jorge e Alzira), irmão (Frederico), cunhada (Luci) e sobrinha (Sara), pelo apoio e suporte por todo o período.

Aos colegas da França & Associados, pelas dicas, conselhos, pelas contribuições e pelo apoio ao desenvolvimento desta pesquisa.

À Escola Politécnica, pela oportunidade de realizar o curso de mestrado e pelo conhecimento compartilhado.

A todos e todas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho. Muito obrigado!

Resumo

O presente trabalho aborda as deformações por encurtamento dos pilares durante a fase construtiva. Deformações, estas, devidas à progressão das cargas, devidas à fluência e devidas à retração. Os encurtamentos provocam deslocamentos que são parcialmente corrigidos pelo processo construtivo, seja a obra executada com os pavimentos no nível de projeto ou com o piso-a-piso fixo. Dessa forma, o deslocamento final é inferior àquele obtido por um modelo de passo único que considera todas as ações ocorrendo após a finalização da estrutura. Uma metodologia para a estimativa dos encurtamentos e das correções é proposta e os resultados obtidos a partir dessa metodologia são validados por meio de comparações com modelos computacionais. Além disso, um carregamento fictício de temperatura é proposto para simular as correções construtivas no modelo de passo único. A variação de temperatura mostrou-se simples, precisa e útil nas análises de edificações de múltiplos pavimentos. Por fim, são discutidos os possíveis danos em elementos não-estruturais e maneiras de se mitigar esse problema.

Palavras-chave: Encurtamento de pilares; Deslocamento de pilares; Processo construtivo; Correções construtivas; Danos em alvenarias.

Abstract

The present study address the issue of column shortening during the construction. These deformations are due to the progression of loads, due to creep and due to shrinkage. Shortenings cause displacements, that are partially compensated by the construction process, either the construction is performed with the floors executed at the design level, or the construction executed with fixed floor-to-floor dimension. Thus, the final displacement is lower than the displacement obtained by a single-step model, that considers all actions taking place after the structure is finished. A methodology for the estimation of shortenings and corrections is proposed and the results obtained from this methodology are validated through comparisons with computational models. In addition, a fictitious temperature load is proposed to simulate the constructive corrections in the single-step model. The temperature variation proved to be simple, accurate and useful in the analysis of multi-storey buildings. Finally, the possible damages in non-structural elements and ways to mitigate this problem are discussed.

Keywords: Column shortening; Column displacement; Construction process; Constructive corrections; Masonry damage.

Sumário

I – Introdução	17
1.1 – Considerações iniciais	17
1.2 – Objetivo	18
1.3 – Justificativa	19
1.4 – Sobre o trabalho	19
II – Processo construtivo	21
2.1 – Processo construtivo de edificações de concreto armado.....	21
2.2 – Causas dos deslocamentos dos pilares durante fase construtiva	26
2.3 – Correção e ajuste na concretagem do pavimento	32
2.4 – Correção horizontal	36
2.5 – Influência do processo construtivo nos esforços solicitantes	37
III - Prática construtiva brasileira	41
3.1 – Breve descrição da montagem das fôrmas	41
3.2 - Métodos de execução empregados no Brasil	46
3.2.1 - Nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado	46
3.2.2 - Nivelamento pelo último pavimento concretado	48
3.2.3 - Nivelamento pelo ponto mais alto da laje	49
3.2.4 - Correções construtivas e nível dos pavimentos para cada método construtivo.....	50
3.3 - Possíveis erros na execução dos pavimentos	51
IV – Revisão bibliográfica	53
4.1 – Deslocamentos diferenciais	53
4.2 – Variação nos esforços solicitantes devida aos deslocamentos dos pilares	56
4.2.1 – Procedimentos de consideração dos deslocamentos diferenciais	58
4.3 – Parâmetros relevantes para os deslocamentos durante fase construtiva.....	62
4.3.1 Progressão dos carregamentos.....	63
4.3.2 – Tipos de correções efetuadas pela obra	64
4.3.3 – Ajustes na concretagem do pavimento	64
4.4 – Modelos de previsão dos deslocamentos diferidos no tempo (fluência e retração)	65

4.5 – Medições em campo.....	67
4.6 – Conclusões a respeito da pesquisa bibliográfica.....	72
V – Tipos de deformação por encurtamento.....	73
5.1 – Encurtamento elástico	73
5.1.1 – Formulação para o encurtamento elástico.....	74
5.1.2 – Módulo de elasticidade	74
5.2 – Encurtamentos por retração e fluência.....	76
5.2.1 – Breve descrição do fenômeno da fluência	76
5.2.2 – Breve descrição do fenômeno da retração	78
5.2.3 – Fatores que influenciam a retração e a fluência.....	79
5.2.4 –Formulações para predição dos encurtamentos diferidos no tempo	82
5.2.5 – Dificuldades na predição dos encurtamentos por fluência e retração	83
5.3 – Deslocamento por recalque de fundação.....	85
5.4 – Consideração da armação.....	86
5.5 – Efeitos do escoramento	88
VI – Modelagem do processo construtivo	90
6.1 - Tipos de Carregamentos	90
6.2 - Modelo de passo único	91
6.3 - MULAXI	92
6.3.1 – Exemplo do uso do MULAXI.....	92
6.3.2 – Restrições e Problemas no uso do MULAXI.....	99
6.4 - Modelo de múltiplos passos.....	99
VII – Predição (estimativa) das Correções Construtivas.....	101
7.1 - Dados de Entrada	101
7.2 - Processo de cálculo.....	102
7.2.1 – Armazenamento dos dados	103
7.3 Exemplo de cálculo	104
7.4 Comportamento dos pilares.....	115
7.5 - Deslocamento diferencial entre pilares.....	120
VIII – Comparação dos deslocamentos com modelo de passo único.....	127
8.1 - Comparação com o TQS para rigidez real dos pilares (MULAXI=1,0).....	127

8.1.1 - Formas dos pavimentos do Modelo-Exemplo 1.....	127
8.1.2 - Carregamentos e seções dos pilares do “Modelo-Exemplo 1”.	129
8.1.3 – Resumo dos dados de entrada para “Modelo-exemplo 1”.....	130
8.1.4 – Comparação de resultados para “Modelo-exemplo 1”	130
8.2 - Comparação com o TQS para rigidez aumentada dos pilares (MULAXI=3,0)132	
8.2.1 - Formas dos pavimentos do “Modelo-Exemplo 2”	132
8.2.2 – Dados de entrada.	134
8.2.3 - Resultado da comparação.....	135
8.2.4 – Conclusão das comparações com o TQS (modelo de passo único)	137
8.2.5 – Discussão a respeito do recalque de fundação.....	138

IX – Comparação das correções e dos deslocamentos com o modelo de múltiplos passos 138

9.1 - Forma do “Modelo-Exemplo 3”.....	138
9.2 - Carregamentos e data de aplicação para o “Modelo-Exemplo 3”.....	139
9.3 – Comparações entre correções construtivas.....	141
9.3.1 - Comparação entre correções construtivas elásticas	141
9.3.2 - Comparação entre correções construtivas por fluência.....	142
9.3.3 - Comparação entre correções construtivas por retração.....	143
9.3.4 - Comparação entre correções construtivas totais	145
9.3.5 – Comparação entre os deslocamentos totais	145
9.3.6 – Conclusão das comparações com o ETABS (modelo de múltiplos passos)	146

X – Carregamento de temperatura para simular as correções construtivas..... 148

10.1 - Correção construtiva para a construção no nível absoluto.....	148
10.2 – Progressão de cargas na construção com piso-a-piso fixo	152
10.3 - Diferenças e semelhanças entre a variação da temperatura para a concretagem no nível absoluto ou com o piso-a-piso fixo	156
10.4 - Variações de temperatura para o encurtamento elástico.	156

XI – Validação dos carregamentos de temperatura para correções construtivas elásticas 159

11.1 - Carregamentos de temperatura para o “Modelo-Exemplo 3”	159
11.2 – Comparação dos deslocamentos	160

11.3 – Comparação dos deslocamentos diferenciais.....	163
11.4 – Conclusão da validação do carregamento de temperatura	169
XII – Danos em elementos não-estruturais	170
12.1 Danos nas alvenarias	170
12.2 Deformação imposta à alvenaria.....	171
12.2.1 – Resistência à compressão e Módulo de elasticidade equivalente da alvenaria de vedação.....	172
12.3 - Estimativa das deformações após a execução da alvenaria.	176
12.4 – Compressão na alvenaria devida ao encurtamento dos pilares.	177
12.5 – Medidas para mitigar os danos na alvenaria.	179
12.6 – Descrição de problemas nas edificações.	181
12.6.1 - Obra residencial na Grande São Paulo-SP.....	181
12.6.2 - Obra residencial no centro de São Paulo-SP	186
12.6.3 - Obra residencial em São Paulo-SP	188
XIII – Considerações finais.....	190
13.1 - Importância da consideração do processo construtivo	190
13.2 - Modelagem computacional de edificações	190
13.3 – Carregamento fictício de temperatura	191
13.4 – Recomendações normativas para a consideração do processo construtivo ...	191
13.5 – Danos em elementos não estruturais	192
13.6 – Próximas pesquisas	192
Referência bibliográfica	193
Apêndice A – Código-fonte da planilha para predição dos deslocamentos do pilar	196

Lista de Figuras

Figura II-1 - Deslocamento do topo do primeiro lance de pilares na data de concretagem do 2º lance.	22
Figura II-2 - Concretagem do 2º pavimento no nível absoluto.	23
Figura II-3 - Concretagem do 2º pavimento com o piso-a-piso fixo.	24
Figura II-4 – Deslocamento dos topos dos pilares na data de concretagem do 3º pavimento.	25
Figura II-5 - Concretagem do 3º pavimento no nível absoluto.	25
Figura II-6 - Encurtamentos e deslocamentos elásticos.	28
Figura II-7 - Encurtamentos e deslocamentos devidos à fluência.	30
Figura II-8 - Deslocamentos devidos ao recalque de fundação.	32
Figura II-9 - Correções efetuadas pela obra.	33
Figura II-10 - Deslocamento dos topos dos pilares para concretagem com piso-a-piso fixo.	34
Figura II-11 - Ajustes efetuados pela obra.	36
Figura II-12 - Subestruturas nas quais os carregamentos atuam.	37
Figura II-13 – Momentos fletores (esquerda) e deslocamento em barras. Modelo de passo único.	38
Figura II-14 – Momentos fletores (esquerda) e deslocamentos em barras. Modelo com rigidez axial dos pilares aumentada.	39
Figura III-1 - Medidas do gastalho.	41
Figura III-2 - Locação e posicionamento dos gastalhos.	41
Figura III-3 - Posicionamento da grade de madeira.	42
Figura III-4 - Colocação e nivelamento do primeiro painel lateral do pilar.	43
Figura III-5 - Colocação dos outros painéis laterais.	43
Figura III-6 - Posicionamento da armação dos pilares.	44
Figura III-7 - Fechamento dos painéis dos pilares.	45
Figura III-8 - Montagem das fôrmas e escoramento das vigas.	45
Figura III-9 - Montagem das fôrmas e escoramento das lajes.	46
Figura III-10 - Nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado.	48
Figura III-11 - Nivelamento pelo último pavimento concretado.	49
Figura III-12 - Nivelamento pelo ponto mais alto da laje.	50

Figura IV-1 – Planta da edificação de 20 pavimentos. Medidas em metros.....	54
Figura IV-2 – Deslocamento axial dos pilares.....	55
Figura IV-3 - Estrutura analisada por Kwak e Kim.	56
Figura IV-4 - Planta típica de edificação residencial.	57
Figura IV-5 - Ilustração do modelo computacional de múltiplos passos (esquerda) e do modelo computacional com agrupamento de pavimentos (direita).....	61
Figura IV-6 - Deslocamento de um pilar de canto após 1000 dias da concretagem da laje em nível absoluto.....	62
Figura IV-7 - Deslocamentos do pilar para o pórtico de 40 pavimentos, para diferentes velocidades construtivas.	63
Figura IV-8 - Variação dos encurtamentos com o tempo para o pilar-parede ensaiado sob carregamento constante. O valor medido (A-6-7-8) refere-se à média dos valores capturados pelos <i>strain-gages</i> localizados no meio do espécime.....	66
Figura IV-9 - Planta típica da edificação residencial Hyperion Tower.	68
Figura IV-10 - Encurtamentos medidos e estimados para o <i>shear-wall</i> W1 no quarto pavimento.	68
Figura IV-11 - Planta do segundo pavimento (garagem) da edificação de 38 pavimentos e localização dos <i>strain-gages</i>	69
Figura IV-12 - Encurtamentos elásticos e inelásticos medidos no pilar-parede A.	70
Figura IV-13 - Encurtamentos elásticos e inelásticos medidos no pilar D.	70
Figura IV-14 - Descolamento entre o material impermeabilizante fixado na estrutura e a tubulação metálica (esquerda). Afastamento entre o suporte metálico e a tubulação, o que levou à necessidade de um calço (direita).	71
Figura IV-15 - Deslocamento estimado para o 45º pavimento ao longo do tempo.	72
Figura V-1 – Comportamento do concreto para diferentes valores de tensão normal....	74
Figura V-2 - Fatores que influenciam no Módulo de Elasticidade.	76
Figura V-3 – Deformação de concreto submetido a carregamento constante.	77
Figura V-4 – Deformação por fluência.	77
Figura V-5 - Deformação por retração.....	79
Figura V-6 – Influência da porcentagem de agregado graúdo nas deformações por (a) retração e (b) fluência.....	80
Figura V-7 – Influência do tipo de agregado graúdo nas deformações por (a) retração e (b) fluência.....	81
Figura V-8 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do CEB com ensaios.	84

Figura V-9 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do ACI com ensaios.	84
Figura V-10 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do GL2000 com ensaios.	85
Figura V-11 – Concretagem de um pavimento (i+1) com cimbramento e execução da alvenaria.	89
Figura VI-1 - Planta da edificação-exemplo.....	93
Figura VI-2 - Deslocamentos verticais nos pavimentos (cm) – esquerda – e detalhe dos deslocamentos nos últimos pavimentos (mm) – direita – para MULAXI=1,0.....	94
Figura VI-3 - Momentos fletores nas vigas ao longo da edificação. MULAXI=1.0.....	95
Figura VI-4 - Detalhe dos valores dos momentos fletores nas vigas nos cinco primeiros (esquerda) e cinco últimos (direita) pavimentos da edificação. MULAXI=1.0 [10^{-1} kN.m]...	96
Figura VI-5 - Esq.: Deslocamentos verticais nos pavimentos (cm) – direita e – detalhe dos deslocamentos nos últimos pavimentos (mm) – esquerda – para MULAXI=3,0	97
Figura VI-6 - Momentos fletores nas vigas ao longo da edificação. MULAXI=3.....	98
Figura VI-7 - Detalhe dos valores dos momentos fletores nas vigas nos cinco primeiros (esq.) e cinco últimos (dir.) pavimentos da edificação. MULAXI=3,0 [10^{-1} kN.m]	98
Figura VII-1 - Planta do pavimento-tipo da edificação residencial à rua Fernão Dias.	105
Figura VII-2 - Detalhe da região do pilar P5.....	106
Figura VII-3 - Detalhe da forma do pilar P10 no pavimento-tipo. Obra situada à rua Fernão Dias, São Paulo-SP.	118
Figura VII-4 - Planta do pavimento-tipo da edificação residencial.....	121
Figura VII-5 - Detalhe da forma estrutural da edificação residencial.	126
Figura VIII-1 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 1” (1º ao 15º pav.)..	128
Figura VIII-2 - Forma do 16º pavimento do “Modelo-Exemplo 1”.....	128
Figura VIII-3 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 1” (17º ao 25º pav.)	129
Figura VIII-4 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (1º ao 15º pav.).....	133
Figura VIII-5 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (16º pav.).....	133
Figura VIII-6 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (17º ao 25º pav.).....	134
Figura IX-1 - Forma do pavimento-tipo do “Modelo-Exemplo 3”.	139
Figura IX-2 – “Modelo-Exemplo 3” (no ETABS).	139
Figura XI-1 - Forma do pavimento-tipo do "Modelo-Exemplo 4"	163

Figura XI-2 - Diagramas de momentos fletores para a viga V2 (30/70) do “Modelo-Exemplo 4”	168
Figura XII-1 - Fissura na alvenaria devida ao deslocamento relativo de pavimentos ..	171
Figura XII-2 - Tela galvanizada (tela de ancoragem) para fixação da alvenaria.	172
Figura XII-3 - Elementos ensaiados por MASSETO (2001)	174
Figura XII-4 - Deslocamento diferencial da estrutura e correspondente deslocamento da alvenaria.....	177
Figura XII-5 - Rufos metálicos para isolamento da parede em relação à estrutura	180
Figura XII-6 - Fissura em parede de alvenaria de obra residencial na Grande São Paulo.	182
Figura XII-7 – Linha de ruptura do bloco cerâmico.	182
Figura XII-8 - Marcação da linha de ruptura dos blocos cerâmicos.	183
Figura XII-9 - Face lateral do bloco após a ruptura.	184
Figura XII-10 - Face lateral do bloco após a ruptura.	184
Figura XII-11 - Detalhe do esmagamento da parede lateral do bloco.	185
Figura XII-12 - Fissura em parede de blocos cerâmicos em edificação na Grande São Paulo	186
Figura XII-13 - Linha de ruptura dos blocos que ocasionaram a fissura.	186
Figura XII-14 - Ruptura localizada dos blocos em edificação em São Paulo-SP.....	187
Figura XII-15 - Paredes laterais dos blocos cerâmicos rompidas devido ao esforço de compressão.	187
Figura XII-16 - Detalhe da parede lateral do bloco cerâmico.....	188
Figura XII-17 - Fissura em revestimento de gesso devida ao encurtamento dos pilares.	189
Figura XII-18 - Descolamento do revestimento de gesso.....	189

Lista de Tabelas

Tabela IV-1 – Deslocamento diferencial entre pilares e pilares-parede de distintas edificações	54
Tabela IV-2 - Parâmetros necessários e faixas limites para os modelos de previsão de retração e fluência.....	65
Tabela VI-1 - Carregamentos nas edificações e fases de atuação.....	91
Tabela VI-2 - Cargas na edificação-exemplo.....	93
Tabela VII-1 - Dados de entrada para predição das correções construtivas	101

Tabela VII-2 - Carregamentos atuantes no pilar P5 por pavimento [kN]	106
Tabela VII-3 - Datas de concretagem e de carregamento do pilar P5	107
Tabela VII-4 - Características do pilarP5	108
Tabela VII-5 - Nomenclatura dos pilares agrupados da edificação residencial	122
Tabela VII-6 - Deslocamento vertical dos pilares [mm] para a edificação residencial para 50 anos após a finalização da estrutura.	123
Tabela VII-7 - Deslocamento relativo entre pilares [mm] para o 18º pav. da edificação residencial	125
Tabela VII-8 - Deslocamento vertical [mm] dos pilares P42 e P49	126
Tabela VIII-1 – Carregamentos atuantes nos pisos do “Modelo-Exemplo 1” [kN].	129
Tabela VIII-2 - Resumo dos dados de entrada da planilha.....	130
Tabela VIII-3 - Resumo dos dados de entrada do “Modelo-Exemplo 2”.	134
Tabela VIII-4 Carregamentos atuantes nos pisos do “Modelo-Exemplo 2” [kN].	135
Tabela IX-1 - Carregamentos atuantes em cada lance dos pilares, devidos a um único pavimento do "Modelo-Exemplo 3" [kN].	140
Tabela IX-2 - Datas de concretagem e atuação dos carregamentos para "Modelo-Exemplo 3"	140
Tabela X-1 - Variação de temperatura para consideração das correções construtivas para concretagem em nível absoluto.....	150
Tabela X-2 - Variação de temperatura para consideração da progressão de cargas para concretagem com piso-a-piso fixo.	154
Tabela X-3 - Variação de temperatura para os deslocamentos elásticos na construção no nível absoluto.	157
Tabela X-4 - Variação de temperatura para os deslocamentos elásticos na construção com piso-a-piso fixo.....	158
Tabela XI-1 - Variação de temperatura para simulação das correções construtivas elásticas no “Modelo-Exemplo 3”	159
Tabela XI-2 - Deslocamentos elásticos do "Modelo-Exemplo 3".....	161
Tabela XI-3 - Carregamentos nos pavimentos do "Modelo-Exemplo 4" [kN]	164
Tabela XI-4 – Variação de temperatura para simulação das correções construtivas elásticas no “Modelo-Exemplo 4”	164
Tabela XII-1 – Resistências mínimas à compressão de blocos de alvenaria de vedação, segundo normas ABNT.....	173
Tabela XII-2 - Resistência características de blocos de alvenaria de vedação, segundo ensaios.	173

Tabela XII-3 - Fatores de eficiência e resistência à compressão de paredes de alvenaria.	174
Tabela XII-4 - Módulo de elasticidade equivalente para pequenas paredes (paredinhas).	175
Tabela XII-5 – Deslocamentos verticais diferenciais ($\Delta\ell$) entre o 18º e o 17º pavimento dos pilares P42 e P49 após a execução da alvenaria	176
Tabela XII-6 – Deformação por encurtamento dos pilares P42 e P49 entre o 17º e 18º pavimento.	177
Tabela XII-7 - Tensão de compressão na alvenaria devida à deformação por encurtamento do pilar P49	178

Lista de Gráficos

Gráfico VII-1 - Deslocamento vertical total (v_k) com correções construtivas ao longo do tempo	110
Gráfico VII-2 - Correções construtivas para execução em nível absoluto	111
Gráfico VII-3 - Deslocamento vertical total (v_k) com piso-a-piso fixo ao longo do tempo	113
Gráfico VII-4 - Deslocamento do pilar na data de concretagem do pavimento	114
Gráfico VII-5 - Deslocamento vertical total (v_k) com correções construtivas ao longo do tempo (EC2004)	115
Gráfico VII-6 - Deslocamento vertical total (v_k) com correções construtivas ao longo do tempo (ACI)	116
Gráfico VII-7 - Deslocamento vertical total (v_k) com correções construtivas ao longo do tempo (GL2000)	117
Gráfico VII-8 - Deslocamento vertical total (v_k) com correções construtivas do pilar P10 ao longo do tempo (NBR)	119
Gráfico VII-9 - Deslocamento vertical total (v_k) do pilar P10 com piso-a-piso fixo ao longo do tempo (NBR)	120
Gráfico VIII-1 - Comparação entre os deslocamentos elásticos obtidos pelo TQS (MULAXI=1,0) e por planilha eletrônica	131
Gráfico VIII-2 - Comparação entre os deslocamentos diferenciais elásticos obtidos pelo TQS e por planilha eletrônica	136
Gráfico IX-1 - Comparação entre Correções Construtivas elásticas obtidas por planilha e pelo ETABS	142
Gráfico IX-2- Comparação entre Correções Construtivas devidas à fluência obtidas por planilha e pelo ETABS	143
Gráfico IX-3 - Comparação entre Correções Construtivas devidas à retração obtidas por	

planilha e pelo ETABS.	144
Gráfico IX-4 - Comparação entre Correções Construtivas totais obtidas por planilha e pelo ETABS.	145
Gráfico IX-5 - Comparação entre os deslocamentos totais para valores obtidos por meio de planilha e pelo ETABS.....	146
Gráfico X-1 - Variação da temperatura para simulação das correções construtivas.	151
Gráfico X-2 – Contribuição dos diferentes tipos de encurtamento para o carregamento fictício de temperatura do P29	152
Gráfico X-3 - Variação da temperatura para simulação da progressão de carga.	155
Gráfico XI-1 - Comparação entre os deslocamentos elásticos do modelo de passo único e do modelo de múltiplos passos para o “Modelo-Exemplo 3”	161
Gráfico XI-2 - Comparação entre os deslocamentos elásticos do modelo de passo único com carregamento de temperatura e do modelo de múltiplos passos para o “Modelo-Exemplo 3”	162
Gráfico XI-3 - Deslocamentos diferenciais (mm) para diferentes análises do "Modelo-Exemplo 4"	165
Gráfico XI-4 - Diferenças absolutas entre as análises do "Modelo-Exemplo 4" com o modelo de múltiplos passos.	166
Gráfico XI-5 - Diferenças relativas entre as análises do "Modelo-Exemplo 4" com o modelo de múltiplos passos.	167

I – Introdução

1.1 – Considerações iniciais

Carregamentos distintos – peso próprio da estrutura, vedações, revestimentos – atuam em diferentes etapas ao longo da construção de uma edificação de concreto armado. Esses carregamentos causam deformação por encurtamento nos pilares ao longo da obra. Esses encurtamentos, por sua vez, produzem deslocamentos que vão sendo parcialmente corrigidos ao longo do processo construtivo, ao se concretar um pavimento no nível absoluto do projeto, por exemplo. Ao executar essas correções construtivas, o deslocamento total do pilar é inferior àquele que ocorre caso se apliquem todos os carregamentos na edificação já finalizada.

Modelos computacionais que simulam as edificações e seus carregamentos são usualmente modelos de passo único. Nesses modelos, todos os carregamentos são aplicados concomitantemente na edificação já completa. São calculados, então, os deslocamentos provocados por esses carregamentos para a obtenção dos valores dos esforços solicitantes. Os valores dos deslocamentos dos pilares obtidos nesses modelos podem se afastar da realidade, já que as correções parciais dos deslocamentos que ocorrem ao longo do processo construtivo não são consideradas no modelo de passo único.

Assim sendo, os valores obtidos para os esforços solicitantes nesses modelos também podem se afastar da realidade, especialmente nos pisos superiores de edificações de múltiplos pavimentos. O comportamento dos esforços solicitantes dos elementos que conectam pilares de diferentes encurtamentos altera-se consideravelmente caso as correções construtivas sejam incorporadas ao modelo. Vigas, por exemplo, podem apresentar momento fletor negativo ou positivo na ligação com um pilar, caso as correções sejam consideradas ou não.

Uma das formas de simular as correções construtivas em um modelo de passo único é o enrijecimento axial dos pilares através de um MULTiplicador AXIal – MULAXI. Esse multiplicador, utilizado no Brasil nos projetos de edificações de múltiplos pavimentos, majora a rigidez axial dos pilares no cálculo dos deslocamentos verticais para ações gravitacionais. Dessa maneira, os encurtamentos dos pilares aproximam-se mais da realidade, mesmo com os carregamentos sendo aplicados todos ao mesmo tempo. Os valores dos esforços solicitantes obtidos a partir de um modelo com MULAXI irão se aproximar mais da realidade. Todavia, a definição do valor do MULAXI depende das correções construtivas que ele visa simular, sendo que estas sofrem influência dos encurtamentos dos pilares ao longo da construção da

edificação.

Outra maneira de simular computacionalmente as correções construtivas é a elaboração de um modelo de múltiplos passos. Todas as subestruturas que são formadas a partir da concretagem de novos pavimentos são calculadas e o resultado obtido do processamento de uma subestrutura é utilizado no cálculo da subestrutura seguinte. Entretanto, essa abordagem é custosa, já que demanda tempo e implica na análise de diversas subestruturas.

Uma análise mais cuidadosa do processo construtivo permitirá um melhor entendimento dos encurtamentos e das correções efetuadas ao longo da execução de uma edificação de concreto armado, facilitando uma modelagem computacional simples, porém mais próxima da realidade.

1.2 – Objetivo

O objetivo deste trabalho é propor uma maneira de simular o processo construtivo em um modelo computacional de passo único.

Para cumprir esse objetivo, o trabalho analisa as diferentes causas dos encurtamentos, e consequentes deslocamentos, dos pilares durante a construção de edificações de concreto armado. As principais variáveis dos encurtamentos e deslocamentos são apresentadas, bem como as formulações utilizadas para estimá-los na data de concretagem dos pavimentos.

Por fim, um estudo de edificações correntes é feito, buscando definir um modo de simulação computacional que represente o processo construtivo em um modelo de passo único.

1.3 – Justificativa

Edificações de grande altura demandam uma análise mais cuidadosa do processo construtivo, para aproximar da realidade os valores dos esforços obtidos por meio de uma modelagem computacional.

A realização de obras de grande altura necessita de estudos a respeito do processo construtivo, como o realizado por BAKER *et al* (2008) para o Burj Khalifa, em Dubai. Fintel & Kahn (1969) e Chakrabarti (1978), por sua vez, apresentaram os problemas decorrentes do encurtamento diferencial entre pilares na determinação dos esforços solicitantes e descreveram os possíveis danos em elementos não-estruturais.

Um estudo mais aprofundado dos encurtamentos ocorridos durante o processo construtivo de uma edificação é necessário para permitir uma modelagem em passo único de maior acurácia.

1.4 – Sobre o trabalho

A determinação dos encurtamentos e deslocamentos dos pilares ao longo da construção parte do conhecimento dos possíveis processos construtivos e do estudo da ação progressiva dos carregamentos.

Os processos construtivos e sua influência nos encurtamentos e deslocamentos dos pilares são descritos no segundo capítulo desta dissertação.

No terceiro capítulo é comentada e explicada a prática brasileira de construção de edificações.

A revisão bibliográfica, apresentada no capítulo 4, discorre a respeito dos estudos feitos por outros pesquisadores. Esse capítulo também descreve alguns resultados de encurtamentos e deslocamentos obtidos por meio da modelagem computacional ou medidos em campo.

No capítulo 5 são esmiuçadas as causas dos encurtamentos. As variáveis importantes para cada um deles são descritas e são apresentadas as formulações que serão utilizadas para prever os encurtamentos em diferentes etapas da construção.

As maneiras de se simular as correções construtivas em uma modelagem computacional são discutidas no sexto capítulo. Além disso, é apresentado um método atual de simulação do processo construtivo em modelo de passo único: o aumento da rigidez axial dos pilares com uso do multiplicador MULAXI.

Uma metodologia para a predição dos encurtamentos durante a fase construtiva é apresentada no capítulo 7. A partir dessa metodologia, foi confeccionada uma planilha

eletrônica que é utilizada na estimativa das correções construtivas.

A metodologia e a planilha confeccionada são validadas nos capítulos 8 e 9. São analisados “modelos-exemplos” para a comparação dos resultados obtidos por meio da planilha eletrônica com resultados de programas computacionais.

O capítulo 10 traz uma nova proposta de consideração das correções efetuadas pela obra em um modelo de passo único, através de um carregamento artificial de temperatura.

No capítulo 11, os resultados obtidos em modelagens são apresentados e é feita uma comparação com um modelo de múltiplos passos.

Os possíveis danos em elementos não-estruturais, como alvenarias, são discutidos e avaliados no capítulo 12.

Por fim, no capítulo 13 são apresentadas as considerações finais do trabalho, bem como possibilidades de futuras pesquisas.

II – Processo construtivo

2.1 – Processo construtivo de edificações de concreto armado

Os pilares de uma edificação encurtam de diferentes modos devido às ações dos carregamentos, devido à fluência e devido à retração. Pilares com maiores tensões axiais, por exemplo, encurtam mais que pilares menos solicitados. Como parte dos deslocamentos verticais causados por esses encurtamentos ocorre durante a construção, eles são parcialmente corrigidos à medida que a obra avança. Ao se construir uma edificação, os carregamentos entram em ação em diferentes épocas. O peso próprio da estrutura passa a atuar nos lances dos pilares à medida que novos pisos são concretados. Da mesma maneira, o revestimento e a alvenaria carregam os pilares conforme vão sendo executados. Esses carregamentos atuam em subestruturas formadas a partir da execução de novos pavimentos.

O primeiro lance dos pilares e o pavimento que ele apoia formam a primeira subestrutura, que é concretada com piso-a-piso definido em projeto. No momento de sua concretagem, o primeiro piso-a-piso praticamente coincide com o nível absoluto, já que o único deslocamento ocorrido é o do escoramento.

Na data de concretagem do piso subsequente, os lances dos pilares já sofreram uma parcela dos encurtamentos, provocando o deslocamento de seu topo. O topo dos pilares não corresponde mais à posição do nível de projeto, mas encontra-se um pouco abaixo (Figura II-1).

Figura II-1 - Deslocamento do topo do primeiro lance de pilares na data de concretagem do 2º lance.

Na Figura II-1, o termo $v_c[1,2]$ indica o deslocamento vertical (v) do topo do 1º lance $[1,2]$ do pilar “PC” em relação ao nível de projeto, na data de concretagem do segundo lance $[1,2]$.

O encurtamento de um lance do pilar é a deformação específica do comprimento inicial do lance, sendo a razão entre o quanto o lance reduziu de comprimento pelo comprimento inicial. O deslocamento do topo do pilar é o quanto esse topo desceu em relação ao nível de projeto no qual ele deveria estar.

Cada deslocamento é resultado dos encurtamentos que ocorreram nos lances já concretados e resultam da soma de três parcelas distintas de encurtamento – elástico; devido à fluência; e devido à retração – com o deslocamento causado pelo recalque de fundação.

No momento da concretagem do segundo pavimento, existem duas opções para a execução da laje. Pode ser respeitado o nível absoluto definido em projeto ou os pilares podem ser concretados com o piso-a-piso fixo (diferença entre dois níveis consecutivos). Essa decisão depende da prática construtiva de cada empreiteira, sendo mais comum a execução com piso-a-piso fixo.

Caso a primeira opção seja escolhida, os pilares de sustentação do segundo pavimento possuirão diferentes comprimentos iniciais, já que encurtaram de modos distintos. A correção

executada pela obra corrige todos os deslocamentos verticais – $v_A[1,2]$, $v_B[1,2]$ e $v_C[1,2]$ – que ocorreram até a data de concretagem do segundo pavimento. Logo, a correção tem o mesmo valor do deslocamento do 1º lance do pilar na data de concretagem do 2º lance.

A Figura II-2 apresenta essa possibilidade construtiva.

Figura II-2 - Concretagem do 2º pavimento no nível absoluto.

Nota-se que o nível de projeto do segundo pavimento é respeitado, e que as correções são diferentes para cada pilar.

Como mostrado pela Figura II-1, os topos dos pilares possuem deslocamentos diferentes na data da concretagem do segundo pavimento. Nesse momento, a laje é concretada em um mesmo plano horizontal, mesmo que este não seja o nível determinado em projeto. Caso seja optada pela concretagem com o piso-a-piso fixo, o lance do pilar menos encurtado é executado com o comprimento do piso-a-piso. Os outros pilares são concretados com comprimento levemente superior, já que encurtaram mais. Somente o deslocamento diferencial entre pilares, $(v_B[1,2] - v_A[1,2])$, é corrigido; e os deslocamentos serão acumulados ao longo da construção. A Figura II-3 ilustra esse procedimento construtivo.

Figura II-3 - Concretagem do 2º pavimento com o piso-a-piso fixo.

Nota-se que o nível de concretagem do segundo pavimento não coincide com o nível de projeto e que a correção para os pilares menos encurtados é nula.

Após a cura do segundo pavimento, uma nova subestrutura é formada. Ela é composta pelos dois lances de pilares e pelos dois pavimentos já concretados. Essa subestrutura recebe novos carregamentos, e novos deslocamentos verticais ocorrem.

Na data de concretagem do 3º pavimento, os dois pavimentos já concretados não estão mais no nível de projeto (Figura II-4), mesmo que o nível absoluto tenha sido respeitado. O 3º pavimento pode ser executado respeitando-se o nível de projeto, ou com o piso-a-piso fixo. A Figura II-5 ilustra a concretagem do 3º pavimento em nível absoluto, respeitando-se o nível de projeto.

Figura II-4 – Deslocamento dos topos dos pilares na data de concretagem do 3º pavimento.

Figura II-5 - Concretagem do 3º pavimento no nível absoluto.

Na Figura II-5, o termo $v_A [2,3]$ indica o deslocamento vertical do segundo lance do Pilar A na data de concretagem do terceiro lance. Esse deslocamento é resultado dos encurtamentos dos 1º e 2º lances do pilar. A correção efetuada pela obra é igual ao deslocamento vertical do último lance executado do pilar, na data de concretagem do lance seguinte.

O deslocamento do 1º lance do pilar na data de concretagem do 3º lance, todavia, não é corrigido. Ao deslocamento $v_A[1,3]$, serão acrescidos todos os deslocamentos que ocorrerem após a concretagem do segundo piso. O deslocamento real do topo primeiro lance do pilar será, pois, a soma de todos os deslocamentos que ocorrerem após a data da concretagem do segundo piso menos a correção efetuada pela obra naquela data.

Essa sequência construtiva acontece durante toda a obra. Os lances dos pilares encurtam e os deslocamentos são parcialmente corrigidos na concretagem do pavimento seguinte. Devido a essas correções, o deslocamento final do pilar é inferior àquele obtido em um modelo de passo único.

2.2 – Causas dos deslocamentos dos pilares durante fase construtiva

O deslocamento do topo do pilar na data de concretagem de um pavimento é resultado do acúmulo dos encurtamentos que ocorreram até aquela data e do deslocamento do elemento de fundação. Os encurtamentos são compostos por três parcelas.

A primeira parcela é o encurtamento elástico (imediato). O encurtamento de cada lance é causado por todas as cargas que atuam nos pavimentos superiores, suportados pelo lance em questão. Como para um mesmo pilar cada lance possui uma idade no momento da introdução de uma nova carga, os encurtamentos elásticos causados pelas cargas são diferentes para cada lance. As diferenças de tensões axiais e de taxas de armadura entre os lances também contribuem para os diferentes encurtamentos.

Entre duas concretagens de pavimentos consecutivas, o incremento no deslocamento elástico vertical do pilar é causado somente pelas cargas que entraram em ação após a primeira e antes da segunda concretagem. O incremento (Δv_{ela}) é igual ao produto da variação dos encurtamentos elásticos ($\delta \varepsilon_{,ela}$) ocorridos em todos os lances do pilar pelo comprimento dos respectivos lances (*Equação II-1*).

$$\Delta v_{ela}[i+1, j] = \sum_{n=1}^{n=i+1} (\delta \varepsilon_{,ela}[n, j] \cdot l_{,0n})$$

Equação II-1

Outra maneira de determinar o incremento do deslocamento vertical entre duas concretagens é calcular, para todos os lances, o encurtamento elástico que ocorreu até a data de concretagem do lance j (lance sendo concretado) e subtrair os encurtamentos ocorridos até a concretagem do lance $i+1$ (último lance concretado, conforme Figura II-6). Dessa forma, a *Equação II-1* pode ser reescrita na forma da *Equação II-2*.

$$\Delta v_{ela}[i+1, j] = \sum_{n=1}^{n=i+1} (\mathcal{E}_{,ela}[n, j] \cdot l_{,0n}) - \sum_{n=1}^{n=i} (\mathcal{E}_{,ela}[n, i+1] \cdot l_{,0n})$$

Equação II-2

A Figura II-6 indica as cargas atuantes, os encurtamentos elásticos e a correção elástica efetuada pela obra na concretagem de um pavimento.

Figura II-6 - Encurtamentos e deslocamentos elásticos.

O encurtamento elástico $\varepsilon_{,ela}[1, j]$ foi causado pelas cargas que atuaram nos pavimentos acima do lance 1 entre a data de concretagem do lance $i+1$ e do lance j . Na Figura II-6, todas as cargas indicadas provocaram encurtamento elástico no primeiro lance. O último lance concretado – lance $i+1$ – sofreu encurtamento devido somente à carga P_{i+1} . O deslocamento vertical elástico do lance $i+1$ – $v_{ela}[i+1, j]$ – é resultado de todos os encurtamentos ocorridos nos lances inferiores.

O deslocamento por fluência é causado por todas as cargas que já atuaram nas subestruturas e foram mantidas. Como a fluência ocorre ao longo do tempo, mesmo cargas que entraram em ação no início da construção provocam deslocamento nos últimos pavimentos da edificação. Assim como para o deslocamento elástico, o deslocamento devido à fluência é o produto dos encurtamentos por ela ocasionados pelos comprimentos dos lances. Novamente, o incremento do deslocamento vertical do pilar devido à fluência é produzido somente pelos encurtamentos que aconteceram entre duas concretagens consecutivas (*Equação II-3*)

$$\Delta v_{flu}[i+1, j] = \sum_{n=1}^{n=i+1} \varepsilon_{,flu}[n, j] \cdot l_{0n} - \sum_{n=1}^{n=i} \varepsilon_{,flu}[n, i+1] \cdot l_{0n}$$

Equação II-3

O termo $\sum_{n=1}^{n=i} \varepsilon_{,flu}[n, i+1] \cdot l_{0n}$ representa o deslocamento devido à fluência do penúltimo lance concretado, na data de concretagem do último lance. Esse deslocamento foi corrigido na concretagem do lance $i+1$, caso o nível do projeto tenha sido mantido. O encurtamento por fluência é ocasionado também pelas cargas foram aplicadas anteriormente à concretagem do lance $i+1$ – Figura II-7.

Figura II-7 - Encurtamentos e deslocamentos devidos à fluência.

Caso o nível absoluto seja mantido, somente o deslocamento por de fluência que ocorreu entre duas concretagens consecutivas é corrigida na concretagem de um novo pavimento.

A última parcela dos encurtamentos dos lances dos pilares é aquela originada da retração do concreto. Por suas características físicas, o concreto perde água e retrai, provocando um encurtamento. A retração de todos os lances já concretados ocasiona o deslocamento vertical do pilar. À semelhança dos outros encurtamentos, o incremento do deslocamento vertical devido à retração é o produto entre os encurtamentos ocorridos entre duas concretagens consecutivas e o comprimento de cada lance (*Equação II-4*)

$$\Delta v_{ret}[i+1, j] = \sum_{n=1}^{n=i+1} \varepsilon_{,ret}[n, j] \cdot l_{,0n} - \sum_{n=1}^{n=i} \varepsilon_{,ret}[n, i+1] \cdot l_{,0n}$$

Equação II-4

O termo $\sum_{n=1}^{n=i} \varepsilon_{,ret}[n, i+1] \cdot l_{,0n}$ representa o deslocamento devido à retração do penúltimo

lance concretado, na data de concretagem do último lance. Esse deslocamento foi corrigido na concretagem do lance $i+1$, caso o nível do projeto tenha sido mantido.

Todos os lances do pilar contribuem para o incremento no deslocamento, sendo que lances por último concretados contribuem de maneira mais expressiva, pois sofrem mais intensamente os efeitos da retração. Novamente, caso seja optada pela concretagem em nível absoluto, somente o deslocamento ocasionado pela retração dos pilares que ocorreu entre duas concretagens consecutivas é corrigido na concretagem de um novo pavimento.

Além dos deslocamentos provocados pelos encurtamentos dos lances, o recalque do elemento de fundação também gera um deslocamento nos pilares. À medida que novas cargas passam a atuar nas subestruturas, o apoio dos pilares no solo desce. Esse recalque de fundação faz com que todos os lances se desloquem do mesmo modo. A Figura II-8 ilustra o deslocamento provocado pelo recalque de fundação.

Figura II-8 - Deslocamentos devidos ao recalque de fundação.

Note-se que todos os deslocamentos possuem o mesmo valor, $v_{rec}[1,j] = v_{rec}[i,j] = v_{rec}[i+1,j] = v_{rec}(j)$. O incremento do deslocamento vertical entre duas concretagens consecutivas gerado pelo recalque de fundação é dado pela *Equação II-5*.

$$\Delta v_{rec} = v_{rec}(j) - v_{rec}(i+1)$$

Equação II-5

O recalque de fundação que ocorreu entre a concretagem do pavimento $i+1$ e do pavimento j é corrigido na concretagem do pavimento j em nível de projeto.

Ao serem realizadas pela obra nas concretagens de novos pavimentos, as correções diminuem o deslocamento total dos pilares.

2.3 – Correção e ajuste na concretagem do pavimento

À medida que os pilares encurtam ao longo da construção, a obra corrige parte desses

encurtamentos. A correção é feita na concretagem de um novo pavimento.

Ao se optar pela concretagem no nível absoluto, o deslocamento vertical que ocorreu entre a concretagem do último pavimento e a concretagem do pavimento atual é corrigido. Cada lance é construído com um comprimento inicial diferente e o nível de projeto é respeitado. A Figura II-9 ilustra a correção efetuada pela obra nesse processo construtivo.

Figura II-9 - Correções efetuadas pela obra.

Como indicado pela Figura II-9, a correção possui o mesmo valor do deslocamento vertical – $v_{tot}[i+1,j]$ – do último lance concretado – *lance i+1* – na data de concretagem do próximo lance do pilar – *lance j*. Na Figura II-9 é possível observar que somente é corrigido o deslocamento do último lance concretado, já que é o próximo lance que terá um comprimento inicial maior.

Na construção da estrutura com o piso-a-piso fixo, somente o deslocamento diferencial entre os pilares é corrigido. Como os pilares possuem diferentes deslocamentos, a obra concretiza o lance dos pilares mais encurtados um pouco maior do que o piso-a-piso de projeto ao nivelar a laje. A Figura II-10 mostra esse procedimento.

Figura II-10 - Deslocamento dos topos dos pilares para concretagem com piso-a-piso fixo.

A correção efetuada pela obra para cada pilar corresponde à diferença entre o deslocamento mínimo de todos os pilares – $v_{,tot,min}[i+1,j]$ – e o deslocamento do pilar em análise – $v_{,tot,pilar}[i+1,j]$. Dessa forma, o lance do pilar menos encurtado é concretado com o piso-a-piso fixo, e os lances dos outros pilares são concretados com um comprimento inicial ($l_{,0n}$) um pouco maior que o piso-a-piso. A correção efetuada pela obra nesse processo construtivo é nula para o pilar menos encurtado e possui o valor do deslocamento diferencial entre cada pilar e o menos encurtado. É importante observar que a altura da edificação ao final da obra é inferior à diferença máxima entre níveis, caso se opte pela concretagem com piso-a-piso fixo.

Independente do processo escolhido para concretagem, os deslocamentos não corrigidos dos topos dos lances dos pilares acumulam-se à medida que novas cargas atuam. Devido à fluência, esses deslocamentos continuam ampliando-se mesmo após a finalização da obra.

Nos dois processos construtivos, o deslocamento total do topo lance do pilar é dado pela *Equação II-6*.

$$v_{,TOT}[i,j] = v_{,ela}[i,j] + v_{,flu}[i,j] + v_{,ret}[i,j] + v_{,rec}[i,j] - corr[i,j]$$

Equação II-6

As parcelas do deslocamento total indicam, na ordem em que aparecem, o deslocamento elástico, devido à fluência, devido à retração, devido ao recalque de fundação e a correção efetuada pela obra. As correções são a única parcela que difere entre os dois processos construtivos.

Além das correções efetuadas pela obra, pode ser realizado um ajuste na concretagem do lance do pilar. Esse ajuste – da ordem de alguns milímetros – consiste em concretar o lance dos pilares um pouco acima do nível absoluto ou com o piso-a-piso um pouco maior que o de projeto. Os ajustes reduzem os deslocamentos totais dos topos dos lances. A Figura II-11 ilustra o ajuste efetuado pela obra.

Figura II-11 - Ajustes efetuados pela obra.

Os pilares são concretados em um nível superior ao nível absoluto, no intuito de mitigar os problemas ocasionados pelos deslocamentos, diferenciais ou absolutos, dos pilares. Os ajustes somam-se às correções, reduzindo o deslocamento total dos pilares.

Esses ajustes poderiam, idealmente, corrigir todos os deslocamentos que porventura viessem a ocorrer no pilar. Entretanto, a exata predição dos deslocamentos é bastante difícil, pois eles dependem de fatores como cargas aplicadas, fluência e retração. Além disso, existe uma impossibilidade prática na correção exata do deslocamento, já que cada lance deveria ser concretado com uma altura ligeiramente diferente dos outros lances.

O deslocamento total em um modelo de passo único é dado pela *Equação II-7*

$$v_{TOT}[i,j] = v_{ela}[i,j] + v_{flu}[i,j] + v_{ret}[i,j] + v_{rec}[i,j]$$

Equação II-7

A correção não é considerada, o que torna o deslocamento obtido superior ao real.

2.4 – Correção horizontal

Além das correções verticais, a obra também efetua correções horizontais, caso existam carregamentos horizontais (empuxo descompensado, por exemplo) que atuem em fase construtiva ou caso os carregamentos verticais provoquem deslocamentos horizontais. Os pilares são executados no prumo e possuem sua posição em planta verificada e garantida por meio dos gualchos.

Dessa forma, o deslocamento horizontal, à semelhança do vertical, é parcialmente

corrigido ao se apuram os pilares e ao posicioná-los, lance a lance, na posição de projeto.

2.5 – Influência do processo construtivo nos esforços solicitantes

A análise das cargas verticais de uma edificação de concreto armado pode ser feita através de um modelo de passo único ou de um modelo de múltiplos passos.

No modelo de passo único, todos os pavimentos são simulados ao mesmo tempo. Os carregamentos e suas combinações são aplicados concomitantemente na estrutura inteira, sendo calculados os deslocamentos nodais. Por fim, os esforços solicitantes dos elementos que compõe a edificação – pilares, vigas e lajes – são determinados. Dessa forma, os deslocamentos verticais dos pilares são maiores do os reais, já que a obra corrige parcialmente seus encurtamentos ao longo da construção.

Já em um modelo de múltiplos passos, a análise do carregamento vertical é feita para cada uma das subestruturas formadas pelos pavimentos. Os carregamentos são aplicados nessas subestruturas e os deslocamentos nodais são calculados para cada etapa. Os deslocamentos de cada etapa são considerados no cálculo da subestrutura seguinte, permitindo que as correções efetuadas pela obra sejam incorporadas ao modelo computacional. A Figura II-12 ilustra os carregamentos atuando nas subestruturas.

Figura II-12 - Subestruturas nas quais os carregamentos atuam.

No modelo de passo único, são calculados somente os deslocamentos nodais da estrutura (N) da Figura II-12, enquanto no modelo de múltiplos passos são calculados os deslocamentos de todas as subestruturas: (I) a (N).

A modelagem em múltiplos passos demanda, pois, um tempo de processamento elevado, já que a estrutura deve ser calculada diversas vezes. O tempo de processamento é

ainda maior para edificações de grande altura, para as quais a consideração das correções dos encurtamentos dos pilares é importante.

Os esforços solicitantes nos elementos que compõem a estrutura são obtidos a partir dos deslocamentos nodais. Para edificações de grande altura, os deslocamentos dos topos dos pilares são fortemente influenciados pelo processo construtivo e pelas correções executadas pela obra, o que provoca alterações nos esforços. Pilares com deslocamentos diferenciais podem provocar esforços solicitantes não condizentes com a realidade nos elementos que os conectam. A Figura II-13 apresenta o diagrama de momento fletor e os deslocamentos elásticos numa estrutura analisada através de um modelo de passo único.

Figura II-13 – Momentos fletores (esquerda) e deslocamento em barras. Modelo de passo único

Como pode ser observado na Figura II-13, a viga contínua que conecta os pilares da estrutura apresenta momento fletor negativo na ligação com o pilar central nos primeiros pavimentos. Nos pavimentos superiores, a viga apresenta momentos fletores positivos na mesma ligação, devido à diferença de deslocamentos entre o pilar central e os pilares externos. Como foi analisado somente o deslocamento elástico, a diferença de deslocamentos decorre da maior tensão axial existente no pilar central.

Pilares com tensões axiais semelhantes são preferíveis em edificação. Todavia, por

diversas vezes restrições arquitetônicas impedem o aumento da área dos pilares mais carregados. Além disso, pilares-parede do núcleo (*core*) da edificação possuem grandes extensões para servirem de contraventamento, ficando pouco solicitados pelas cargas verticais. Assim, tensões axiais devidas aos carregamentos verticais podem variar entre os diversos pilares e pilares-paredes de uma edificação.

As correções efetuadas pela obra precisam ser incorporadas à modelagem computacional, pois o momento fletor positivo na ligação viga-pilar ocorre devido deslocamento excessivo do pilar central. Parte desse deslocamento, entretanto, foi corrigida ao longo do processo construtivo.

Aumentar a rigidez axial dos pilares é uma maneira de simular as correções construtivas. A Figura II-14 apresenta a mesma estrutura da Figura II-13 com a rigidez axial de todos os pilares multiplicada por 3 ($EA^* = 3 \cdot EA$).

Figura II-14 – Momentos fletores (esquerda) e deslocamentos em barras. Modelo com rigidez axial dos pilares aumentada.

Esse fator multiplicativo é comumente chamado de MULAXI e visa aproximar os esforços solicitantes obtidos através de uma modelagem de passo único da realidade. Todavia, o valor do MULAXI a ser considerado é diferente para cada pilar e depende das correções efetuadas pela obra e do processo construtivo adotado.

As correções construtivas devem ser consideradas na análise de edificações de grande altura, seja através de um modelo de múltiplos passos ou de um enrijecimento axial dos pilares, de forma a aproximar os deslocamentos diferenciais e os esforços solicitantes dos elementos que conectam os pilares da realidade.

III - Prática construtiva brasileira

Diferentes métodos executivos e formas construtivas são utilizados na construção civil brasileira. A maneira de executar a fôrma dos pilares, bem como os erros inerentes do processo de construção, podem afetar os deslocamentos finais dos pilares.

3.1 – Breve descrição da montagem das fôrmas

A execução dos pilares inicia-se com a transferência dos eixos de locação para o último pavimento concretado. Após essa transferência, inicia-se a locação e montagem dos gualhos dos pilares. O gualho consiste em um gabarito de madeira que serve para garantir o posicionamento do pilar em planta, além de prender as fôrmas laterais do pilar (Figura III-1 e Figura III-2).

Figura III-1 - Medidas do gualho.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

Figura III-2 - Locação e posicionamento dos gualhos.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

O posicionamento e esquadro dos gualchos são verificados para que a execução da obra possa prosseguir.

Confermando-se a localização dos gualchos, é montada uma grade de madeira que servirá de suporte lateral para a fôrma dos pilares. Essa grade é apumada e são verificadas e corrigidas possíveis folgas entre a grade e o gualcho. A Figura III-3 mostra o posicionamento da grade.

Figura III-3 - Posicionamento da grade de madeira.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

As estruturas em mão-francesa que aparecem na Figura III-3 servem para garantir a verticalidade do pilar, bem como para suportar o empuxo do concreto fresco.

O primeiro painel lateral do pilar é posicionado a aproximadamente 1,24m do topo da laje já concretada (Figura III-4). É por meio desse posicionamento que o pavimento a ser concretado é nivelado, a depender do método de execução empregado. Os painéis laterais dos pilares são posicionados prendendo-os na grade de madeira (Figura III-5).

Figura III-4 - Colocação e nivelamento do primeiro painel lateral do pilar.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

Figura III-5 - Colocação dos outros painéis laterais.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

Um dos lados do pilar é deixado aberto para a colocação e posicionamento da armadura. As gaiolas com a armação do pilar são montadas, usualmente, em bancadas e então posicionadas por dentro dos gualdrões com a ajuda de uma grua. A Figura III-6 apresenta o posicionamento da armação dos pilares.

Figura III-6 - Posicionamento da armação dos pilares.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

A quantidade e posicionamento das armaduras são verificados e os espaçadores são colocados para manter o afastamento da armadura à fôrma.

Os painéis de fechamento da fôrma dos pilares são posicionados e travados para impedir o deslocamento devido ao empuxo do concreto fresco. O travamento dos painéis de fechamento pode ser feito por meio de mãos-francesas, mas é usualmente feitos por barras de ancoragem que travam um painel contra outro, conforme Figura III-7.

Figura III-7 - Fechamento dos painéis dos pilares.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

A montagem das fôrmas segue com a montagem de vigas e do assoalho da laje, garantindo-se o nivelamento a partir do plano horizontal definido pelo ponto a 1,24m – primeiro painel. A Figura III-8 e

Figura III-9 apresentam a montagem das fôrmas das vigas e lajes, respectivamente.

Figura III-8 - Montagem das fôrmas e escoramento das vigas.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

Figura III-9 - Montagem das fôrmas e escoramento das lajes.

Fonte: <http://www.universidadetrissul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>

Por fim, é feita a concretagem do pilar até o fundo da viga, garantindo-se o prumo. Monta-se então a armação das vigas e das lajes, verifica-se o travamento lateral das vigas, bem como o seu posicionamento, e procede-se com a concretagem das vigas e lajes.

Esse procedimento é seguido independentemente do método de execução utilizado pela obra. O que se altera é a forma de nivelar o pavimento a ser concretado.

3.2 - Métodos de execução empregados no Brasil

A execução da estrutura das edificações no Brasil é feita usualmente com o piso-a-piso fixo, sendo os níveis verificados por meio de trenas e níveis laser. A maneira de montar e verificar o nivelamento de um novo pavimento, todavia, altera-se de construtora para construtora. Existem três metodologias básicas empregadas na execução de um lance de pilar e do pavimento: nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado; nivelamento pelo último pavimento concretado; e nivelamento pelo ponto mais alto da laje.

3.2.1 - Nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado

No primeiro método, um ponto-base a 1,24m da base do primeiro lance de um pilar, usualmente o pilar junto ao poço do elevador, é marcado. O valor de 1,24m corresponde a soma da dimensão do gualtro – 2cm – com a dimensão da primeira chapa de fôrma utilizada

no pilar – 122cm. Esse ponto-base é utilizado de referência para o nivelamento de todos os próximos lances.

Para o segundo pavimento, uma trena é esticada do referido ponto-base até a diferença entre os níveis de projeto do segundo para o primeiro pavimento, determinando-se assim um plano horizontal de referência. Por meio desse plano horizontal, os pilares e o próprio pavimento são nivelados. O nivelamento é usualmente feito por meio de um nível laser.

Para o terceiro pavimento, o mesmo ponto-base do pilar de referência é utilizado. Novamente, uma trena é esticada e é marcado plano que corresponde à diferença entre o nível de projeto do terceiro para o primeiro pavimento. Note-se que o deslocamento do ponto-base devido ao encurtamento do primeiro lance do pilar de referência não é corrigido.

A execução dos pavimentos da edificação continua tendo como ponto de partida o ponto-base do primeiro lance do pilar de referência até que a altura dos pavimentos construídos da edificação ultrapasse o comprimento da trena. O ponto-base é então transferido para outro ponto a 1,24m do nível de um pavimento já concretado. Esse novo ponto é então utilizado como ponto-base para o nivelamento dos próximos pavimentos.

A referência para o nivelamento do pavimento não é o pilar que menos se deslocou em cada pavimento, mas sempre um mesmo pilar de referência. Assim, os pilares que se deslocaram mais do que o pilar de referência são concretados com o lance maior do que a diferença entre os níveis de dois pavimentos consecutivos, enquanto os pilares que se deslocaram menos que o pilar de referência são concretados com o lance menor do que a diferença entre dois níveis. A Figura III-10 apresenta esse método executivo.

Figura III-10 - Nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado

As diferenças (em módulo) entre os pilares e o ponto-base que forem inferiores a 20 mm – folga vertical entre a chapa de fôrma e a laje– são compensadas no posicionamento da primeira chapa de fôrma, seja essa diferença positiva ou negativa. Essa diferença pode ser devida ao deslocamento ou a erros de execução das lajes. Caso a diferença seja superior a 20mm positivamente, o gualho é complementado; e caso a diferença seja superior a 20mm negativamente a laje é quebrada localmente.

O método de execução com o nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado seria exatamente a concretagem no nível absoluto caso o ponto-base fosse um ponto fixo no solo, e não um ponto no primeiro lance do pilar de referência.

3.2.2 - Nivelamento pelo último pavimento concretado

Na execução com o nivelamento pelo último pavimento concretado, o ponto-base altera-se na execução de cada pavimento. O primeiro ponto-base é um ponto a 1,24m da base do primeiro lance concretado do pilar de referência. O segundo pavimento é nivelado pelo plano horizontal cuja cota vertical corresponde à diferença entre o nível de projeto do segundo e do primeiro pavimento.

Para a execução do terceiro pavimento, um novo ponto-base é marcado. Esse ponto-base é um ponto a 1,24m do segundo pavimento e é marcado no mesmo pilar de referência já utilizado. Assim, o plano horizontal com diferença do nível de projeto entre o terceiro e o segundo pavimento é utilizado para o nivelamento do terceiro pavimento. A marcação desse novo ponto-base é feito a partir do último ponto-base. Assim, um possível erro na execução da laje é corrigido. Todas as medições são feitas por meio de trenas, enquanto o nivelamento é feito usualmente por nível laser.

Para a execução do quarto pavimento, o ponto-base é então transferido para o terceiro pavimento. Novamente, a diferença entre os níveis de dois pavimentos consecutivos é marcada e o quarto pavimento é nivelado por esse plano horizontal. Esse procedimento segue-se até a concretagem do último pavimento da edificação (Figura III-11).

Figura III-11 - Nivelamento pelo último pavimento concretado.

3.2.3 - Nivelamento pelo ponto mais alto da laje

Outro método executivo consiste na medição com trena do valor de 1,24m a partir da base mais alta de todos os pilares do último pavimento concretado. A partir desse ponto-base são nivelados todos os outros pilares.

O pilar de referência é escolhido como o pilar cuja base – pé do pilar – está no ponto mais elevado verticalmente. Esse pilar não é necessariamente o pilar que menos encurtou, pois a base de um pilar mais encurtado pode estar acima da base de um pilar menos

encurtado, caso a espessura da laje seja maior do que a de projeto, o que consiste em um erro de execução. Dessa forma, cada pilar é concretado com um comprimento diferente do piso-a-piso. A Figura III-12 ilustra esse método executivo.

Figura III-12 - Nivelamento pelo ponto mais alto da laje.

A vantagem do nivelamento pelo ponto mais alto da laje é que nenhum trecho da base do pilar necessita ser quebrado para o nivelamento do pavimento. Todavia, esse método executivo é o que incorre em maiores erros, pois além dos deslocamentos causados pelos encurtamentos dos pilares, os erros cometidos na execução da laje também se acumulam.

Esse método executivo também pode ser considerado como uma construção com o piso-a-piso fixo

3.2.4 - Correções construtivas e nível dos pavimentos para cada método construtivo.

Cada método implica em uma altura diferente da edificação, já que os pavimentos são concretados em níveis diferentes entre si.

No primeiro método – nivelamento por um ponto do primeiro lance concretado –, cada pavimento é concretado com o nível deslocado para baixo do nível de projeto pelo valor do deslocamento do primeiro lance do pilar de referência, na data de concretagem de cada pavimento. Esse deslocamento corresponde ao valor do deslocamento do ponto-base, sendo causado pelo encurtamento do 1º lance do pilar de referência. Por meio desse método construtivo, a diferença entre o deslocamento dos pilares em relação ao primeiro lance do

pilar de referência é corrigida. Como o ponto-base é marcado diretamente no lance do pilar, erros na execução das lajes não alteram o nível de concretagem do pavimento. Esse método é o que mais se aproxima da construção no nível absoluto, diferindo apenas do deslocamento do 1º lance do pilar.

O nivelamento pelo último pavimento concretado acumula os encurtamentos do pilar de referência, já que o ponto-base varia em cada concretagem e ele não é marcado a partir de um ponto fixo. O nível de concretagem do pavimento não corresponde, pois, ao nível de projeto, mas sim a um nível deslocado do nível absoluto para baixo do valor do deslocamento acumulado do pilar de referência, enquanto que os possíveis erros na execução das lajes não influenciam no nível. As diferenças entre os deslocamentos dos outros pilares e do pilar de referência são corrigidas. Esse método consiste na execução com o piso-a-piso fixo, tomando como base o pilar de referência.

O pilar de referência nesses dois métodos executivos não é necessariamente o pilar mais encurtado, mas sim um pilar escolhido com base na facilidade de medição da diferença de piso-a-piso e que está presente em todos os pavimentos. O pilar de referência é usualmente o pilar que delimita o poço do elevador.

Na execução com o nivelamento pelo ponto mais alto da laje, tanto o deslocamento do pilar como os erros de concretagem das lajes influenciam no nível do pavimento. A marcação do ponto a 1,24m para nivelamento do próximo pavimento é baseada no ponto mais alto. Por isso, caso a laje tenha sido concretada com uma espessura superior à de projeto na base do pilar, esse erro afetará o nível do próximo pavimento. O deslocamento acumulado do pilar que foi tomado como referência também afeta o nível de concretagem do pavimento. Assim, cada pavimento é concretado deslocado do nível de projeto para cima ou para baixo, a depender da relação entre os erros na concretagem da laje e o deslocamento vertical do pilar de referência. Esse método é o que mais acumula erros, não sendo recomendado.

3.3 - Possíveis erros na execução dos pavimentos

A construção civil no Brasil ainda é pouco industrializada. Muitos processos são manuais e feitos por uma mão-de-obra de pouca especialização. Assim sendo, alguns erros podem ocorrer na execução dos pavimentos, seja nas medições para nivelamentos ou na concretagem da laje.

Um dos erros que podem ocorrer consiste no erro da medição da diferença entre os níveis de projeto para a marcação do plano horizontal de nivelamento do pavimento. Esse erro não é necessariamente por falha humana, mas está associado a erros cometidos em toda e

qualquer medição com trena. Como os deslocamentos dos pilares em cada etapa de concretagem são da ordem de milímetros, um erro na medição possui a mesma ordem de grandeza dos deslocamentos.

Os escoramentos utilizados para suportar a forma no momento da concretagem também podem se deslocar por conta do peso do concreto fresco. Caso o escoramento não seja reajustado após a colocação do concreto, o concreto cura-se em um nível inferior àquele que deveria ser o nível do pavimento.

A concretagem da laje também pode incorrer em erros que afetam o nível dos pavimentos. A laje pode ser concretada com uma espessura diferente do projeto na base do pilar ou no meio do vão.

Além desses erros, a marcação dos planos horizontais e a garantia da dimensão dos elementos são baseadas na garantia da dimensão das peças de madeira que servem para fôrma desses elementos. Assim, variações dimensionais no gualho ou na chapa da fôrma dos pilares afetam o comprimento do lance. Essas variações são da ordem de 2 a 3 mm e podem ser da mesma ordem de grandeza do deslocamento ocorrido entre duas concretagens consecutivas.

IV – Revisão bibliográfica

Desde a década de 70, pesquisadores estudam os encurtamentos dos pilares durante a construção e seus efeitos sobre a estrutura. À medida que a altura das edificações construídas aumenta, esse tema ganha importância. Alguns autores analisam os impactos dos encurtamentos nos elementos não-estruturais – alvenarias e caixilharia – enquanto outros estudam os efeitos dos encurtamentos e das correções efetuadas pela obra nos esforços solicitantes.

Ligações entre os pilares-parede do núcleo – *core shear-walls* – e os outros pilares da estrutura foram bastante estudadas, já que o encurtamento diferencial entre os dois tipos de pilares é acentuado.

Os efeitos da retração e da fluência são considerados por muitos pesquisadores, pois ampliam o encurtamento dos lances dos pilares ao longo do tempo. Para prever esses encurtamentos, diferentes formulações foram utilizadas pelos pesquisadores. As normas e códigos nacionais e internacionais também apresentam variados modelos e considerações para estimar o valor dos encurtamentos provocados por esses dois fenômenos

Previsões dos encurtamentos dos pilares, e consequentemente dos deslocamentos nodais, foram feitas para algumas obras de edifícios altos. Outros autores realizaram medições em campo, para investigar o comportamento da estrutura e de elementos não-estruturais.

4.1 – Deslocamentos diferenciais

Um dos tópicos mais estudados são os deslocamentos diferenciais entre pilares e suas consequências nos esforços solicitantes e nos elementos não-estruturais. Esses deslocamentos provocam deformações nas lajes e vigas, que “além de causar danos na estrutura, podem causar efeitos adversos em elementos não-estruturais, como paredes internas, revestimentos e encanamentos” (PARK, 2003).

Os deslocamentos diferenciais entre pilares ocorrem principalmente entre pilares-parede do núcleo e os pilares adjacentes. FINTEL *et al.* (1986) afirmam que esses deslocamentos diferenciais decorrem das diferenças de tensão, de taxa de armadura e de área exposta entre os dois tipos de pilares. Tensões maiores implicam em maiores encurtamentos elásticos e por fluência; e uma maior área de exposição ocasiona um encurtamento mais acentuado por retração. A taxa de armadura tem um efeito benéfico, já que reduz os encurtamentos, pois ocorre uma transferência de carregamento do concreto para o aço.

JAYASINGHE & JAYASENA (2010) analisaram sete edificações de múltiplos

pavimentos – de 10 a 40 pisos. Todas as edificações possuíam pilares-parede no núcleo da estrutura conectados através de vigas aos outros pilares da edificação A Figura IV-1 ilustra a configuração da planta da edificação de 20 pavimentos analisada pelos autores.

Figura IV-1 – Planta da edificação de 20 pavimentos. Medidas em metros.

Fonte: JAYASINGHE & JAYASENA (2010).

Para cada edificação, foram investigadas variações da área da seção transversal e da resistência característica dos pilares. O valor do *fck* variou de 30MPa a 50MPa, em passos de 10MPa. Os deslocamentos diferenciais médios entre os pilares e o núcleo da edificação apresentados pelos autores constam na Tabela IV-1.

Tabela IV-1 – Deslocamento diferencial entre pilares e pilares-parede de distintas edificações

Pavimento	Deslocamento diferencial médio em pavimentos distintos para as sete edificações analisadas (mm)						
	10	15	20	25	30	35	40
1	2.13	2.18	2.04	1.124	1.13	0.23	0.28
5	7.61	9.91	9.68	6.64	5.52	1.4	1.82
10	6.28	13.97	15.72	12.27	9.38	3.11	4.42
15	—	9.49	19.48	16.98	13.8	3.54	6.88
20	—	—	13.42	18.35	21.15	8.61	8.21
25	—	—	—	11.41	23.66	10.35	8.8
30	—	—	—	—	16.62	14.48	11.89
35	—	—	—	—	—	8.16	13.9
40	—	—	—	—	—	—	9.11

Fonte: Traduzido de JAYASINGHE & JAYASENA (2010).

Foi considerado que cada pavimento é concretado no nível absoluto, não sofrendo influência dos encurtamentos e deslocamentos que ocorreram até o momento da sua concretagem. Os encurtamentos elástico, devidos à fluência e devidos à retração foram

avaliados.

Como pode ser observado na Tabela IV-1, o maior deslocamento diferencial ocorre em um pavimento intermediário, porém mais próximo ao topo da estrutura.

Um deslocamento diferencial maior em um pavimento intermediário da edificação também foi encontrado por MORAGASPITIYA *et al.* (2009). Os autores analisaram uma edificação típica de 64 pavimentos, com piso-a-piso de 4m. Os deslocamentos do *core* e de outros dois pilares – um no canto (X) e outro na borda (Y) da edificação – foram investigados. A execução dos pavimentos foi considerada como ocorrendo com o nível absoluto sendo respeitado. A Figura IV-2 apresenta os deslocamentos obtidos pelos autores para os três pilares analisados.

Figura IV-2 – Deslocamento axial dos pilares.

Fonte: Traduzido de MORAGASPITIYA *et al.* (2009).

Observa-se que o máximo deslocamento ocorre em um pavimento intermediário.

Esse deslocamento deve ser absorvido pelos elementos não estruturais, ou devem ser tomadas medidas para reduzi-los.

Os sistemas de fachadas, por exemplo, devem ser dimensionados de maneira a suportar as movimentações da estrutura. LIAO *et al.* (2014) colocam que “as ligações entre caixilhos ou entre placas de concreto pré-moldado devem ser capazes de absorver os deslocamentos diferenciais dos pilares, devidos à carga vertical, além das movimentações originárias da ação da temperatura ou do vento”.

Além de afetar negativamente a alvenaria e a caixilharia de uma edificação, os deslocamentos diferenciais entre pilares alteram os esforços solicitantes dos elementos que os conectam.

4.2 – Variação nos esforços solicitantes devida aos deslocamentos dos pilares

Vigas que conectam pilares com deslocamentos diferenciais necessitam ser analisadas com maior cuidado, segundo MOGARASPITIYA *et al.* (2009). A necessidade dessa análise mais refinada decorre da alteração dos valores dos esforços solicitantes nessas vigas, ao se considerar o processo construtivo. O deslocamento diferencial entre os pilares, especialmente entre pilares e o *core*, provoca uma redistribuição de cargas e uma redução dos momentos negativos das vigas nos pavimentos superiores (CHAKRABARTI *et al.*, 1978).

KWAK & KIM (2006) concluem, através de uma análise numérica, que “maiores problemas em elementos não-estruturais” surgem devidos ao deslocamento diferencial de pilares, embora “os momentos fletores adicionais que ocorrem nas vigas não sejam significantes”. Os autores avaliaram os efeitos construtivos em uma estrutura de dez pavimentos constituída por um pórtico com quatro pilares, ilustrada na Figura IV-3.

Figura IV-3 - Estrutura analisada por Kwak e Kim.

Fonte: KWAK & KIM (2006).

O valor de cerca de 5 mm foi obtido para o deslocamento diferencial. Esse valor,

decorrente da altura da estrutura analisada, possivelmente explica a pouca mudança nos momentos fletores das vigas que conectam os pilares.

A alteração nos valores de momento fletor devida aos encurtamentos diferenciais é mais acentuada em edificações de maior altura. YI & TONG (2007) constataram que o momento fletor adicional na ligação viga-pilar pode variar de 30% a 70% do momento provocado pelo peso próprio da viga, para uma edificação tipo de 20 e 60 pavimentos, respectivamente. Os autores avaliaram somente os deslocamentos elásticos de 26 edificações residenciais com planta típica. A presença de vigas-mestras – *outriggers*; o tipo de pilar– concreto armado ou metálico – e o tipo da ligação entre a viga metálica e os pilares – engaste ou articulação – foram modificados na análise. A Figura IV-4 apresenta a planta típica, sem vigas-mestre, do edifício estudado.

Figura IV-4 - Planta típica de edificação residencial.

Fonte: Traduzido de YI & TONG (2007).

Os autores efetuaram uma análise computacional da sequência construtiva, considerando os pavimentos sendo concretados no nível absoluto para as estruturas com pilares de concreto armado. Dessa forma, os deslocamentos ocorridos até a concretagem de um pavimento não influenciam os deslocamentos dos pavimentos seguintes.

A redistribuição de carga entre os pilares mais carregados e os pilares-parede não é afetada significativamente pelos deslocamentos diferenciais, segundo YI & TONG (2007).

Outro estudo foi desenvolvido por SERROR & EL-DIN (2012), no qual foram analisados computacionalmente 12 modelos de edificios residenciais típicos. O número de

pavimentos – 20, 40 ou 60, a presença de vigas-mestras – *outrigger* – e a consideração da armadura foram os parâmetros alterados em cada modelo. Novamente, uma análise do processo construtivo foi efetuada, considerando-se os pavimentos sendo concretados no nível absoluto.

SERROR & EL-DIN (2012) corroboram as conclusões de YI & TONG (2007). Os momentos fletores negativos das vigas que conectam os pilares ao pilar-parede do núcleo resultaram superiores aos obtidos em um modelo de passo único, especialmente nos pavimentos iniciais da edificação. A redistribuição dos carregamentos entre os pilares não é afetada significativamente pelos deslocamentos diferenciais. Uma diferença máxima de 5,8%, para a edificação de 60 pavimentos, foi encontrada entre o modelo de múltiplos passos e o modelo de passo único.

4.2.1 – Procedimentos de consideração dos deslocamentos diferenciais

Alguns autores propuseram métodos para se considerar os deslocamentos diferenciais e as correções construtivas em modelos computacionais e de cálculo.

FINTEL & KHAN (1971) foram um dos primeiros pesquisadores a sugerir uma maneira de levar em conta os efeitos dos encurtamentos dos pilares. Segundo os autores, o deslocamento de um pilar é dado por três parcelas: o encurtamento elástico, o encurtamento devido à fluência e o encurtamento devido à retração. Como o pavimento é concretado, para os autores, no nível absoluto, só importam para o deslocamento de um pilar os encurtamentos que ocorreram após a concretagem desse pavimento. Os autores avaliam os efeitos dos deslocamentos diferenciais muitos anos após a conclusão da construção.

Assim sendo, o deslocamento elástico do pilar para um dado piso é causado somente pelas cargas que atuam acima deste piso e é dado pela *Equação IV-1*.

$$\sum_1^N \Delta_{e,i} = \frac{P}{E} \sum_1^N \frac{h_i}{A_{tr,i}}$$

Equação IV-1

Na *Equação IV-1*, P representa a soma das cargas que atuam acima do pavimento N , correspondentes à área tributária do pilar, E é o módulo de elasticidade, e h_i e $A_{tr,i}$ são, a altura do lance e a área equivalente da seção transversal, respectivamente.

A retração que provoca deslocamentos diferenciais no n -ésimo pavimento é a remanescente após a concretagem do pavimento N . O deslocamento devido à retração é a soma dos produtos dos encurtamentos pelas alturas dos lances.

No que tange à fluência, o deslocamento vertical do pilar no tempo $t = \infty$ para o n ésimo pavimento ocorre devido tanto às cargas que entraram em ação antes da concretagem do pavimento N e foram mantidas, como devido às cargas que passaram atuar após a concretagem do referido piso. A *Equação IV-2* apresenta a formulação sugerida por FINTEL & KHAN (1971) para a fluência devida às ações que atuaram antes da concretagem do n ésimo piso, enquanto que a *Equação IV-3* apresenta a formulação para as ações que atuam após a execução do referido pavimento.

$$\Delta_{c,i}^N = \sum_1^N h_i f_{c,i} \cdot \varepsilon'_{c,28} \cdot \alpha_{V/S,i}^c \cdot \alpha_{ida,i} \cdot (1 - \alpha_{t,i})$$

Equação IV-2

$$\sum_1^N \Delta_{c,i}^R = \sum_1^N h_i \cdot \sum_N^R f_{c,i} \cdot \varepsilon'_{c,28} \cdot \alpha_{V/S,i}^c \cdot \alpha_{ida,i}$$

Equação IV-3

Nessas equações, o termo $f_{c,i}$ representa a tensão normal atuante em cada lance do pilar, $\varepsilon'_{c,28}$ é a fluência específica aos 28 dias, e os coeficientes $\alpha_{V/S,i}^c$, $\alpha_{ida,i}$, $\alpha_{t,i}$ são correções que consideram a relação área/volume – $\alpha_{V/S,i}^c$, a idade do lance do pilar na aplicação de novas cargas – $\alpha_{ida,i}$, e o fator que considera somente a fluência que ocorreu após a concretagem do pavimento $N - \alpha_{t,i}$. O deslocamento total de cada pilar é dado pela soma das três parcelas.

FINTEL & KHAN (1971) recomendam a consideração desses efeitos para a determinação dos esforços solicitantes de edificações altas. Momentos fletores de engastamento perfeito e cortantes derivados desses momentos surgem nos elementos que conectam pilares com deslocamentos diferenciais. Esses momentos e cortantes somam-se aos obtidos sem a consideração dos deslocamentos.

Para considerar os efeitos da fluência também nos elementos que ligam os pilares, os autores sugerem a adoção de um momento característico da ordem de 50% daquele obtido pelo engastamento perfeito. Os esforços cortantes que surgem com o deslocamento diferencial provocam mudanças nas forças normais atuantes nos pilares. Essas mudanças ocorrem devidas às transferências de carga entre pilares e também são consideradas no dimensionamento da estrutura. Os efeitos do encurtamento elástico e do encurtamento por fluência, contudo, não são determinados considerando essa transferência de carga. Eles são calculados pela área tributária de cada pilar.

Umas das principais críticas que MARU *et al.* (2001) fazem ao procedimento proposto por FINTEL & KHAN (1971) consiste na não consideração das transferências de carregamentos entre pilares para a determinação dos efeitos do encurtamento elástico e do encurtamento por fluência. Como parte das mudanças nas forças normais dos pilares ocorre ao longo do processo construtivo, os deslocamentos dos pilares provocados pelo encurtamento elástico e pelo encurtamento por fluência não são iguais àqueles calculados pela área tributária de cada pilar.

Para sanar esse problema, MARU *et al.* (2001) propõem a adoção de um modelo de múltiplos passos em duas etapas.

Uma estrutura de n pavimentos é dividida em n subestruturas, tendo cada subestrutura um pavimento a mais que a anterior. O primeiro lance do pilar forma a primeira subestrutura em conjunto com laje. Para essa primeira subestrutura, os deslocamentos elásticos causados somente pelas cargas que atuam nela são calculados por um modelo computacional – primeira etapa. Na segunda etapa, os valores dos deslocamentos devidos à retração e à fluência, deslocamentos inelásticos, são incorporados ao modelo computacional através da modelagem desses fenômenos. Esses deslocamentos provocam alterações nas forças normais dos pilares e serão corrigidos na concretagem do próximo pavimento, ao se respeitar o nível absoluto.

A segunda subestrutura é formada pelos primeiro e segundo lances dos pilares e pelas primeira e segunda lajes. Essa subestrutura é novamente calculada em duas etapas – deslocamentos elásticos e, posteriormente, deslocamentos inelásticos – e os resultados são considerados na próxima subestrutura. Esses deslocamentos serão corrigidos na concretagem da terceira laje e esse processo se repete até o último pavimento da edificação. Dessa forma, para uma estrutura de n pavimentos é necessária a resolução de $2n$ subestruturas; n subestruturas para a determinação dos deslocamentos e esforços elásticos e n subestruturas para os deslocamentos e esforços inelásticos.

O procedimento proposto por MARU *et al.* (2001) consiste em uma modelagem computacional de múltiplos passos e é bastante preciso. Todavia, ele demanda um grande tempo computacional pelo número elevado de estruturas que necessitam ser avaliadas.

Para reduzir o tempo de processamento da edificação, KIM & SHIN (2011) propuseram o agrupamento dos pavimentos no processamento das subestruturas. Dessa forma, as subestruturas analisadas não seriam mais formadas adicionando-se somente um pavimento à subestrutura anterior, mas elas seriam formadas pela adição de um grupo de pavimentos. A Figura IV-5 ilustra o modelo de múltiplos passos e o agrupamento dos pavimentos.

Figura IV-5 - Ilustração do modelo computacional de múltiplos passos (esquerda) e do modelo computacional com agrupamento de pavimentos (direita).

Fonte: KIM & SHIN (2011).

Os autores avaliaram o tempo de processamento e os resultados dos deslocamentos para uma estrutura de 151 andares, com a presença de viga-mestra em cinco diferentes locais ao longo da edificação. Os pavimentos foram agrupados em conjuntos com aproximadamente 1/15 (10 Pavimentos), 1/5 (30 Pavimentos) e 1/3 (50 Pavimentos) do número total de pavimentos. O modelo de múltiplos passos com 151 subestruturas também foi analisado.

Os modelos com pavimentos agrupados reduziram em torno de 80% o tempo de processamento. Não houve diferença significativa na redução do tempo de processamento entre os modelos com pavimentos agrupados.

Os deslocamentos totais resultantes do modelo com pavimentos agrupados em 1/15 do número total de pavimentos aproximam-se bastante dos deslocamentos obtidos pelo modelo de múltiplos passos, segundo os autores. O erro de 5,7% para o topo de um dos pilares do canto foi obtido nas análises dos dois modelos citados. O deslocamento após a concretagem do pavimento em nível absoluto da edificação de 151 pavimentos também foi analisado por KIM & SHIN (2011) e é apresentado na Figura IV-6.

Figura IV-6 - Deslocamento de um pilar de canto após 1000 dias da concretagem da laje em nível absoluto.

Fonte: Traduzido de KIM & SHIN (2011).

O formato em dente-de-serra é resultado do agrupamento dos pavimentos, pois apenas para o último pavimento do grupo a correção é considerada de maneira mais exata. Os autores propuseram uma “suavização” da curva resultante dos deslocamentos pós-concretagem para atenuar o dente-de-serra. Essa “suavização” seria feita a partir da ligação entre os pontos que representam o último pavimento de cada subestrutura agrupada.

4.3 – Parâmetros relevantes para os deslocamentos durante fase construtiva

FINTEL *et al.* (1986) agruparam os fatores que influenciam os encurtamentos e deslocamentos dos pilares em três categorias: características do material, hipóteses de projeto e hipóteses de carregamento. A primeira categoria compreende os valores de módulo de elasticidade longitudinal e os valores da retração e fluência específicos. A segunda categoria engloba a área axial dos pilares, a razão volume/área – V/S : *volume to surface ratio* – e a taxa de armadura. A última categoria abarca as etapas construtivas, as etapas de ocupação e as condições ambientais – temperatura e umidade.

Além desses fatores, o recalque do elemento de fundação também deve ser considerado na determinação dos deslocamentos dos pilares durante a fase construtiva.

Dentre os diversos fatores apresentados por FINTEL *et al.* (1986), alguns pesquisadores

optaram por considerar somente alguns deles. CHAKRABARTI *et al.* (1978), por exemplo, consideraram somente o peso-próprio da estrutura atuando em etapas. Outros pesquisadores, como YI & TONG (2007), optaram por considerar somente os encurtamentos elásticos, dada as incertezas na determinação exata dos efeitos da fluência e da retração.

4.3.1 Progressão dos carregamentos

A progressão da ação das cargas é muito importante na análise do processo construtivo, segundo VAF AI *et al.* (2009). Os carregamentos que atuam nos pilares de concreto antes da maturidade ser atingida provocam encurtamentos muito superiores àqueles que são introduzidos posteriormente. Esse encurtamento acentuado é causado tanto pelo baixo valor do módulo de elasticidade no concreto jovem, como pelo aumento do efeito da fluência.

VAF AI *et al.* (2009) realizaram um estudo com 6 pórticos planos, constituídos de pilares e pilares-paredes conectados por vigas, de 15 a 45 pavimentos. Uma avaliação do efeito da velocidade da construção foi realizada pelos pesquisadores, através de um modelo computacional de elementos finitos, levando em conta encurtamentos elásticos, por fluência e por retração. O tempo entre as concretagens de dois pavimentos consecutivos variou entre 7 e 35 dias, em passos de 7 dias. Para todas as análises, a umidade foi mantida constante em 70%. A Figura IV-7 apresenta os deslocamentos dos pilares para o pórtico de 40 pavimentos.

Figura IV-7 - Deslocamentos do pilar para o pórtico de 40 pavimentos, para diferentes velocidades construtivas.

Fonte: Traduzido de VAF AI *et al.* (2009).

A aplicação do carregamento em idades prematuras causa também maiores encurtamentos elásticos. Isso decorre do fato de que o módulo de elasticidade longitudinal é menor para idades mais jovens do concreto. A evolução do módulo de elasticidade também

tem um papel importante nos encurtamentos, segundo MORAGASPITIYA *et al.* (2009).

Além da própria execução da estrutura, execuções posteriores de alvenarias e revestimentos provocam menores encurtamentos do que aquelas executadas logo após o concreto atingir sua resistência (FINTEL & KAHN, 1969). Esse fato decorre da influência da idade do concreto quando carregado no coeficiente de fluência.

4.3.2 – Tipos de correções efetuadas pela obra

Os diversos autores consideram duas possibilidades para a execução de um piso: concretagem no nível absoluto ou com o piso-a-piso fixo.

Em construções de concreto armado, a concretagem no nível absoluto é considerada pela maioria dos autores, como MOLA & PELLEGRINI (2010) e KWAK & KIM (2006). Dessa forma, os carregamentos e deslocamentos que já ocorreram até a data de concretagem de um pavimento não influenciam os deslocamentos desse pavimento, já que a laje é nivelada no nível de projeto.

Alguns programas computacionais de elementos finitos, como o ETABS – utilizado por YI & TONG (2007) – e o MIDAS/GEN – utilizado por SERROR & EL-DIN (2012) – permitem a análise da sequência construtiva. Os modelos de múltiplos passos são construídos e analisados com a consideração da laje concretada em nível absoluto, corrigindo os deslocamentos verticais dos pilares em cada subestrutura analisada.

A outra possibilidade executiva, concretagem com o piso-a-piso fixo, é mais comum em edificações com pilares de aço ou mistos de concreto e aço. Como os pilares metálicos são fabricados industrialmente, o comprimento deles é usualmente o piso-a-piso. Dessa forma, o pavimento é nivelado pelo topo do pilar metálico. O lance dos pilares de concreto, comumente os pilares-parede da edificação, é executado com o piso-a-piso fixo, independentemente dos encurtamentos que ocorreram.

Algum ajuste precisa ser efetuado nos pilares de concreto ao longo da obra. Como os pilares de concreto encurtam mais que os pilares mistos, deslocamentos diferenciais acentuados podem impossibilitar o posicionamento dos elementos de ligação entre os dois tipos de pilares.

4.3.3 – Ajustes na concretagem do pavimento

Além das correções efetuadas pela obra, pode-se optar por realizar ajustes na concretagem do pavimento. Esses ajustes, da ordem de milímetros, consistem na concretagem do pavimento em um nível acima do nível absoluto ou no aumento do piso-a-piso inicial do

lance do pilar. Os ajustes visam mitigar os efeitos danosos dos encurtamentos dos pilares.

PARK (2003) propõe uma metodologia para aperfeiçoar os ajustes, agrupando os lances adjacentes dos pilares em grupos com deslocamentos semelhantes e procedendo um ajuste médio nos lances agrupados. O autor utiliza a metodologia proposta em uma edificação de 63 pavimentos de uso misto. O máximo deslocamento diferencial entre os pilares da edificação e o núcleo foi reduzido de 36,7mm para 3,6mm após a execução dos ajustes.

Em edificações com pilares de aço ou pilares mistos e núcleo em concreto armado, os ajustes são essencialmente importantes. Os pilares de aço encurtam muito menos que o *core* durante a fase construtiva e são fabricados industrialmente com o mesmo tamanho. Os pilares do núcleo precisam ter seus lances ajustados, para permitir que as ligações entre os pilares de concreto e os de aço sejam executadas.

4.4 – Modelos de previsão dos deslocamentos diferidos no tempo (fluência e retração)

A retração e a fluência são efeitos que devem ser avaliados no cálculo dos encurtamentos dos lances dos pilares. Alguns modelos de predição dos encurtamentos causados por esses efeitos foram utilizados pelos autores, seguindo usualmente normas internacionais. Quatro modelos de previsão de retração e fluência são apresentados pelo comitê 209 do ACI (ACI 2008). Esses modelos – ACI 209R-92, Bažant-Baweja B3, CEB MC90-99, GL2000 – requerem diferentes parâmetros para serem utilizados e possuem distintas restrições ao uso. A Tabela IV-2 apresenta as informações necessárias para o uso de cada modelo.

Tabela IV-2 - Parâmetros necessários e faixas limites para os modelos de previsão de retração e fluência

Dados de entrada	ACI 209R-92	Bažant-Baweja B3	CEB MC90-99	GL2000
f_{ck} (MPa)	—	17 a 70	15 a 120	16 a 82
Relação agregado/cimento	—	2.5 a 13.5	—	—
Consumo de cimento (kg/m ³)	279 a 446	160 a 720	—	—
Relação água/cimento	—	0.35 a 0.85	—	0.4 a 0.6
Umidade relativa (%)	40 a 100	40 a 100	40 a 100	20 a 100
Tipo de cimento	CPIII/CPIV/CPV	CPI a CPV	CPI a CPV	CPI a CPV
t_c (tempo de cura úmida)	≥ 1 dia	< 14 dias	< 14 dias	≥ 1 dia

t_c (tempo de cura a vapor)	1 a 3 dias	—	—	—
t_0	≥ 7 dias	$t_0 \geq t_c$	> 1 dia	$t_0 \geq t_c \geq 1$ dia

Fonte: Traduzido e adaptado de American Concrete Institute (2008).

A escolha do modelo a ser utilizado depende dos dados disponíveis no instante da predição dos encurtamentos, das recomendações normativas e das limitações de cada modelo. As opções e experiências do pesquisador também influenciam na escolha do modelo.

VAF AI *et al.* (2009) e MOLA & PELLEGRINI (2010), por exemplo, utilizaram o modelo proposto pelo EC2004 para avaliar os efeitos da retração e da fluência. Por sua vez, BAKER *et al.* (2007) e MORAGASPITIYA *et al.* (2009) utilizaram o modelo GL2000, enquanto SERROR & EL-DIN (2012) e KWAK & KIM (2006) optaram pela metodologia proposta pelo ACI. O modelo Bažant-Baweja B3 foi utilizado por BAST *et al.* (2003).

ZOU *et al.* realizaram ensaios em pilares e pilares-parede de concreto armado para avaliar os encurtamentos causados por retração e fluência. Segundo os autores, a umidade relativa e a forma da seção transversal possuem grande importância nos encurtamentos. A Figura IV-8 ilustra os resultados obtidos pelos autores para o ensaio efetuado no pilar-parede.

Figura IV-8 - Variação dos encurtamentos com o tempo para o pilar-parede ensaiado sob carregamento constante. O valor medido (A-6-7-8) refere-se à média dos valores capturados pelos *strain-gages* localizados no meio do espécime.

Fonte: Traduzido de ZOU *et al.* (2014).

Os autores recomendam a utilização dos modelos GL2000 ou Bažant-Baweja B3 para avaliação dos efeitos da retração e os modelos GL2000, Bažant-Baweja B3 ou CEB para análise da fluência.

A norma brasileira – ABNT NBR 6118:2014 – recomenda outro modelo para os fenômenos de retração e fluência, adaptados para os concretos brasileiros.

4.5 – Medições em campo

Além dos valores de deslocamentos obtidos através de modelagem computacional, alguns pesquisadores realizaram medidas em campo dos encurtamentos e deslocamentos dos pilares.

RUSSEL & LARSON (1989) apresentaram as medições feitas na edificação *Water Tower Place*, localizada em Chicago. A edificação de concreto armado possui 76 pavimentos – 262m de altura – e uso misto de hotel e residencial. As medições foram efetuadas durante a fase construtiva e com a edificação em uso, durante 13 anos. Foram instrumentados cinco pilares em seis pavimentos diferentes. A temperatura foi medida ao longo da investigação para avaliar as deformações devidas a ela.

Os autores obtiveram uma deformação de 1,5‰, para um pilar interno da edificação. Essa deformação representa um deslocamento de 4,8mm para o piso-a-piso de 3,05m. RUSSEL & LARSON (1989) concluem que, para os pavimentos inferiores da edificação, o encurtamento elástico possui maior influência no encurtamento total, enquanto que nos pavimentos superiores os encurtamentos elástico, por retração e por fluência contribuem de maneira aproximadamente igual.

Outra medição de encurtamentos em edificações foi realizada por KIM & CHO (2005). Os autores instrumentaram pilares de concreto e pilares mistos concreto-aço da *Hyperion Tower*, edificação residencial situada em Seul, Coréia do Sul. Os *strain-gages* foram instalados em dois pilares-parede de concreto armado e em quatro pilares mistos concreto-aço, em seis diferentes pavimentos da torre. O ciclo de construção para um pavimento típico foi considerado como sendo de cinco dias. Os carregamentos foram considerados atuando progressivamente na edificação e a ação variável do uso por pessoas foi considerada atuando após 971 dias do início da construção.

KIM & CHO (2005) calcularam os encurtamentos previstos por três modelos – ACI, CEB e PCA. O modelo de retração e fluência proposto pelo PCA é uma adaptação do modelo proposto pelo ACI. A Figura IV-9 apresenta a planta típica da edificação instrumentada e a Figura IV-10 mostra os resultados obtidos para o encurtamento total de um dos pilares-

parede.

Figura IV-9 - Planta típica da edificação residencial Hyperion Tower.

Fonte: Traduzido de KIM & CHO (2005).

Figura IV-10 - Encurtamentos medidos e estimados para o *shear-wall* W1 no quarto pavimento.

Fonte: Traduzido de KIM & CHO (2005).

Os autores concluem que os valores medidos nos pilares-parede notadamente divergem

consideravelmente dos valores preditos pelo ACI. A razão, conforme acreditam os autores, é a inadequação dos modelos propostos pelo ACI para razões volume/área elevadas. No caso, essa razão é de 381mm para os pilares-parede.

Os encurtamentos de uma edificação de 38 pavimentos de concreto armado foram medidos durante 79 meses por FINTEL & KHAN (1971). A instrumentação foi feita no segundo pavimento da edificação. O último pavimento da edificação foi concretado 9 meses e 3 semanas após a concretagem do segundo pavimento, com ciclo de concretagem de aproximadamente 8 dias por pavimento. O encurtamento elástico foi considerado ocorrendo apenas durante a fase construtiva de 14 meses, não se considerando a sobrecarga de utilização. Após o fim da obra, o edifício teve sua temperatura controlada, e, portanto, não foram consideradas pelos autores correções devidas a variações de temperatura.

A Figura IV-11 apresenta a planta do pavimento instrumentado da edificação analisada por FINTEL & KHAN (1971). Os encurtamentos foram medidos para os pilares indicados na Figura IV-11.

Figura IV-11 - Planta do segundo pavimento (garagem) da edificação de 38 pavimentos e localização dos *strain-gages*.

Fonte: Traduzido de FINTEL & KHAN (1971).

A Figura IV-12 e a Figura IV-13 mostram os encurtamentos totais medidos pelos aparelhos para o pilar-parede A e o pilar D, respectivamente. O encurtamento elástico foi calculado a partir das cargas que entraram em ação até o fim da construção.

Figura IV-12 - Encurtamentos elásticos e inelásticos medidos no pilar-parede A.

Fonte: Traduzido de FINTEL & KHAN (1971).

Figura IV-13 - Encurtamentos elásticos e inelásticos medidos no pilar D.

Fonte: Traduzido de FINTEL & KHAN (1971).

Observa-se que o encurtamento total do pilar D é muito superior ao encurtamento total do pilar-parede A. Essa diferença decorre primeiramente da maior tensão atuante no pilar D, ilustrada pelo maior encurtamento elástico. Essa tensão provoca um maior encurtamento por fluência, o que não foi compensado pelo encurtamento devido à retração mais acentuado no pilar-parede A.

O alongamento inesperado dos pilares durante o mês de abril de 1963 foi interpretado pelos autores como sendo causado possivelmente “pela expansão térmica, pela absorção de umidade ou por algum outro fenômeno obscuro” (FINTEL & KHAN, 1971).

Uma edificação comercial de 45 pavimentos – aproximadamente 550m de altura – apresentou problemas de movimentação nas tubulações metálicas de água quente, além de deficiências dos sistemas de elevadores.

O descolamento entre o material impermeabilizante e a laje do 45º pavimento e o afastamento do suporte metálico da tubulação (Figura IV-14) estão entre os problemas apresentados pela tubulação. O deslocamento diferencial vertical entre a estrutura e o material impermeabilizante atingiu valores da ordem de 89mm (BAST *et al.*, 2003).

Figura IV-14 - Descolamento entre o material impermeabilizante fixado na estrutura e a tubulação metálica (esquerda). Afastamento entre o suporte metálico e a tubulação, o que levou à necessidade de um calço (direita).

Fonte: BAST et al. (2003).

O sistema de elevadores também sofreu danos devidos à movimentação da estrutura. Marcas surgiram na guia lateral à medida que a presilha que a fixa à estrutura deslocou-se juntamente com os pilares. BAST *et al.* apontam que “o comprimento das marcas variou com a localização e foi medida como sendo 73mm no 19º pavimento, 79,4mm no 32º pavimento e 92,1mm no 44º pavimento”.

Os autores utilizaram o modelo Bažant-Baweja B3 para analisar o encurtamento total esperado do núcleo da edificação, no intuito de prever futuras movimentações. BAST *et al.* consideraram um ciclo construtivo de sete dias por pavimento, sendo cada pavimento concretado no nível absoluto. O carregamento de mobília dos usuários e uma porcentagem da carga accidental foram considerados começando a atuar após 106 dias e 219 dias do fim da construção, respectivamente. Ambos os carregamentos foram considerados entrando progressivamente em ação a uma taxa de um pavimento a cada sete dias. A Figura IV-15 mostra o resultado obtido pelos autores para os deslocamentos ao longo do tempo do 45º pavimento.

Figura IV-15 - Deslocamento estimado para o 45º pavimento ao longo do tempo.

Fonte: Traduzido de BAST et al. (2003).

BAST *et al.* concluem que o modelo e hipóteses adotados foram satisfatórios em relação aos deslocamentos medidos. Eles recomendam ajustes na concretagem dos pavimentos para compensar os futuros deslocamentos dos pilares, além de métodos de prevenções nos sistemas não estruturais, como juntas no encanamento que permitam movimentações verticais das tubulações.

4.6 – Conclusões a respeito da pesquisa bibliográfica

A partir da revisão bibliográfica aqui exposta, pode-se enfatizar a importância da análise do processo construtivo para edificações de múltiplos pavimentos. Essa análise deve levar em conta além da progressão dos carregamentos, os fenômenos diferidos no tempo de fluência e retração, considerando as características de cada pilar e do ambiente no qual o pilar está inserido. Essa análise visa diminuir efeitos danosos tanto nos elementos estruturais que conectam os pilares, bem como nos elementos não-estruturais.

V – Tipos de deformação por encurtamento

As cargas que atuam na edificação causam encurtamentos elásticos. Caso essas cargas sejam mantidas, o encurtamento por fluência ocorre. O processo de cura e a perda de água para o ambiente provocam o encurtamento por retração. Esses encurtamentos, associados ao recalque da fundação, geram deslocamentos dos pilares que vão sendo parcialmente corrigidos ao longo da obra.

5.1 – Encurtamento elástico

Os carregamentos gravitacionais provocam uma força normal de compressão nos pilares ao entrarem em ação na edificação. Essa força causa um encurtamento imediato linearmente proporcional à sua magnitude, sendo esse o encurtamento elástico. A proporção entre o carregamento e a deformação de encurtamento é dada pelo módulo de elasticidade e a linearidade pode ser assumida para valores de tensão normal de até 50% da tensão última. O encurtamento elástico é, pois, o encurtamento imediato que ocorre quando da aplicação de uma força normal.

O concreto não é, entretanto, um material verdadeiramente elástico. Parte da deformação do concreto não é recuperada após a retirada da tensão, mesmo para tensões baixas. Isso ocorre embora seus componentes, o agregado graúdo e a matriz cimentícia, apresentem comportamento elástico. A linearidade entre a tensão e deformação também não é precisa. Embora acentuada para tensões acima de 50% da tensão de ruptura, mesmo para baixas tensões o comportamento do concreto não é perfeitamente linear. Essas características podem ser explicadas, parcialmente, pela presença e aumento da microfissuração na interface agregado-matriz cimentícia. Todavia, a hipótese simplificadora de linearidade até 50% da tensão de ruptura é adotada pela norma brasileira – ABNT NBR 6118:2014 – para a avaliação de Estados Limites de Serviço. Essa simplificação é adotada no presente trabalho para a determinação dos deslocamentos elásticos e por fluência. A Figura V-1 ilustra o comportamento do concreto sob a ação de uma força normal de compressão.

Figura V-1 – Comportamento do concreto para diferentes valores de tensão normal.

Fonte: Traduzido de MEHTA & MONTEIRO (2006)

5.1.1 – Formulação para o encurtamento elástico

As cargas provocam o encurtamento elástico assim que entram em ação na edificação. Todavia, cada tipo de carregamento entra em ação em diferentes estágios da construção. O peso próprio do pavimento, por exemplo, passa a atuar assim que as escoras são retiradas. Os revestimentos, por sua vez, só atuam após sua execução. Essas cargas geram forças normais que provocam o encurtamento elástico dos pilares.

Esse encurtamento é dado pela *Equação V-1*.

$$\varepsilon_{ela} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{F/A}{E_c}$$

Equação V-1

O termo E_c representa o módulo de elasticidade do concreto na data de aplicação do carregamento. O deslocamento elástico de um lance de pilar é dado pelo produto do encurtamento elástico pelo piso-a-piso daquele lance:

$$\Delta_{ela} = \varepsilon_{ela} \cdot l$$

Equação V-2

5.1.2 – Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade representa a rigidez do material. Ele é a relação entre a tensão

aplicada e a deformação naquela direção. Dessa forma, o módulo de elasticidade mede a dificuldade de uma força gerar deformação no material.

O concreto, entretanto, não possui um único módulo de elasticidade. Devido ao seu comportamento não-linear, podem ser definidos diversos módulos de elasticidade, como tangente, secante e cordal. O módulo de elasticidade tangente, por exemplo, é a inclinação de uma reta tangente à curva tensão-deformação do concreto em qualquer ponto.

Já o módulo secante é a inclinação da reta que liga o ponto de tensão e deformação nulas ao ponto de uma tensão pré-determinada, na curva tensão-deformação do concreto. Muitas vezes, o módulo de elasticidade secante é assumido como o módulo de elasticidade do concreto, existindo diversos ensaios para sua determinação. O módulo de elasticidade secante é tomado como representativo do comportamento concreto neste trabalho.

O módulo de elasticidade cordal é a inclinação da reta que conecta dois pontos da curva tensão-deformação do concreto, sendo que um dos pontos não precisa ser o de tensão e deformação nulas.

O módulo de elasticidade do concreto é afetado por diversos fatores, desde a porcentagem de cimento até o tipo de agregado utilizado na sua composição. A Figura V-2 apresenta um esquema gráfico com os fatores que influenciam o módulo de elasticidade.

Figura V-2 - Fatores que influenciam no Módulo de Elasticidade.

Fonte: Traduzido e adaptado de MEHTA & MONTEIRO (2006).

Outro fator que influencia no módulo de elasticidade é a idade do concreto no momento de aplicação da força. O módulo de elasticidade aumenta com o passar do tempo. Dessa forma, um concreto novo deforma-se mais do que um concreto maduro para a mesma força. Correções para a formulação do módulo de elasticidade são necessárias caso a força causadora da deformação seja aplicada antes ou depois dos 28 dias.

5.2 – Encurtamentos por retração e fluência

Os encurtamentos por retração e fluência possuem várias características em comum e compreendem fenômenos semelhantes. Os dois encurtamentos diferem no tempo, representam o comportamento viscoelástico do concreto e sofrem influência dos mesmos fatores, como a umidade ambiente.

5.2.1 – Breve descrição do fenômeno da fluência

A fluência em um material implica que sua deformação, sob tensão constante, aumenta com o passar do tempo. No concreto submetido à compressão, esse efeito pode resultar em uma deformação de 3 a 4 vezes maior do que a deformação imediata. A fluência do concreto pode ser separada em duas parcelas: a fluência básica (*basic creep*) e fluência por secagem

(*drying creep*), como ilustrado na Figura V-3.

Figura V-3 – Deformação de concreto submetido a carregamento constante.

Fonte: NEVILLE (1997)

A fluência básica ocorre mesmo que a saída de água acumulada nos poros e capilares do concreto seja impedida. A deformação do elemento aumenta devido à propagação de microfissuras e ao rearranjo dos componentes do concreto. A esse efeito, soma-se a saída da água dos capilares e principalmente dos poros devida à manutenção da carga.

Uma parte da fluência é reversível, implicando que uma parte da deformação por fluência é recuperada ao se descarregar o elemento de concreto. A Figura V-4 ilustra o aumento da deformação devido à fluência e a parcela reversível da mesma.

Figura V-4 – Deformação por fluência.

Fonte: Traduzido de MEHTA & MONTEIRO(2006).

A determinação da deformação por fluência para tensões aplicadas em diferentes períodos pode ser feita a partir da superposição de efeitos. A possibilidade da superposição de efeitos é resultado da consideração de linearidade entre as relações constitutivas de tensão-

deformação. Assim sendo, o efeito conjunto da atuação de duas cargas distintas é a soma dos efeitos dessas cargas isoladas. Para que o princípio da superposição possa ser utilizado, BAZANT (1988) postula que algumas condições devem ser satisfeitas.

A mais importante dessas condições é que a tensão de compressão total – tensão causada pela soma de todas as cargas atuantes – não ultrapasse a tensão máxima em serviço. Ou seja, a tensão total deve ficar inferior a 40% da tensão resistente. Outra condição é que não haja grande variação da condição de umidade durante a vida do elemento de concreto. Porém, o próprio autor coloca que esta última condição não precisa necessariamente ser satisfeita.

A partir da superposição de efeitos, o desenvolvimento da deformação do concreto com o tempo pode ser feito através do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$. Esse coeficiente amplia o valor da deformação inicial do concreto.

5.2.2 – Breve descrição do fenômeno da retração

A retração do concreto implica em que sua estabilidade dimensional durante o processo de cura, ou com a perda de água, não é garantida. A retração provoca um encurtamento no elemento de concreto, começando a ocorrer desde a cura do concreto e continuando com o tempo. À semelhança do fenômeno da fluência, a retração pode ser separada em retração autógena (*autogenous shrinkage*) – que ocorre mesmo com a restrição à saída de água – e em retração por secagem (*drying shrinkage*) que ocorre devida à saída de água dos poros e capilares do concreto. A retração autógena é, todavia, muito pequena se comparada à retração por secagem. Assim sendo, a primeira é muitas vezes desprezada ou incorporada de maneira indireta à segunda.

A retração por secagem ocorre com a troca de água do concreto com o meio. Caso a umidade do meio seja inferior à do concreto, o que ocorre em ambientes expostos, a água sai dos poros e capilares e evapora-se. Essa saída provoca o encurtamento do concreto.

Outra semelhança do fenômeno da retração com a fluência reside no fato de que a deformação por retração também possui uma parcela reversível e uma parcela irreversível, conforme Figura V-5.

Figura V-5 - Deformação por retração.

Fonte: Traduzido de MEHTA & MONTEIRO (2006).

A deformação por retração pode ser superposta à deformação por fluência. As restrições existentes na superposição das deformações por fluência não ocorrem na deformação por retração, já que a força aplicada possui pouca influência no encurtamento por retração. Entretanto, a precisão das formulações para a predição do encurtamento por retração fica aquém do aceitável caso a umidade ambiente seja muito baixa, ou muito alta.

A deformação total de um elemento de concreto é dada pela superposição dos efeitos da deformação elástica – imediata –, da deformação por fluência e da deformação por retração.

5.2.3 – Fatores que influenciam a retração e a fluência

Diversos fatores influenciam a fluência e a retração do concreto, desde propriedades da matriz cimentícia até a forma do elemento estrutural.

O aumento da deformação ocorre em parte pela saída de água do elemento de concreto, logo a geometria do elemento de concreto influencia diretamente as deformações por fluência e por retração. Elementos que propiciem a saída de água possuem deformação por fluência e retração superiores àqueles que restringem a saída de água.

A influência da forma do elemento de concreto pode ser medida pela relação volume/área exposta – *volume to surface ratio* – que indica a relação entre o volume do elemento e sua área de exposição ao ambiente. Outra forma de analisar a forma do elemento é através da espessura específica, que é dada pela Equação V-3.

$$h_{fic} = \frac{2 \cdot A}{p}$$

Equação V-3

A espessura fictícia do elemento é dada pelo dobro da área da seção transversal do elemento dividida pelo perímetro exposto ao ar.

As características da pasta de cimento hidratada influenciam diretamente na estabilidade dimensional dos elementos de concreto. Quanto maior for a facilidade da fuga de água maior será o efeito da fluência e da retração. Concretos com alta relação água/cimento e grande quantidade de poros sofrem mais acentuadamente os efeitos da fluência e da retração.

A porcentagem entre o volume de agregados graúdos e o volume total de concreto afeta tanto a retração quanto a fluência. Os agregados graúdos não sofrem com o efeito da fluência e dificultam a retração do concreto, já que não perdem água. Dessa forma, a grande presença de agregados reduz tanto a deformação por fluência como a deformação por retração. A origem do agregado graúdo também impacta nas deformações diferidas no tempo. Agregados com maior módulo de elasticidade – agregados basálticos, por exemplo – reduzem os encurtamentos se comparados a agregados de menor módulo, como agregados calcários. Agregados graúdos de baixo módulo de elasticidade podem ocasionar deformações até 2.5x superiores do que os agregados com alto módulo de elasticidade. As Figura V-6 e Figura V-7 ilustram os efeitos dos agregados graúdos nas deformações por fluência e retração.

Figura V-6 – Influência da porcentagem de agregado graúdo nas deformações por (a) retração e (b) fluência.

Fonte: Traduzido de MEHTA & MONTEIRO (2006).

Figura V-7 – Influência do tipo de agregado graúdo nas deformações por (a) retração e (b) fluência.

Fonte: Traduzido de MEHTA & MONTEIRO (2006).

O tempo decorrido entre a cura do concreto e a introdução da carga também afeta a deformação por fluência. Quanto mais tardia for a introdução do esforço, menor será a deformação por fluência no longo prazo.

A retração por sua vez é afetada pelo tipo de cura e pelas condições da cura. Caso seja impedida a saída de água do concreto em idades jovens – durante a cura, por exemplo – os encurtamentos provocados pela retração serão bem inferiores àqueles gerados com a saída livre da água. É recomendável em edificações a utilização de cura química ou de proteções à variação de umidade. Em ambos os casos, a saída de água do concreto fica restrita durante a cura, o que reduz o encurtamento por retração.

A fluência e a retração são afetadas pelo tempo decorrido desde o início da medição de seus efeitos. Os dois fenômenos aumentam com o tempo e tendem a se estabilizar para idades maduras do concreto. Ou seja, os fenômenos aumentam com o tempo, mas possuem um limite assintótico.

O aumento dos efeitos da fluência e da retração não é uniforme, ocorrendo grande parte das deformações nos primeiros meses após a concretagem. Cerca de 20% a 25% da deformação total por retração e fluência ocorre na primeira semana. De 50% a 60% ocorre passados 3 meses e, em um ano, de 75% a 80% da deformação total já ocorreu.

A umidade ambiente também modifica os dois fenômenos. Quanto maior a umidade, menores serão os encurtamentos por fluência e por retração.

Os diferentes fatores que influenciam a fluência e a retração são considerados nos modelos de predição de seus efeitos. Os modelos avaliam de maneira distinta a importância desses fatores.

5.2.4 – Formulações para predição dos encurtamentos diferidos no tempo

Diversas formulações foram propostas, ao longo do tempo, para a predição dos encurtamentos por retração e por fluência. Cada formulação considera certos aspectos e certos fatores enquanto releva outros. Quatro formulações serão utilizadas nessa pesquisa:

1. ABNT NBR6118:2014 – Formulação proposta pela Norma Brasileira.
2. CEB MC90-99 (EC2004) – Formulação proposta pelo Eurocode.
3. ACI 209R-92 – Formulação proposta pelo ACI.
4. GL2000 – Formulação proposta pelos autores GARDNER & LOCKMAN (2001).

A *Equação V-4*, *Equação II-5*, *Equação II-6* e *Equação V-7* apresentam as formulações propostas para a determinação dos encurtamentos por retração, segundo a norma brasileira, CEB, ACI e GARDNER & LOCKMAN (2001), respectivamente.

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

Equação V-4

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_c)$$

Equação V-5

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{(t - t_c)^\alpha}{f + (t - t_c)^\alpha} \cdot \varepsilon_{shu}$$

Equação V-6

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

Equação V-7

Essas formulações possuem em comum a consideração de uma retração última que é corrigida para diferentes valores de umidade, geometria do elemento e tempo decorrido.

Da mesma maneira, a *Equação V-8*, *Equação V-9*, *Equação V-10* e *Equação V-11* apresentam as formulações propostas para o coeficiente de fluência, segundo a norma brasileira, CEB, ACI e GARDNER & LOCKMAN (2001), respectivamente.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$$

Equação V-8

$$\varphi_{28}(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0)$$

Equação V-9

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^\psi}{d + (t - t_0)^\psi} \varphi_u$$

Equação V-10

$$\varphi_{28}(t, t_0) = \varphi(t_c) [\beta(t - t_0) + \beta(h)]$$

Equação V-11

O coeficiente de fluência determina o acréscimo de deformação após a deformação elástica, desde que a tensão seja mantida. A *Equação V-12* apresenta o encurtamento por fluência a partir do coeficiente de fluência.

$$\varepsilon_{flu}(t, t_0) = \sigma \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c}$$

Equação V-12

A formulação apresentada pelo ACI possui uma diferença importante em relação às outras três. O módulo de elasticidade do concreto (E_c) considerado pelo ACI é aquele existente no momento do carregamento que gerará a deformação por fluência, enquanto as outras três formulações consideram o módulo de elasticidade aos 28 dias ($E_c = E_{c_{28}}$), independentemente do momento da entrada da carga.

5.2.5 – Dificuldades na predição dos encurtamentos por fluência e retração

A utilização dos modelos de predição de retração e fluência pode resultar em valores com um erro considerável. A retração e a fluência em estruturas de concreto são um fenômeno complexo, com varias incertezas, desde as variações do material até a modelagem desse fenômeno. As variações nas propriedades da retração e da fluência são causadas por diversos fatores, sendo estes classificados em fatores externos, tais como variações ambientais (umidade, temperatura), e fatores internos, como a mistura dos componentes do concreto.

Nas formulações propostas para esses fenômenos, alguns parâmetros são envolvidos na tentativa de expressar as características do concreto. Alguns modelos levam em consideração desde o traço do concreto, até a forma e geometria do elemento, bem como a umidade relativa, entre outros.

Entretanto, mesmo se fosse possível o controle desses parâmetros a predição dos encurtamentos ainda pode incorrer em erros, especialmente para idades muito novas ou muito maduras do concreto. Algumas formulações podem subestimar ou superestimar as deformações em idades extremas.

A Figura V-8, Figura V-9 e Figura V-10 mostram uma comparação entre os valores previstos pelos modelos do CEB – Eurocode, ACI e GL2000. A proposta da ABNT NBR

6118:2014 é adaptada à realidade brasileira.

Figura V-8 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do CEB com ensaios.

FONTE: ACI (2008).

Figura V-9 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do ACI com ensaios.

FONTE: ACI (2008).

Figura V-10 – Comparação entre valores de retração (esquerda) e fluência (direita) calculados pelo modelo do GL2000 com ensaios.

FONTES: ACI (2008).

O termo $J(t, t_0)$ que aparece nas figuras com os resultados referentes à fluência é a função de fluência (*compliance function*). Essa função engloba tanto a deformação por fluência como a deformação imediata do concreto. A Equação V-13 mostra a relação entre a função de fluência e o coeficiente de fluência.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_c}$$

Equação V-13

Como pode ser percebido nessas figuras, existe uma grande dispersão dos resultados das deformações geradas pela retração e pela fluência do concreto. A predição dos efeitos desses fenômenos é, pois, uma tarefa difícil.

5.3 – Deslocamento por recalque de fundação

A fundação dos pilares pode ser entendida como uma mola elástica com rigidez proveniente da própria rigidez do solo e do tipo de fundação. Assim sendo, à medida que as cargas entram em ação na edificação, o apoio do pilar no solo recalca.

O recalque da fundação provoca um deslocamento igual em todos os lances do pilar. Ou seja, o pilar como um todo desce em relação ao nível no qual foi concretado.

Cada pilar pode possuir um recalque diferente, já que as forças normais nos pilares são usualmente diferentes e o tipo de fundação – a dimensão das sapatas – também difere.

O deslocamento devido ao recalque de fundação entre dois momentos da construção da edificação pode ser descrito pela Equação V-14.

$$v_{rec}(t, t_0) = \sum_{t_0}^t \frac{F_i}{K_z}$$

Equação V-14

Ou seja, o deslocamento vertical do pilar é dado pelo somatório de todas as cargas verticais que entram em ação durante o intervalo analisado $\left(\sum_{t_0}^t F_i \right)$ dividido pelo coeficiente de mola vertical da fundação do pilar (K_z) . O coeficiente de mola, assumido de maneira simplificada como constante, advém da curva carga-recalque do solo no qual o pilar se apoia.

5.4 – Consideração da armadura

A presença da armadura no concreto armado reduz o valor dos encurtamentos elásticos, por retração e por fluência. Para a determinação dessa influência, é assumida a perfeita aderência entre a barra de aço e o concreto, não ocorrendo nenhum escorregamento entre os dois elementos.

No encurtamento elástico a presença da armadura é considerada a partir de uma área equivalente. Por possuir módulo de elasticidade muito superior ao módulo de elasticidade do concreto, pequenas áreas de aço modificam a rigidez do elemento armado. A *Equação V-15* apresenta a dedução do fator de correção para a presença de armadura no encurtamento elástico.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ela} &= \frac{F}{E_c \cdot A_{eq}} \\ E_c A_{eq} &= [(A_{tot} - A_s) \cdot E_c + A_s \cdot E_s] = \\ &= [(A_{tot} - \rho A_{tot}) \cdot E_c + \rho A_{tot} \cdot E_s] = \\ &= E_c A_{tot} \cdot [(1 - \rho) + \rho \cdot E_s / E_c] \Rightarrow \\ \eta &= \frac{1}{[(1 - \rho) + E_s / E_c \cdot \rho]} \Rightarrow \varepsilon_{ela} = \eta \cdot \frac{F}{E_c \cdot A_{tot}} \end{aligned}$$

Equação V-15

Os termos da *Equação V-15* representam:

E_c – Módulo de Elasticidade do concreto

E_s – Módulo de Elasticidade do aço

A_{tot} – Área total do pilar

A_s – Área de aço

A_{eq} – Área equivalente de concreto+aço

ρ – Taxa de armadura. Relação entre a área de aço e a área total do pilar.

O fator η é sempre menor ou igual a 1 e visa considerar a armadura no cálculo do encurtamento elástico do lance do pilar.

O aço não sofre os efeitos da retração e da fluência. Dessa forma, ao dificultar o encurtamento devido a esses fenômenos, surgem esforços de compressão nas barras de aço e esforços de tração no concreto. A soma das resultantes desses dois esforços deve ser nula, já que nenhum carregamento externo foi imposto. O encurtamento devido à retração ou fluência é reduzido devido à presença da armadura, conforme *Equação V-16*.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_c = \varepsilon_s &\Rightarrow \varepsilon_{c,ret/flu} - \frac{P}{E_c \cdot A_c} = \frac{P}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon_s \Rightarrow \\
 P \cdot \left(\frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) &= \varepsilon_{c,ret/flu} \Rightarrow \\
 P &= \frac{\varepsilon_{c,ret/flu}}{\left(\frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right)} = \frac{\varepsilon_{c,ret/flu} \cdot (E_s \cdot A_s)}{1 + \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c}} \Rightarrow \\
 P &= \frac{\varepsilon_{c,ret/flu} \cdot (E_s \cdot A_s)}{1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{\rho \cdot A_{tot}}{(1-\rho) \cdot A_{tot}}} = \frac{\varepsilon_{c,ret/flu} \cdot (E_s \cdot A_s)}{1 + \frac{\rho \cdot E_s / E_c}{1-\rho}} \Rightarrow \\
 \xi &= \frac{1}{1 + \frac{\rho \cdot E_s / E_c}{1-\rho}} \Rightarrow \\
 \frac{P}{(E_s \cdot A_s)} &= \xi \cdot \varepsilon_{c,ret/flu} = \varepsilon_s = \varepsilon_c \Rightarrow \\
 \varepsilon_c &= \xi \cdot \varepsilon_{c,ret/flu}
 \end{aligned}$$

Equação V-16

Os termos apresentados na *Equação V-16* compreendem:

$\varepsilon_c = \varepsilon_s$ – Encurtamentos no concreto e aço, respectivamente. Os dois encurtamentos devem ser iguais para que a perfeita aderência entre o aço e o concreto seja garantida.

$\varepsilon_{c,ret/flu}$ – Encurtamento previsto para retração ou fluência

P – Força na barra de aço e na seção de concreto

A_c – Área de concreto. $A_c = A_{tot} - A_s$

O fator ξ é sempre menor ou igual a 1 e é multiplicado pelo encurtamento previsto para a retração ou para a fluência no intuito de considerar a presença das barras de aço.

5.5 – Efeitos do escoramento

O cimbramento e o escoramento remanescente necessários para a concretagem dos pavimentos de uma edificação altera a distribuição de carregamentos entre os pilares e entre os pisos.

No momento da concretagem de um pavimento de uma edificação, é comum que alguns pavimentos abaixo – dois ou três – ainda possuam escoras remanescentes, também chamadas de reescoramento. Dessa forma, a carga do peso próprio do pavimento sendo executado não atua diretamente no lance imediatamente inferior, mas distribui-se entre outros lances.

A composição do cimbramento, da escora remanescente e da estrutura já concretada forma uma subestrutura que recebe o carregamento do peso próprio do pavimento sendo concretado (Figura V-11). Existe, pois, uma subestrutura formada exclusivamente de concreto armado recebendo o carregamento de alvenarias e revestimentos, e outra subestrutura composta pelos pavimentos já concretados e pelo cimbramento que suporta o peso próprio do pavimento sendo concretado.

Figura V-11 – Concretagem de um pavimento (i+1) com cimbramento e execução da alvenaria.

Para essa subestrutura composta por cimbramentos e estrutura de concreto armado, é difícil a determinação dos esforços solicitantes. O cimbramento e as escoras remanescentes possuem comportamento bastante distinto da estrutura de concreto armado. Usualmente esse cimbramento é de madeira, ou metálico, possuindo módulo de elasticidade bastante diferente do concreto. Além disso, deslocamentos diferenciais entre o cimbramento, o reescoamento e a estrutura de concreto já executada são possíveis. A distribuição de carga do peso próprio do pavimento a ser concretado entre os diversos pavimentos da edificação é de difícil determinação.

Assim sendo, é praticável a não consideração dos efeitos do escoramento na determinação do encurtamento dos pilares em fase construtiva. O peso próprio do pavimento sendo concretado é considerado atuando no lance de pilar imediatamente inferior. Logo, os efeitos de redistribuição do escoramento, por serem de difícil determinação e reduzirem os encurtamentos, são desprezados.

VI – Modelagem do processo construtivo

As cargas entram em ação progressivamente na edificação e, portanto, o encurtamento axial dos pilares também é progressivo, sendo que parte desse encurtamento é corrigida pela obra. Essas correções e os ajustes realizados pela obra durante o processo construtivo devem ser levados em conta no modelo estrutural, especialmente para edificações de múltiplos pavimentos. As correções e ajustes podem modificar os esforços solicitantes das vigas e pilares, conforme apresentado no Capítulo II. A progressão dos carregamentos influencia, portanto, diretamente os deslocamentos e os esforços solicitantes da edificação.

6.1 - Tipos de Carregamentos

O peso próprio do lance do pilar é o primeiro carregamento a atuar no lance inferior do mesmo pilar. Usualmente, o lance do pilar é concretado até o fundo da viga. Alguns dias, usualmente três, após a concretagem do lance do pilar, o pavimento superior – vigas e lajes – é concretado.

O pavimento imediatamente inferior ao que está sendo concretado possui pouca idade quando recebe a carga da concretagem do pavimento subsequente. O módulo de elasticidade ainda não possui seu valor integral, o que faz com que o encurtamento elástico seja acentuado. Os efeitos da fluência também são ampliados para entradas de cargas em idades jovens.

Outro carregamento que atua nas fases iniciais da construção é a carga de alvenaria. As paredes de alvenaria de vedação são executadas, usualmente, três ou quatro pavimentos abaixo do pavimento que está sendo concretado (Figura V-11).

Os encurtamentos dos lances dos pilares causados pela alvenaria executada entre a concretagem do pavimento i e a data de concretagem do pavimento $i+1$ provocam o deslocamento do topo do pilar no pavimento i . Esse deslocamento é corrigido, parcial ou integralmente, na concretagem do pavimento $i+1$. Todas as alvenarias que foram executadas após a concretagem do pavimento $i-3$ geram deslocamentos no pavimento $i-4$ que não serão corrigidos. Assim sendo, ao término da obra uma parcela considerável das alvenarias de vedação dos pavimentos foi executada, já carregou os pilares e os deslocamentos oriundos desse carregamento foram parcialmente corrigidos.

Os revestimentos internos são executados em uma fase intermediária da construção. Os revestimentos dos pisos e paredes são feitos após a execução das alvenarias, mesmo para os pavimentos iniciais. Os revestimentos internos podem ser executados enquanto a estrutura ainda está em construção, mas já em estágio avançado, ou após a finalização da estrutura. Os

revestimentos externos são feitos após o término da construção da estrutura. Os encurtamentos e deslocamentos provocados por esses revestimentos não são corrigidos.

A carga variável de utilização atua somente após a finalização completa da edificação, atuando em fase tardia. Os deslocamentos provocados pela sobrecarga de utilização não são corrigidos.

A Tabela VI-1 apresenta os carregamentos usuais de uma edificação e a fase construtiva na qual eles entram em ação.

Tabela VI-1 - Carregamentos nas edificações e fases de atuação.

Cargas	Fase da Aplicação
Peso Próprio do Pilar	INICIAL
Peso Próprio do Pavimento	INICIAL
Alvenarias de Vedação	INICIAL
Revestimento do Piso	INTERMEDIÁRIA
Revestimento da Alvenaria (interno)	INTERMEDIÁRIA
Revestimento da Alvenaria (externo)	POSTERIOR
Sobrecarga de Utilização	TARDIA

6.2 - Modelo de passo único

Em um modelo de passo único, as cargas são aplicadas como se suas atuações se dessem em um momento após a concretagem de toda a edificação.

Esse modelo possui a vantagem de não demandar grande tempo computacional para análise. Todavia, a desconsideração das correções construtivas implica que os deslocamentos nodais dos pilares são superiores aos reais. Como os esforços solicitantes são calculados a partir dos deslocamentos, uma imprecisão na determinação dos últimos provoca o afastamento dos primeiros da realidade.

Uma alternativa à modelagem conjunta de vigas e pilares em um modelo tridimensional para a obtenção dos esforços solicitantes devidos aos carregamentos verticais é o cálculo dos pavimentos por um modelo plano com apoios indeslocáveis. O modelo tridimensional é utilizado somente para o cálculo dos esforços solicitantes devidos às ações horizontais (vento, por exemplo). Essa abordagem, todavia, dificulta consideravelmente a análise de soluções estruturais mais complexas como transição em pilares, pilares nascendo em vigas, pilares inclinados ou soluções estruturais que necessitem da participação de mais de um pavimento para o seu funcionamento. Assim, para obtenção de deslocamentos e, conseqüente esforços solicitantes, devidos às cargas verticais se faz necessária a análise do pórtico em um modelo

tridimensional.

6.3 - MULAXI

Para simular as correções construtivas em um modelo de passo único, pode-se aumentar artificialmente a rigidez axial dos pilares para carregamentos verticais, de modo a reduzir os deslocamentos, especialmente os deslocamentos diferenciais.

O aumento da rigidez pode ser feito a partir da multiplicação da área axial dos pilar por um fator maior do que 1. O MULAXI – MULTiplicador AXIal – majora rigidez axial do pilar no cálculo dos deslocamentos nodais para carregamentos verticais. Dessa forma, a rigidez majorada dos pilares (EA^*) é dada pela Equação VI-1.

$$EA^* = MULAXI \cdot EA$$

Equação VI-1

Ao aumentar a rigidez axial e reduzir os deslocamentos, o MULAXI também altera os esforços solicitantes nos pilares e vigas. A estrutura analisada por esse procedimento não é real, já que a rigidez axial dos pilares foi aumentada artificialmente. O intuito desse aumento é reduzir os deslocamentos diferenciais dos pilares para tentar simular as correções construtivas.

Esse aumento da rigidez não deve ser utilizado no cálculo dos esforços de vento, já que a ação do vento atua de maneira significativa somente após o fechamento da edificação. Como a rigidez aumentada artificialmente serve apenas para simular as correções construtivas, a atuação do vento deforma os pilares de acordo com suas rigidezes reais.

6.3.1 – Exemplo do uso do MULAXI

A Figura VI-1 apresenta a planta do pavimento tipo de uma edificação-exemplo do uso do MULAXI na determinação dos deslocamentos e esforços solicitantes devidos às cargas gravitacionais nas edificações.

Figura VI-1 - Planta da edificação-exemplo

Foi considerada uma carga uniformemente distribuída nas lajes conforme Tabela VI-2.

Tabela VI-2 - Cargas na edificação-exemplo

Permanente	1	kN/m ²
Variável de Utilização	1.5	kN/m ²
Peso Próprio	0.73	kN/m ²

No peso próprio da estrutura por m² está incluso o peso próprio de um lance de cada pilar.

A estrutura é constituída por 19 pavimentos-tipo de mesma planta (Figura VI-1) com piso-a-piso de 3,06m. Para ilustrar o uso e os efeitos do MULAXI, foram avaliados os deslocamentos verticais no topo da edificação, os esforços solicitantes nas vigas e a distribuição de carga entre os pilares. O programa comercial TQS V20.7 foi utilizado para a modelagem computacional da edificação-exemplo e para o cálculo dos esforços solicitantes.

Os resultados dos deslocamentos verticais apresentados na Figura VI-2 foram obtidos com o valor real da área dos pilares, ou seja, com MULAXI=1,0.

O deslocamento do topo do pilar central – P102 – é superior aos deslocamentos dos pilares dos cantos da edificação, já que a tensão normal de compressão é superior. O deslocamento do pilar P102 resultou em 20,3mm. O valor dos deslocamentos dos pilares P101 e P103 é de 12,5mm. Assim sendo, o deslocamento diferencial é de 7,8mm.

94

Figura VI-3 - Momentos fletores nas vigas ao longo da edificação. MULAXI=1.0.

Figura VI-4 - Detalhe dos valores dos momentos fletores nas vigas nos cinco primeiros (esquerda) e cinco últimos (direita) pavimentos da edificação. MULAXI=1.0 [10^{-1} kN.m]

Na Figura VI-3 pode-se perceber uma mudança no valor do momento fletor da viga sobre o pilar P102. Para cargas verticais, o sinal do momento altera-se de negativo nos primeiros pavimentos para positivo nos últimos. O momento fletor na viga possui o valor de -84 kN.m no primeiro pavimento, enquanto que no penúltimo pavimento seu valor é de $+12\text{ kN.m}$ – diferença de -114% – (Figura VI-4). Caso o apoio central fosse indeslocável, esperava-se um valor negativo de momento fletor, entretanto a diferença de deslocamento vertical do P102 com os pilares P101/P103 provoca essa diferença entre os valores de momento.

A utilização de um majorador da área axial dos pilares (MULAXI) visa diminuir a diferença entre os deslocamentos dos pilares e aproximar os valores dos esforços solicitantes da realidade. A Figura VI-5 apresenta a mesma edificação-exemplo já discutida, com a utilização do majorador $\text{MULAXI}=3,0$. O valor de 3,0 para MULAXI é comum na prática de projetos de edificações.

O valor de $\text{MULAXI}=3,0$ advém da média obtida para um projeto elaborado na década de 1990, no programa SAP. Nesse projeto específico, que contou com a participação do engenheiro Nelson Covas (atualmente sócio da TQS), foi feito um estudo da variação da área axial dos pilares, de maneira a obter deslocamentos similares entre os diferentes pilares e, consequentemente, momentos fletores negativos nas vigas sobre os apoios centrais. Para que os valores de momento fletor nas vigas aproximassem de um modelo com apoios indeslocáveis, foi necessário um aumento da área do pilar de 1 a 5 vezes. Dessa forma, optou-se, quando da implementação no programa TQS, pela média, ou seja, $\text{MULAXI}=3,0$.

Posteriormente, nos anos 2000, o engenheiro Mário Franco, realizou outro estudo para um outro projeto de múltiplos pavimentos, obtendo também um valor próximo a 3,0 para simular o processo construtivo. Tornou-se, então, convencional o valor $MULAXI=3,0$.

Dessa forma, a rigidez axial dos pilares para o cálculo dos deslocamentos e esforços devidos às cargas verticais é considerada como sendo $EA^* = 3 \cdot EA$, no intuito de simular as correções construtivas.

Figura VI-5 - Esq.: Deslocamentos verticais nos pavimentos (cm) – direita e – detalhe dos deslocamentos nos últimos pavimentos (mm) – esquerda – para $MULAXI=3,0$

Os deslocamentos totais dos topos dos pilares resultaram significativamente menores – cerca de três vezes – àqueles obtidos por um modelo com $MULAXI=1,0$. O deslocamento do pilar central – 7,3mm – permaneceu maior que o deslocamento dos pilares da extremidade – 3,9mm. Todavia, o deslocamento diferencial – 3,4mm para $MULAXI=3,0$ – reduziu-se substancialmente, cerca de 60%. Por isso, os momentos negativos da viga alteram-se menos entre os pavimentos, já que o deslocamento diferencial é inferior para o modelo enrijecido. As Figura VI-6 e Figura VI-7 apresentam os resultados dos momentos fletores na viga V101.

Figura VI-6 - Momentos fletores nas vigas ao longo da edificação. MULAXI=3.

Figura VI-7 - Detalhe dos valores dos momentos fletores nas vigas nos cinco primeiros (esq.) e cinco últimos (dir.) pavimentos da edificação. MULAXI=3,0 [10^{-1} kN.m]

Nas Figura VI-6 e Figura VI-7, pode-se perceber que a alteração no sinal do momento fletor sobre o pilar central que ocorria no modelo da edificação-exemplo com as rigidezes reais dos pilares não ocorre para o valor de MULAXI=3,0. O valor do momento fletor sobre o pilar central no penúltimo pavimento -48 kN.m corresponde a 53% do valor do momento fletor do 1º pavimento: -90 kN.m . Apesar da redução do valor do momento, não ocorre inversão do sinal no modelo computacional com MULAXI=3,0.

As correções construtivas executadas pela obra e a progressão dos carregamentos reduz os deslocamentos totais dos topos dos pilares. Assim sendo, um modelo computacional com

$MULAXI > 1$ aproxima-se da realidade.

6.3.2 – Restrições e Problemas no uso do MULAXI

O uso do MULAXI aproxima os resultados de esforços solicitantes da realidade, porém existem algumas restrições e problemas.

Uma crítica ao seu uso é que o aumento artificial da rigidez dos pilares implica na análise de um modelo irreal, já que os pilares não são mais rígidos fisicamente.

O aumento da rigidez axial visando considerar as correções construtivas deve ser calibrado caso a caso. Para cada lance de cada pilar a obra altera o deslocamento total de maneira distinta. Dessa forma, a utilização de um valor único para todos os lances de um pilar, ou para todos os pilares, pode sub ou superestimar as correções construtivas.

Além da dificuldade em estimar o valor do MULAXI caso a caso, ainda faltam pesquisas para definir qual o valor deveria ser adotado. O valor $MULAXI = 3,0$ é padrão para o programa TQS e foi calibrado para um pequeno conjunto de edificações. A tipologia, o uso, a velocidade da construção, dentre outros fatores, alteram as correções construtivas e deveriam ser analisados para a definição do valor do MULAXI, que deveria ser definido por pilar. O uso do MULAXI precisa, portanto, de maiores validações.

6.4 - Modelo de múltiplos passos

A maneira mais exata de determinar os efeitos do processo construtivo nos esforços solicitantes é através de um modelo de múltiplos passos.

Nesse modelo, cada subestrutura é modelada e calculada. Os deslocamentos obtidos no cálculo de uma subestrutura são levados em conta na determinação dos deslocamentos e esforços da próxima subestrutura. Assim, para uma edificação de n pavimentos são modeladas e calculadas n subestruturas, com o acréscimo de um pavimento em cada subestrutura. Em cada subestrutura são lançados os carregamentos que entraram em ação até a data da execução do pavimento subsequente.

Como os deslocamentos são calculados para cada subestrutura, é possível prever qual a correção construtiva – que depende do tipo de processo construtivo: nível absoluto ou piso-a-piso fixo – e corrigir o deslocamento total do modelo. O deslocamento nodal dos pilares de uma subestrutura é determinado descontando-se as correções construtivas efetuadas para os carregamentos que já atuaram nas subestruturas anteriores. Pode-se, também, incorporar os parâmetros referentes aos efeitos da retração e da fluência ao modelo, modificando os encurtamentos dos pilares e consequentemente os deslocamentos nodais.

O grande empecilho do modelo de múltiplos passos é o tempo computacional que ele demanda. Como são necessários os cálculos de n subestruturas, o tempo demandado cresce consideravelmente. Para estudos expeditos ou tomadas de decisões rápidas, esse grande tempo computacional inviabiliza o uso dos modelos de múltiplos passos. Além disso, a análise dos resultados é mais difícil do que no modelo de passo único.

VII – Predição (estimativa) das Correções Construtivas

A predição ou estimativa das correções construtivas efetuadas pela obra para os deslocamentos elástico, por retração, por fluência e pelo recalque de fundação é efetuada através de planilha eletrônica, para o presente trabalho. Preferiu-se o termo predição (estimativa), em detrimento do termo cálculo, pois uma parcela do deslocamento é formada pelos fenômenos da retração e fluência, que são de difícil precisão. Além disso, as datas de aplicação das cargas são estimadas através do cronograma da obra. A progressão das cargas afeta diretamente o encurtamento elástico e uma alteração no cronograma da obra modifica as correções construtivas.

7.1 - Dados de Entrada

A predição das correções é feita a partir dos dados do pilar, das cargas e da obra.

Em relação ao pilar, é necessário o conhecimento da geometria – dimensões em planta – em todos os pavimentos, da taxa de armadura nos lances, além de características do concreto a ser utilizado.

Para as cargas apresentadas na Tabela VI-2 é preciso conhecer a data de aplicação delas em cada pavimento e a força normal resultante no pilar em cada lance.

A obra determina o processo construtivo a ser utilizado: piso-a-piso fixo ou construção no nível absoluto, além de determinar o cronograma. Outras informações como a umidade e temperatura médias também são necessárias. A Tabela VII-1 apresenta um resumo dos dados de entrada necessários para a predição dos deslocamentos verticais dos pilares.

Tabela VII-1 - Dados de entrada para predição das correções construtivas

Pilar					
Área	Perímetro Exposto ao Ar	Piso-a-Piso	Módulo de Elasticidade	Slump	Tipo de Cimento
Cargas					
Normal aplicada no Pilar				Data de Aplicação	
Obra					
Processo Construtivo		Umidade média		Temperatura média	

Enquanto a área, o perímetro e o piso-a-piso são dados de projeto, a estimativa de alguns dados de entrada se faz necessária durante a fase de projeto. A umidade e a temperatura influenciam na retração do pilar e podem ser estimadas a partir de médias mensais do local da construção. O Módulo de Elasticidade pode, por sua vez, ser estimado através de métodos normativos a partir do f_{ck} e/ou do consumo de cimento.

A data de execução de cada pavimento, bem como as datas de execução das alvenarias de vedação e dos revestimentos, faz parte do cronograma da obra e influencia todos os deslocamentos. Esse cronograma pode ser estipulado a partir do ciclo executivo. As edificações são feitas usualmente em ciclos fixos, especialmente os pavimentos tipo. Ou seja, a cada m dias um novo pavimento é inteiramente concretado. Como a alvenaria é normalmente executada no 4º pavimento abaixo do piso que está sendo concretado, ela sofre um atraso de $4m$.

O valor de m varia de 5 a 10 dias. Valores menores são bem difíceis de serem atingidos, já que implicam em execuções e concretagens bem céleres. Valores maiores que 10 dias são possíveis em pavimentos de grande área, mas não são muito usuais em pavimentos tipo. Um valor muito comum e bastante usado pelas construtoras é o ciclo de 7 dias, $m = 7$. Dessa forma, a cada semana um novo pavimento é executado.

Em posse desses dados de entrada, é possível determinar os deslocamentos do topo de cada lance de pilar na data de concretagem do lance subsequente.

7.2 - Processo de cálculo

A determinação do deslocamento do topo último lance do pilar na data de concretagem do lance subsequente é necessária para a predição das correções construtivas. A predição das correções construtivas depende do conhecimento dos encurtamentos acumulados em cada lance já executado do pilar na data de concretagem de um lance qualquer. Assim sendo, os encurtamentos acumulados elásticos, por fluência, por retração e o recalque de fundação para cada lance do pilar devem ser conhecidos na data de concretagem de cada pavimento.

A partir dos dados de entrada, é possível determinar que parcela de deformação por encurtamento ocorreu entre duas concretagens consecutivas, para cada um dos lances já concretados do pilar. Cada pilar da edificação é tratado aqui como independente, ou seja, não sofre a influência dos outros pilares.

O encurtamento de um lance do pilar entre as concretagens de dois pavimentos consecutivos – i e $i+1$ – é dada pela diferença entre o encurtamento do lance desde sua

execução até a data de concretagem do pavimento $i + 1$, e o encurtamento que ocorreu desde sua execução até a concretagem do pavimento i . Como cada lance foi concretado em datas diferentes, eles sofrem de maneira distinta os efeitos da retração e da fluência, além de receberem diferentes carregamentos.

O deslocamento do topo do pilar entre duas concretagens consecutivas é dado pela soma do produto dos encurtamentos de cada lance pelo comprimento do lance, considerado igual ao piso-a-piso, conforme *Equação II-2*, *Equação II-3*, *Equação II-4* e *Equação II-5*.

7.2.1 – Armazenamento dos dados

O armazenamento dos dados de entrada e de saída foi feito na forma de matrizes e vetores para facilitar os cálculos e permitir a determinação de diferentes parâmetros, como a correção efetuada pela obra ou o deslocamento vertical total ao fim da construção.

Os níveis do projeto, as datas de concretagem dos pavimentos e os ajustes de nível são armazenados na forma de vetores $V[n]$, sendo n o número de pavimentos da edificação. Cada termo do vetor armazena a informação referente a um pavimento.

Já os valores das cargas e as datas nas quais elas passaram a atuar são armazenados em matrizes. Essas matrizes possuem dimensão de $[n \times 7]$. As sete colunas correspondem a cada uma das cargas apresentadas na Tabela VI-1.

Para cada tipo de encurtamento – elástico, por retração, e por fluência – é armazenada uma matriz quadrada $M[n,n]$, sendo n o número de pavimentos da edificação. A posição $M[k,l]$ indica o encurtamento do lance k desde sua concretagem até a concretagem do lance l . Para $k \geq l$, a posição $M[k,l]$ assume o valor zero. Dessa forma, para a determinação do deslocamento do topo do pilar entre duas concretagens consecutivas utiliza-se a *Equação VII-1*.

$$\Delta v[i, i + 1] = \sum_{k=1}^{k=i+1} (M[k, i + 1] - M[k, i]) \cdot l_{0,k}$$

Equação VII-1

O armazenamento das informações dos encurtamentos, bem como da entrada de dados, na forma de vetores e matrizes facilita as operações computacionais para a estimativa das correções construtivas, por tornar fácil a identificação dos encurtamentos de um lance qualquer k na concretagem do lance l . O armazenamento dos dados consome, contudo, um espaço maior do que o necessário, já que muitas posições das matrizes de encurtamento são nulas. Entretanto, o cálculo computacional é bastante célere mesmo com esse empecilho.

7.3 Exemplo de cálculo

Para exemplificar o uso da planilha eletrônica desenvolvida para a predição das correções construtivas, foram analisados os deslocamentos de um pilar de uma obra residencial localizada à rua Fernão Dias, São Paulo-SP.

A edificação possui 20 pavimentos, sendo 14 deles pavimentos-tipo com planta apresentada na Figura VII-1. A construção possui ainda um subsolo com utilização de garagem, um térreo, pavimentos técnicos e cobertura. Sua estrutura é de concreto armado, sendo projetada em estrutura convencional – lajes, vigas e pilares. Para ilustrar o cálculo dos encurtamentos foi analisado o pilar P5 (124/19) da referida edificação. (Figura VII-2)

Figura VII-2 - Detalhe da região do pilar P5.

A análise dos deslocamentos do pilar P5 parte das cargas que atuam em cada pavimento da edificação. As cargas apresentadas na Tabela VII-2 foram obtidas através de um modelo de grelha gerado pelo programa comercial TQS V20.7. Nesse modelo, as lajes e vigas são discretizadas em um conjunto de elementos finitos de barras, enquanto os pilares são considerados apoios indeslocáveis. Dessa forma, o encurtamento diferencial entre pilares é desprezado na determinação das cargas.

Tabela VII-2 - Carregamentos atuantes no pilar P5 por pavimento [kN]

PAV	Peso Próprio do Lance	Peso Próprio do Pavimento	Revestimento do Piso	Alvenaria	Revestimento Interno da Alvenaria	Revestimento Externo da Alvenaria	Sobrecarga de Utilização
1SS	19.9	90.6	20.4	69.9	4.7	3.1	12.4
TER	19.1	78.9	78.9	27.9	1.9	1.2	15.3
1PV	20.1	93.7	15.2	61.5	4.1	2.7	12.3
2PV	17.0	75.0	21.9	60.3	4.0	2.7	12.1
3PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
4PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
5PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
6PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
7PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
8PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
9PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
10PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
11PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1

12PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
13PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
14PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
15PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
16PV	17.0	75.8	22.1	60.5	4.0	2.7	12.1
BARR	18.0	75.8	30.3	0.0	0.0	0.0	152.0 ⁽¹⁾
COB	10.7	90.3	58.2	0.0	0.0	0.0	12.3

(1): Considerada também a carga de água do reservatório.

A sobrecarga de utilização foi considerada somente com o seu valor quase permanente, ou seja, $\psi_2 = 0.3$ (edificação residencial). Essa consideração é devida ao fato que a variação desse carregamento provoca deformações que são recuperadas ao se retirar o carregamento. Dessa forma, optou-se por considerar somente a parcela que atua na maior parte do tempo na edificação.

A Tabela VII-3 apresenta as datas consideradas para a concretagem dos pavimentos e para a atuação das cargas da edificação. Um ciclo de execução de 7 dias foi considerado para a elevação de cada pavimento a partir do primeiro. O térreo da edificação, por ser maior, foi considerado com ciclo de 10 dias. A sobrecarga de utilização foi considerada atuando 90 dias após a execução do revestimento externo da alvenaria.

Tabela VII-3 - Datas de concretagem e de carregamento do pilar P5

PAV	Concretagem	Peso Próprio do Lance	Peso Próprio do Pavimento	Revest. do Piso	Alvenaria	Revest. Interno da Alvenaria	Revest. Externo da Alvenaria	Sobrecarga de Utilização
1SS	1	2	3	39	32	39	230	410
TER	11	12	13	46	39	46	227	411
1PV	18	19	20	53	46	53	224	412
2PV	25	26	27	60	53	60	221	413
3PV	32	33	34	67	60	67	218	414
4PV	39	40	41	74	67	74	215	415
5PV	46	47	48	81	74	81	212	416
6PV	53	54	55	88	81	88	209	417
7PV	60	61	62	95	88	95	206	418
8PV	67	68	69	102	95	102	203	419
9PV	74	75	76	109	102	109	200	420
10PV	81	82	83	116	109	116	197	421
11PV	88	89	90	123	116	123	194	422
12PV	95	96	97	130	123	130	191	423
13PV	102	103	104	137	130	137	188	424
14PV	109	110	111	144	137	144	185	425

15PV	116	117	118	151	144	151	182	426
16PV	123	124	125	158	151	158	179	427
BARR	130	131	132	165	158	165	176	428
COB	137	138	139	172	165	172	173	429

A Tabela VII-3 apresenta o valor, em dias, desde a primeira concretagem até a atuação daquela carga. O primeiro subsolo – primeira laje – é concretado no dia um. O peso próprio do lance do pilar e o peso próprio do pavimento entram em atuação um e dois dias após a concretagem, respectivamente. As cargas das alvenarias e dos revestimentos passam a atuar progressivamente na estrutura. A defasagem na execução da alvenaria é de três pavimentos concretados. Ou seja, no dia seguinte à concretagem do pavimento $i+3$ a alvenaria do pavimento i é executada. Posteriormente, os carregamentos provenientes do revestimento externo da alvenaria e da sobrecarga de utilização passam a atuar.

A predição dos encurtamentos de cada lance durante a fase construtiva depende também das características apresentadas na Tabela VII-4, como f_{ck} , tipo de cimento e taxa do pilar.

Tabela VII-4 - Características do pilarP5

Nº PAV	PAV	Nível de projeto (m)	f_{ck} (MPa)	Tipo de cimento	Slump (cm)	Umidade (%)	Área do pilar (m²)	Perímetro ao ar (m)	ρ (%)
0	FUND	731.96							
1	1SS	735.34	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	5.09%
2	TER	738.58	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	5.09%
3	1PV	741.99	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	5.09%
4	2PV	744.87	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	3.21%
5	3PV	747.75	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	2.38%
6	4PV	750.63	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	2.14%
7	5PV	753.51	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	1.36%
8	6PV	756.39	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	1.19%
9	7PV	759.27	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	1.19%
10	8PV	762.15	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.64%
11	9PV	765.03	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
12	10PV	767.91	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
13	11PV	770.79	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
14	12PV	773.67	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
15	13PV	776.55	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
16	14PV	779.43	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
17	15PV	782.31	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
18	16PV	785.19	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
19	BARR	788.25	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%
20	COB	790.06	35	CPII	7	75%	0.2356	2.86	0.53%

Para o pilar P5 da referida obra, todos os pavimentos possuem o mesmo valor de f_{ck} e a mesma dimensão. Entretanto, é comum esses valores serem alterados especialmente nos pavimentos inferiores, por conta da maior força normal atuante no pilar. Os dados do tipo de cimento, umidade relativa do ar e *Slump* são de difícil conhecimento em fase de projeto e foram estimados para a análise do pilar P5. Além dessas informações, o valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado é de suma importância no cálculo dos encurtamentos e deslocamentos. A depender do modelo a ser utilizado para a determinação da fluência e da retração – NBR 6118:2014, Eurocode (CEB MC90-99), ACI 209R-92, ou GL2000 – o valor do módulo de elasticidade para as diferentes datas de interesse se altera.

Outra característica importante da obra é o tipo de processo construtivo adotado para a execução dos pavimentos. Caso se opte pela construção dos pavimentos no nível de projeto, pode-se prever qual serão as correções construtivas. Caso se opte pela construção com piso-a-piso fixo, é possível estimar qual será o deslocamento do topo do pilar na data de concretagem de cada pavimento. Em ambos os casos, a predição dos deslocamentos ao fim da obra e em quatro datas posteriores – 1 ano, 5 anos, 10 anos, e 50 anos – é possível. O ajuste – aumento do comprimento do lance do pilar – foi considerado nulo, bem como o recalque da fundação.

A partir dos dados apresentados nas Tabela VII-2, Tabela VII-3 e Tabela VII-4 foram construídos os Gráfico VII-1 e Gráfico VII-2 para a execução dos pavimentos no nível de projeto. Foi utilizada a norma NBR 6118:2014 para a determinação dos encurtamentos por fluência, retração e elástico. O código-fonte da planilha eletrônica em linguagem Microsoft VBA é apresentado no Apêndice A.

Gráfico VII-1 - Deslocamento vertical total (vk) com correções construtivas ao longo do tempo

Gráfico VII-2 - Correções construtivas para execução em nível absoluto

O Gráfico VII-1 apresenta os deslocamentos verticais em diferentes idades da edificação. Esses deslocamentos são medidos a partir do nível de projeto de cada pavimento e considerados positivos quando o nível do topo do pilar é inferior ao nível de projeto. O aumento abrupto do deslocamento elástico do pavimento nº 7 (5º pavimento) é devido à entrada em ação da carga de alvenaria do 1º pavimento, que ocorre entre a concretagem do 4º e do 5º pavimento e possui valor elevado.

Na data de concretagem do último pavimento – fim da estrutura, os deslocamentos que ocorreram após a concretagem do penúltimo pavimento são corrigidos. Por isso, o último pavimento possui deslocamento nulo no fim da estrutura, já que ele foi executado até o nível de projeto. Foram desprezados os deslocamentos do cimbramento e do pilar pela ação do concreto fresco.

Ao fim da obra, os maiores deslocamentos estão situados no meio da edificação, pois esses pavimentos acumulam os deslocamentos dos lances inferiores, porém não tiveram grandes correções quando da sua concretagem. A atuação de uma carga afeta todos os lances do pilar abaixo do pavimento no qual ela atua. Assim, o peso próprio do nível 17, por exemplo, causa encurtamentos nos lances do nível 1 ao 16.

Os deslocamentos continuam aumentando com o passar do tempo. Nos primeiros 5 anos após a execução da estrutura os deslocamentos aumentam consideravelmente tanto por causa da continuidade da deformação da fluência, quanto pela atuação da parcela quase-permanente da sobrecarga de utilização. Após esse período, os deslocamentos continuam progredindo, porém em uma taxa menos acentuada.

Os pavimentos superiores acumulam os deslocamentos dos pavimentos inferiores, já que o deslocamento de um nível faz com que todos os níveis acima dele se desloquem. Dessa forma, o aumento do deslocamento após o fim da obra é maior para os pavimentos superiores do que para os pavimentos inferiores. O 16º pavimento, por exemplo, passa de um deslocamento vertical de $4,4mm$ ao fim da obra para um deslocamento vertical de $33,5mm$ em 5 anos, o que corresponde a um aumento de 661%. O 7º pavimento, por sua vez, parte de um deslocamento de $11,5mm$ e chega a um deslocamento de $27,1mm$ em 5 anos, o que representa um aumento de 115%.

O Gráfico VII-2 apresenta as correções executadas pela obra ao concretar os pavimentos no nível de projeto. O encurtamento devido à retração possui uma grande influência nas correções dos pavimentos iniciais, pois poucas cargas entraram em ação. Assim, os deslocamentos provocados pelos encurtamentos elástico e por fluência são de pouca monta para as correções dos pavimentos iniciais.

Outra possibilidade de construção é com o piso-a-piso fixo. Os Gráfico VII-3 e Gráfico VII-4 apresentam os resultados da análise do pilar P5 para esse tipo de execução.

Gráfico VII-3 - Deslocamento vertical total (vk) com piso-a-piso fixo ao longo do tempo

Gráfico VII-4 - Deslocamento do pilar na data de concretagem do pavimento

Conforme ilustrado pelo Gráfico VII-3, o deslocamento aumenta progressivamente já que não são efetuadas correções. No fim da construção da estrutura, o pilar possui um comprimento total inferior à diferença entre o nível da Fundação e da Cobertura. O pilar P5 deveria possuir um comprimento total de $58,100m$, porém ao término da estrutura ele possui $58,077m$, uma variação de $0,04\%$. A diminuição do nível de topo do pilar continua crescendo, atingindo o valor de $0,10\%$ - $58,2mm$. Percentualmente a diferença é pequena, porém o valor de $58,2mm$ pode acarretar danos nos elementos não estruturais.

O deslocamento do pilar na data de concretagem de cada pavimento – Gráfico VII-4 – é essencial na determinação da correção que a obra executa ao nivelar o pavimento. O pilar menos encurtado daquele pavimento não é corrigido, enquanto que os outros pilares são concretados com o lance um pouco maior.

7.4 Comportamento dos pilares

Os Gráfico VII-5 a Gráfico VII-7 apresentam os resultados para os deslocamentos do pilar P5 utilizando-se outros modelos para cálculo dos encurtamentos.

Gráfico VII-5 - Deslocamento vertical total (vk) com correções construtivas ao longo do tempo (EC2004)

Gráfico VII-6 - Deslocamento vertical total (vk) com correções construtivas ao longo do tempo (ACI)

Gráfico VII-7 - Deslocamento vertical total (vk) com correções construtivas ao longo do tempo (GL2000)

O comportamento descrito para o pilar P5 (124/19) é semelhante, independentemente do modelo utilizado para o cálculo da influência da retração e da fluência, como pode ser visto nos Gráfico VII-5 a Gráfico VII-7. O comportamento de qualquer pilar assemelha-se ao descrito para o pilar P5.

Caso seja adotada a construção dos pavimentos no nível absoluto, os maiores deslocamentos encontram-se nos pavimentos centrais da edificação ao fim da obra. Posteriormente, os lances dos pilares continuam a encurtar, o que leva a um deslocamento maior no terço superior da edificação. Caso opte-se pela construção com o piso-a-piso fixo, o deslocamento do pilar aumenta progressivamente até o fim da execução da estrutura. Esse deslocamento continua ampliando com o tempo devido à ação da fluência e à entrada de novas cargas.

A análise dos deslocamentos do pilar P10 – Figura VII-3 – da edificação residencial sita

Figura VII-3 - Detalhe da forma do pilar P10 no pavimento-tipo. Obra situada à rua Fernão Dias, São Paulo-SP.

Gráfico VII-8 - Deslocamento vertical total (vk) com correções construtivas do pilar P10 ao longo do tempo (NBR)

Gráfico VII-9 - Deslocamento vertical total (vk) do pilar P10 com piso-a-piso fixo ao longo do tempo (NBR)

Como pode ser observado no Gráfico VII-8 e no Gráfico VII-9, o comportamento do pilar P10 assemelha-se ao comportamento do pilar P5 tanto para a execução no nível absoluto quanto para a execução com piso-a-piso fixo.

7.5 - Deslocamento diferencial entre pilares

O deslocamento diferencial entre os diversos pilares de uma edificação consiste na diferença entre a posição vertical de cada pilar em um mesmo pavimento. E pode provocar danos em elementos estruturais – vigas, por exemplo – e em elementos não-estruturais, como alvenarias e caixilharia.

Para exemplificar esses deslocamentos, foi analisada uma edificação residencial situada na cidade de Guarulhos, SP. A edificação possui 18 pavimentos-tipo com área de 775 m² cada, cuja forma estrutural é apresentada na Figura VII-4. Além desses pavimentos, a edificação possui um subsolo (garagem), um pavimento com o uso de lazer localizado no Térreo, um Barrilete, uma Casa de Máquinas e uma Cobertura, totalizando 23 pavimentos.

Figura VII-4 - Planta do pavimento-tipo da edificação residencial.

Dada a simetria do edifício, os pilares foram agrupados em 14 grupos. Os pilares de cada grupo possuem as mesmas características geométricas, de carregamento e mesma armação. Assim, eles possuem o mesmo encurtamento. A Tabela VII-5 apresenta o agrupamento dos pilares da edificação.

Tabela VII-5 - Nomenclatura dos pilares agrupados da edificação residencial

Nomenclatura	Pilares Agrupados
P1	P1=P2=P63=P64
P3	P3=P10=P21=P24=P41=P44=P61=P62
P4	P4=P9=P59=P60
P5	P5=P8=P51=P58
P6	P6=P7=P52=P57
P11	P11=P14=P53=P56
P12	P12=P13=P54=P55
P15	P15=P16=P47=P48
P17	P17=P18=P49=P50
P19	P19=P20=P45=P46
P22	P22=P23=P42=P43
P25	P25=P26=P27=P28=P37=P38=P39=P40
P29	P29=P32=P33=P34=P35=P36
P30	P30=P31

Dessa forma, o pilar P12, por exemplo, representa os pilares P12, P13, P53 e P56.

Os deslocamentos verticais de cada conjunto de pilar em cada pavimento foram estimados para 50 anos após da finalização da obra e são apresentados na Tabela VII-6. Novamente, os pilares foram analisados de maneira independente, sem que se considerasse a mútua influência dos pilares.

Tabela VII-6 - Deslocamento vertical dos pilares [mm] para a edificação residencial para 50 anos após a finalização da estrutura.

	Pavimento																				
Pilar	1SS	TER	1PV	2PV	3PV	4PV	5PV	6PV	7PV	8PV	9PV	10PV	11PV	12PV	13PV	14PV	15PV	16PV	17PV	18PV	BAR
P1	3.9	8.1	10.9	13.7	16.6	19.4	22.2	24.8	27.4	29.9	32.4	34.7	36.9	39.0	40.9	42.7	44.5	46.0	47.5	48.8	50.0
P3	3.8	7.7	10.7	13.3	16.1	18.7	21.3	23.8	26.2	28.6	30.9	33.1	35.2	37.1	39.0	40.7	42.4	43.9	45.3	46.6	47.7
P4	3.6	7.5	11.1	13.7	16.5	19.2	21.8	24.3	26.8	29.2	31.5	33.7	35.7	37.7	39.5	41.3	42.9	44.4	45.8	47.0	48.1
P5	2.6	5.5	8.2	10.5	13.0	15.3	17.6	19.9	22.1	24.3	26.4	28.3	30.2	32.0	33.7	35.4	36.9	38.3	39.7	40.9	42.0
P6	2.8	5.8	8.6	10.7	12.8	15.0	17.0	19.0	21.0	23.0	24.8	26.6	28.4	30.0	31.6	33.1	34.5	35.8	37.1	38.3	39.4
P11	3.0	6.4	9.4	11.7	14.1	16.5	18.7	20.9	23.1	25.3	27.3	29.3	31.2	33.0	34.7	36.3	37.8	39.3	40.6	41.9	43.0
P12	3.0	6.1	9.3	11.6	14.1	16.5	18.8	21.1	23.3	25.5	27.6	29.6	31.6	33.4	35.2	36.8	38.4	39.9	41.3	42.6	43.8
P15	2.8	6.0	8.9	11.2	13.5	15.8	18.0	20.1	22.2	24.3	26.3	28.2	30.0	31.7	33.3	34.9	36.3	37.7	39.0	40.2	41.3
P17	3.2	6.8	10.2	12.7	15.4	18.0	20.4	22.8	25.2	27.5	29.7	31.8	33.8	35.7	37.5	39.1	40.7	42.1	43.5	44.7	45.8
P19	3.9	8.1	12.1	15.1	18.3	21.3	24.3	27.1	30.0	32.8	35.4	37.9	40.3	42.6	44.8	46.8	48.7	50.5	52.1	53.6	55.0
P22	4.5	9.5	14.2	17.7	21.3	24.8	28.1	31.3	34.5	37.5	40.5	43.2	45.8	48.2	50.4	52.5	54.4	56.1	57.6	59.0	60.1
P25	2.5	5.3	8.0	11.1	14.4	17.6	20.7	23.6	26.6	29.5	32.2	34.8	37.2	39.5	41.7	43.7	45.6	47.3	48.9	50.3	51.6
P29	4.3	9.1	13.5	16.8	20.3	23.6	26.9	30.0	33.1	36.1	39.0	41.7	44.3	46.7	48.9	51.0	53.0	54.7	56.3	57.8	59.0
P30	4.8	10.1	15.1	18.9	22.7	26.5	30.0	33.5	37.0	40.3	43.5	46.5	49.3	52.0	54.4	56.7	58.8	60.7	62.4	64.0	65.3

Os valores apresentados na Tabela VII-6 representam a diferença entre o nível de projeto do pavimento e a posição do pilar após 50 anos. Por exemplo, para o 18º pavimento – último pavimento com uso residencial – os pilares P1=P2=P63=P64 deslocaram-se 48,8mm para baixo em relação ao nível de projeto. Esse deslocamento é resultado do acúmulo dos encurtamentos de todos os pavimentos abaixo do 18º. Para a estimativa dos valores de deslocamento não foram levadas em conta correções construtivas, sendo o considerado que o pilar foi concretado com o piso-a-piso fixo. Os efeitos diferidos no tempo – retração e fluência – foram calculados conforme norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, considerando uma cura de 3 dias para início do processo da retração.

O deslocamento total pode ocasionar danos em elementos não-estruturais de dimensões fixas, como a caixilhos, alvenaria e tubulações rígidas.

Um fator importante na análise da edificação é o deslocamento relativo entre pilares. O deslocamento relativo pode afetar os esforços solicitantes das vigas que conectam os pilares, ou afetar negativamente elementos não estruturais como alvenarias e tubulações.

A Tabela VII-7 apresenta os deslocamentos relativos entre os grupos de pilares da edificação residencial para o 18º pavimento após 50 anos. O 18º pavimento foi escolhido por ser o último pavimento de uso residencial.

Tabela VII-7 - Deslocamento relativo entre pilares [mm] para o 18º pav. da edificação residencial

	P1	P3	P4	P5	P6	P11	P12	P15	P17	P19	P22	P25	P29	P30
P1	0.0	2.2	1.8	7.9	10.5	6.9	6.3	8.6	4.1	-4.8	-10.2	-1.5	-9.0	-15.1
P3	-2.2	0.0	-0.4	5.7	8.3	4.7	4.0	6.4	1.9	-7.0	-12.4	-3.8	-11.2	-17.4
P4	-1.8	0.4	0.0	6.1	8.7	5.1	4.4	6.8	2.3	-6.6	-12.0	-3.3	-10.8	-17.0
P5	-7.9	-5.7	-6.1	0.0	2.6	-1.0	-1.7	0.7	-3.8	-12.7	-18.1	-9.5	-16.9	-23.1
P6	-10.5	-8.3	-8.7	-2.6	0.0	-3.6	-4.3	-1.9	-6.4	-15.3	-20.7	-12.0	-19.5	-25.7
P11	-6.9	-4.7	-5.1	1.0	3.6	0.0	-0.7	1.7	-2.8	-11.7	-17.1	-8.5	-15.9	-22.1
P12	-6.3	-4.0	-4.4	1.7	4.3	0.7	0.0	2.4	-2.1	-11.0	-16.4	-7.8	-15.2	-21.4
P15	-8.6	-6.4	-6.8	-0.7	1.9	-1.7	-2.4	0.0	-4.5	-13.4	-18.8	-10.2	-17.6	-23.8
P17	-4.1	-1.9	-2.3	3.8	6.4	2.8	2.1	4.5	0.0	-8.9	-14.3	-5.7	-13.1	-19.3
P19	4.8	7.0	6.6	12.7	15.3	11.7	11.0	13.4	8.9	0.0	-5.4	3.3	-4.2	-10.4
P22	10.2	12.4	12.0	18.1	20.7	17.1	16.4	18.8	14.3	5.4	0.0	8.6	1.2	-5.0
P25	1.5	3.8	3.3	9.5	12.0	8.5	7.8	10.2	5.7	-3.3	-8.6	0.0	-7.4	-13.6
P29	9.0	11.2	10.8	16.9	19.5	15.9	15.2	17.6	13.1	4.2	-1.2	7.4	0.0	-6.2
P30	15.1	17.4	17.0	23.1	25.7	22.1	21.4	23.8	19.3	10.4	5.0	13.6	6.2	0.0

A Tabela VII-7 foi confeccionada a partir dos deslocamentos verticais totais dos pilares no 18º pavimento. O valor apresentado, por exemplo, na terceira linha – P4 – e sexta coluna – P11 – representa a diferença entre o deslocamento vertical do P4 e do P11. Ou seja, $5.1 = \Delta_{P4} - \Delta_{P11} = 47.0 - 41.9$.

A Figura VII-5 apresenta um detalhe de dois pilares próximos da edificação residencial em análise.

[illegible]

Tabela VII-8 - Deslocamento vertical [mm] dos pilares P42 e P49

	Pavimento	
Pilar	17PV	18PV
P42	57.6	59.0
P49	43.5	44.7

Tanto o deslocamento relativo entre pavimentos quanto o deslocamento relativo entre pilares pode causar danos em elementos não-estruturais, como alvenarias.

VIII – Comparação dos deslocamentos com modelo de passo único

O deslocamento previsto por meio da planilha eletrônica necessita ser validado por meio de programas de modelagem computacional. São comparados os deslocamentos elásticos obtidos por meio da planilha e do programa TQS (V20.7). O TQS é um programa voltado mais especificamente para estruturas de concreto armado e protendido e é utilizado por calculistas estruturais no desenvolvimento de projetos. O programa considera todos os carregamentos atuando nos pavimentos após a execução da estrutura, sendo, pois, um programa de passo único. A escolha do programa TQS deve-se ao fato do programa ser amplamente utilizado no Brasil para modelagens de edificações.

A diferença entre o nível de projeto e o nível do pavimento após a aplicação dos carregamentos e correções construtivas, considerando-se a execução com piso-a-piso fixo, bem como a execução no nível absoluto, são comparados com os deslocamentos nodais considerando-se um multiplicador de rigidez axial (MULAXI) unitário ou de valor 3,0. Ou seja, a rigidez axial dos pilares é simulada como $EA^* = EA$ ou $EA^* = 3 \cdot EA$, respectivamente. O valor do módulo de elasticidade do concreto é calculado conforme ABNT NBR 6118:2014. A escolha dessa diferença entre o nível de projeto e o nível final dos pavimentos para comparação decorre do fato de que os valores de esforços solicitantes são determinados a partir dos deslocamentos nodais, que estão intimamente ligados à diferença entre os deslocamentos dos pavimentos.

8.1 - Comparação com o TQS para rigidez real dos pilares (MULAXI=1,0)

8.1.1 - Formas dos pavimentos do Modelo-Exemplo 1

O “Modelo-Exemplo 1” para validação da planilha possui ao todo 25 pavimentos. Os 16 primeiros pavimentos (Tipo 1) possuem piso-a-piso de 3.06m e $f_{ck} = 40 MPa$, e o 17º pavimento ao 25º pavimento (Tipo 2) possui piso-a-piso de 2.88 e $f_{ck} = 35 MPa$. A forma do primeiro conjunto de pavimentos tipo (1º ao 15º) é apresentada na Figura VIII-1, enquanto o segundo conjunto (17º ao 25º) é apresentado na Figura VIII-3. A forma do 16º pavimento, no qual os pilares mudam de dimensão, é mostrada na Figura VIII-2.

Figura VIII-1 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 1” (1º ao 15º pav.)

Figura VIII-2 - Forma do 16º pavimento do “Modelo-Exemplo 1”.

Figura VIII-3 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 1” (17º ao 25º pav.)

A simplicidade e a simetria do modelo garante que os carregamentos atuem de maneira praticamente igual nos quatro pilares. Apesar da simplicidade, o modelo possui mudança de seção de pilar e variação de f_{ck} . Essas alterações visam inserir mais variáveis para a validação da planilha.

8.1.2 - Carregamentos e seções dos pilares do “Modelo-Exemplo 1”.

O peso-próprio dos elementos de concreto do “Modelo-Exemplo 1” é computado automaticamente pelo programa. As cargas permanentes e variáveis (acidentais) atuantes nos pavimentos são de 2 kN/m² e 3 kN/m² (distribuídos uniformemente na laje), respectivamente. Os valores de força normal são apresentados na Tabela VIII-1, de acordo com o tipo de carregamento e por pavimento.

Tabela VIII-1 – Carregamentos atuantes nos pisos do “Modelo-Exemplo 1” [kN].

	Peso Próprio Pilar	Peso Próprio do Pav	Revestimento Piso	Alvenaria	Revestimento Interno Alv.	Revestimento Externo Alv.	Acidental
Tipo 1 (1º ao 16º Pav)	12.2	52.1	13.0	25.9	3.7	7.4	5.8
Tipo 2 (17º ao 24º Pav)	6.5	51.1	12.7	23.9	3.4	6.8	5.6
25º Pav	6.5	51.1	12.7	-	-	-	5.6

O carregamento acidental (variável ou sobrecarga de utilização) foi considerado com a combinação quase-permanente, ou seja, $\psi_2 = 0,3$. As seções dos pilares são de 40x40cm do 1º ao 16º pavimento e de 30x30cm do 17º ao 25º pavimento.

8.1.3 – Resumo dos dados de entrada para “Modelo-exemplo 1”.

A Tabela VIII-2 apresenta um resumo dos dados de entrada da planilha.

Tabela VIII-2 - Resumo dos dados de entrada da planilha

Pavimento	fck (MPa)	Seção (cm)	Carregamento Total(kN)
1º Pav	40	40x40	157.1
2º Pav	40	40x40	157.1
3º Pav	40	40x40	157.1
4º Pav	40	40x40	157.1
5º Pav	40	40x40	157.1
6º Pav	40	40x40	157.1
7º Pav	40	40x40	157.1
8º Pav	40	40x40	157.1
9º Pav	40	40x40	157.1
10º Pav	40	40x40	157.1
11º Pav	40	40x40	157.1
12º Pav	40	40x40	157.1
13º Pav	40	40x40	157.1
14º Pav	40	40x40	157.1
15º Pav	40	40x40	157.1
16º Pav	40	40x40	157.1
17º Pav	35	30x30	144.3
18º Pav	35	30x30	144.3
19º Pav	35	30x30	144.3
20º Pav	35	30x30	144.3
21º Pav	35	30x30	144.3
22º Pav	35	30x30	144.3
23º Pav	35	30x30	144.3
24º Pav	35	30x30	144.3
25º Pav	35	30x30	75.9

O carregamento apresentado na Tabela VIII-2 é a soma dos carregamentos apresentados na Tabela VIII-1. Para os diferentes lances dos pilares, a força normal atuante é a soma dos carregamentos totais dos pavimentos que o lance em questão sustenta.

8.1.4 – Comparação de resultados para “Modelo-exemplo 1”

A verificação da planilha elaborada foi feita sem a consideração da armadura dos

pilares, posto que o programa computacional TQS não considera a armadura na determinação dos deslocamentos axiais.

O programa-base para a comparação considera somente os deslocamentos elásticos e, portanto, somente estes foram computados por meio da planilha. A comparação entre os deslocamentos elásticos de cada um dos pavimentos foi feita para 50 anos após a execução da estrutura, quando todos os carregamentos verticais já atuaram.

No Gráfico VIII-1 são mostrados os deslocamentos de todos os pavimentos obtidos por meio do programa computacional TQS, por meio da planilha eletrônica elaborada pelo autor e a diferença entre eles. Para essa análise, a rigidez axial dos pilares foi considerada como sendo a rigidez real.

Gráfico VIII-1 - Comparação entre os deslocamentos elásticos obtidos pelo TQS (MULAXI=1,0) e por planilha eletrônica.

Os valores obtidos pela planilha eletrônica são ligeiramente superiores àqueles obtidos por meio do programa computacional, sendo a diferença máxima 1,54% para o último pavimento. A rigidez axial dos pilares não sofreu nenhum tipo de alteração, sendo considerada simplesmente como o produto da área pelo módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias.

A ligeira diferença pode ser explicada pelo fato de que a planilha considera o módulo de

elasticidade do concreto na data de entrada do carregamento. Dessa forma, carregamentos que atuam na estrutura antes de 28 dias da concretagem do lance (peso próprio, por exemplo) provocam maiores deslocamentos. Todavia, essas diferenças são muito pequenas, estando os cálculos da planilha verificados pelo programa computacional.

8.2 - Comparação com o TQS para rigidez aumentada dos pilares (MULAXI=3,0)

A consideração das correções construtivas pelo TQS é feita a partir do aumento da rigidez axial dos pilares, considerando-se $EA^* = 3EA$. Novamente, somente os encurtamentos elásticos são considerados. Para aproximar os resultados da realidade, a armadura dos pilares é levada em conta na determinação dos encurtamentos.

A correção construtiva no caso da construção com piso-a-piso fixo consiste somente na consideração da progressão dos carregamentos. Assim sendo, o deslocamento final é menor do que a simples superposição dos carregamentos. No caso da construção no nível absoluto, as correções são bem superiores às efetuadas pela obra na construção com piso-a-piso fixo.

8.2.1 - Formas dos pavimentos do “Modelo-Exemplo 2”

À semelhança do “Modelo-Exemplo 1”, o “Modelo-Exemplo 2”, utilizado para validação da planilha para rigidez axial aumentada, possui ao todo 25 pavimentos. Os 16 primeiros pavimentos (Tipo 1) possuem piso-a-piso de 3.06m e $f_{ck} = 40 MPa$, e o 17º pavimento ao 25º pavimento (Tipo 2) possui piso-a-piso de 2.88 e $f_{ck} = 35 MPa$. A forma do primeiro conjunto de pavimentos tipo (1º ao 15º) é apresentada na Figura VIII-4, enquanto o segundo conjunto (17º ao 25º) é apresentado na Figura VIII-6. A forma do 16º pavimento, no qual os pilares mudam de dimensão, é mostrada na Figura VIII-5.

Figura VIII-4 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (1º ao 15º pav.)

Figura VIII-5 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (16º pav.)

Figura VIII-6 - Forma do pavimento tipo do “Modelo-Exemplo 2”: MULAXI=3,0 (17° ao 25° pav.)

A mudança na forma do modelo-exemplo para avaliação da planilha para os pilares com rigidez aumentada foi devida ao fato de que o MULAXI, conforme descrito no Capítulo VI, visa simular as correções construtivas no intuito de reduzir as diferenças de deslocamentos entre pilares, modificando-se assim os esforços solicitantes. Dessa forma, é necessária uma diferença de deslocamento entre os pilares para a avaliação da planilha. Os pilares P2 e P5 são mais carregados, por possuírem maior área tributária, e encurtam e deslocam-se mais. Assim, serão avaliados os deslocamentos diferenciais entre os pilares P1=P3=P4=P6 e os pilares P2=P5.

8.2.2 – Dados de entrada.

O resumo dos dados de entrada, como o carregamento, é apresentado na Tabela VIII-3.

Tabela VIII-3 - Resumo dos dados de entrada do “Modelo-Exemplo 2”.

Pavimento	fck (MPa)	Seção (cm)		Carregamento Total (kN)	
		P1/P3/P4/P6	P2/P5	P1/P3/P4/P6	P2/P5
1º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
2º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
3º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
4º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
5º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
6º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
7º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
8º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5

9º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
10º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
11º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
12º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
13º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
14º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
15º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
16º Pav	40	40x40	50x50	110.3	200.5
17º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
18º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
19º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
20º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
21º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
22º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
23º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
24º Pav	35	30x30	35x35	98.9	184.5
25º Pav	35	30x30	35x35	69.2	142.7

Para os diferentes lances dos pilares, a força normal atuante é a soma dos carregamentos totais dos pavimentos que o lance em questão sustenta. A composição do carregamento é apresentada na Tabela VIII-4.

Tabela VIII-4 Carregamentos atuantes nos pisos do “Modelo-Exemplo 2” [kN].

		Peso Próprio Pilar	Peso Próprio do Pav	Revest. Piso	Alvenaria	Revest. Interno Alv.	Revest. Externo Alv.	Acidental
Tipo 1	P1/P3/P4/P6	12.2	47.8	11.5	23.6	3.4	6.7	5.1
	P2/P5	19.1	97.1	28.0	30.2	4.3	8.6	13.1
Tipo 2	P1/P3/P4/P6	6.5	45.8	12.0	20.8	3.0	5.9	4.9
	P2/P5	8.8	94.2	27.0	29.3	4.2	8.4	12.7
25 Pav	P1/P3/P4/P6	6.5	45.8	12.0	-	-	-	49.
	P2/P5	8.8	94.2	27.0	-	-	-	12.7

8.2.3 - Resultado da comparação

A diferença de deslocamento entre os pilares é parcialmente corrigida ao se nivelar o pavimento a um plano horizontal. A correção consiste no deslocamento diferencial dos pilares na data de concretagem de cada pavimento.

O Gráfico VIII-2 apresenta o deslocamento diferencial obtido por meio do TQS V20.7 com $MULAXI = 3,0$, o deslocamento diferencial obtido por meio da planilha, e o deslocamento diferencial obtido com $MULAXI=1,0$.

Gráfico VIII-2 - Comparação entre os deslocamentos diferenciais elásticos obtidos pelo TQS e por planilha eletrônica.

Os resultados apresentados no Gráfico VIII-2 correspondem ao deslocamento diferencial elástico após a entrada de todos os carregamentos verticais. A diferença consiste na subtração do valor da planilha pelo valor do TQS V20.7 dividida pelo valor do TQS V20.7. É possível observar que o deslocamento diferencial possui um comportamento um pouco diferente do resultado do programa.

Para os primeiros 2/3 da edificação, o crescimento do deslocamento diferencial obtido por meio da planilha eletrônica acompanha o crescimento obtido pelo TQS, ficando entre os valores obtidos para $MULAXI=1,0$ e para $MULAXI=3,0$.

O deslocamento diferencial entre os pilares no último terço da edificação, todavia, comporta-se de maneira bem distinta. Enquanto que para o programa de passo único a diferença entre os deslocamentos dos pilares continua aumentando, na prática essa diferença reduz-se. A redução decorre do fato de que para os últimos pavimentos a correção construtiva ao nivelar-se o pavimento aumenta, já que boa parte das cargas já entrou em ação. Dessa forma, uma maior parcela do deslocamento diferencial é corrigida na concretagem do pavimento.

As diferenças encontradas foram muito grandes, ultrapassando para alguns pavimentos 150%. Essas diferenças foram menores para o valor de $MULAXI=1,0$, porém também são consideráveis: maiores que 50% em alguns pavimentos. O enrijecimento axial dos pilares para simular as correções construtivas é uma alternativa sem grande custo computacional. Todavia, a calibração do $MULAXI$ deveria ser feita edificação a edificação, pilar a pilar e lance a lance.

8.2.4 – Conclusão das comparações com o TQS (modelo de passo único)

As comparações dos deslocamentos elásticos com o programa computacional TQS V20.7 indicam que os cálculos efetuados pela planilha estão corretos. As diferenças encontradas e apresentadas no Gráfico VIII-1 foram muito pequenas.

Entretanto, o deslocamento diferencial obtido pela planilha difere consideravelmente daquele obtido pelo TQS V20.7 com rigidez axial dos pilares aumentada – $EA^* = 3EA$, $MULAXI=3,0$. O valor do $MULAXI$ visa considerar o processo construtivo no modelo de passo único e deveria ser calibrado para cada lance de cada pilar.

A validação da planilha eletrônica elaborada permite assumir que a metodologia proposta no Capítulo VII também é válida, pelo menos para os encurtamentos elásticos.

8.2.5 – Discussão a respeito do recalque de fundação

A validação dos deslocamentos elásticos implica, conseqüentemente, na validação dos deslocamentos por recalque do elemento de fundação, já que somente os carregamentos influenciam nesse deslocamento. Como a curva carga-recalque do solo é simulada por meio de uma mola constante $K_v[kN/m]$, validando-se a progressão dos carregamentos o deslocamento provocado por essas cargas fica automaticamente validado.

O recalque de fundação pode ser importante na análise de edificações de múltiplos pavimentos, especialmente quando ele ocorre diferencialmente entre pilares. Todavia, não é usual a consideração desse fenômeno em fase de projeto devido às dificuldades e incertezas do comportamento do solo. Optou-se, portanto, pela não avaliação criteriosa deste efeito no presente trabalho.

IX – Comparação das correções e dos deslocamentos com o modelo de múltiplos passos

A avaliação da construção em nível absoluto e dos deslocamentos diferidos no tempo foi feita por meio do programa ETABS V17 Evaluation. O ETABS é um programa comercial de elementos finitos, direcionado à modelagem de edificações. A escolha do programa ETABS foi feita por ele ser muito utilizado internacionalmente em projetos de edificações, além de permitir de maneira simples a consideração das deformações diferidas no tempo e a análise do processo construtivo.

Todos os cálculos dessa validação foram efetuados considerando a norma EC2004, que está inclusa na biblioteca do programa. Para nenhuma das comparações a armadura do pilar foi levada em conta, dado que o programa não considera essa interação.

9.1 - Forma do “Modelo-Exemplo 3”

A edificação do “Modelo-Exemplo 3” consiste em 25 pavimentos tipo iguais cuja forma é apresentada na Figura IX-1. O piso-a-piso de todos os pavimentos é de 3,06m, totalizando 76,5m de edificação e valor do f_{ck} é de 45 MPa para todos os elementos. A Figura IX-2 mostra uma imagem da edificação modelada no ETABS.

Figura IX-1 - Forma do pavimento-tipo do “Modelo-Exemplo 3”.

Figura IX-2 – “Modelo-Exemplo 3” (no ETABS).

Os pilares possuem seção de 40x40cm, as vigas seção de 30/70cm e a laje h=15cm. O “Modelo-Exemplo 3” é extremamente simples, pois o objetivo é unicamente a validação da planilha. Ele é mais simples que “Modelo-Exemplo 1”, pois os deslocamentos elásticos já estão validados e, a inserção de mais variáveis na validação dos deslocamentos por retração e fluência não trariam grandes benefícios. Apesar da simplicidade, a geometria dos elementos e os carregamentos assemelham-se a edificações reais.

9.2 - Carregamentos e data de aplicação para o “Modelo-Exemplo 3”

A avaliação dos deslocamentos diferidos no tempo (retração e fluência) foi feita

somente para os carregamentos permanentes e de peso próprio da estrutura. O carregamento permanente lançado no programa foi de 3 kN/m² em todas as lajes e o peso próprio é computado automaticamente pelo programa. A Tabela IX-1 apresenta o carregamento atuante para cada pilar, em cada pavimento.

Tabela IX-1 - Carregamentos atuantes em cada lance dos pilares, devidos a um único pavimento do "Modelo-Exemplo 3" [kN]

Peso Próprio Pilar	Peso Próprio do Pav	Permanente
9.4	57.9	22.7

A Tabela IX-1 apresenta os valores de carregamento para somente um pavimento. Caso o lance suporte diversos pavimentos, o valor da força normal atuante nesse lance é o produto do número de pavimentos que ele suporta pelos carregamentos da Tabela IX-1.

O peso próprio do pilar é equivalente à altura do lance menos a altura da viga (3,06-0,7m) e a carga permanente é consequência do carregamento de 3 kN/m² distribuído uniformemente na laje. Esses carregamentos foram obtidos por meio do processamento inicial do modelo de passo único, sem a consideração das correções construtivas.

Os encurtamentos e deslocamentos diferidos no tempo dependem da data de atuação dos carregamentos, bem como do ciclo de execução. As datas de concretagem dos pavimentos e a data de entrada dos carregamentos são apresentadas na Tabela IX-2.

Tabela IX-2 - Datas de concretagem e atuação dos carregamentos para "Modelo-Exemplo 3"

Pavimento	Data de concretagem	Peso Próprio do Pilar	Peso Próprio do Pav.	Permanente
1º Pav	1	4	4	4
2º Pav	8	11	11	11
3º Pav	15	18	18	18
4º Pav	22	25	25	25
5º Pav	29	32	32	32
6º Pav	36	39	39	39
7º Pav	43	46	46	46
8º Pav	50	53	53	53
9º Pav	57	60	60	60
10º Pav	64	67	67	67
11º Pav	71	74	74	74
12º Pav	78	81	81	81
13º Pav	85	88	88	88
14º Pav	92	95	95	95

15º Pav	99	102	102	102
16º Pav	106	109	109	109
17º Pav	113	116	116	116
18º Pav	120	123	123	123
19º Pav	127	130	130	130
20º Pav	134	137	137	137
21º Pav	141	144	144	144
22º Pav	148	151	151	151
23º Pav	155	158	158	158
24º Pav	162	165	165	165
25º Pav	169	172	172	172
Tipo de cimento	Slump (cm)	Umidade (%)		
CPII	7	75%		

O ciclo considerado foi de 7 dias, significando que a cada 7 dias um novo pavimento é executado e adicionado ao modelo de múltiplos passos. Os carregamentos foram considerados atuando todos após 3 dias da execução do pavimento. Essa premissa, embora distinta da progressão real das cargas das edificações, foi adotada por limitações da versão do programa utilizado para validação. Todavia, a escolha da data de atuação dos carregamentos, desde que progressiva, não implica em erros. Idealmente, deve-se buscar uma progressão de cargas que corresponda à sequência de execução e cronograma da obra.

Os deslocamentos após a finalização da edificação foram determinados para a data de 177 dias, ou seja, 5 dias após a entrada dos carregamentos do último pavimento.

9.3 – Comparações entre correções construtivas

O programa ETABS considera automaticamente a construção no nível absoluto. Assim, as correções construtivas do pavimento i correspondem ao deslocamento vertical do pavimento $i-1$ na data de concretagem do pavimento i . Os resultados do programa foram obtidos por meio da ferramenta “*Construction Sequence Case*” que cria um modelo de múltiplos passos, adicionando os pavimentos e as ações em cada um dos passos.

9.3.1 - Comparação entre correções construtivas elásticas

O Gráfico IX-1 apresenta a comparação entre as correções construtivas elásticas obtidas por meio do ETABS e por meio da planilha eletrônica.

Gráfico IX-1 - Comparação entre Correções Construtivas elásticas obtidas por planilha e pelo ETABS.

As diferenças encontradas foram muito pequenas, podendo-se dizer que a correção construtiva elástica da planilha está validada. A maior diferença (8,4%) ocorre no 2º pavimento corresponde a um valor de $3,9 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$, valor ínfimo.

9.3.2 - Comparação entre correções construtivas por fluência

No Gráfico IX-2, são apresentados os resultados das correções construtivas obtidas pela planilha elaborada pelo autor e pelo programa computacional.

Gráfico IX-2- Comparação entre Correções Construtivas devidas à fluência obtidas por planilha e pelo ETABS.

As diferenças encontradas são muito pequenas, podendo-se dizer que o cálculo das correções construtivas devidas à fluência está validado. A maior diferença encontrada foi de $37,9 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ para o 24º pavimento, correspondendo a uma diferença percentual de -4,93%. A maior diferença percentual – -15,4% – corresponde a um valor absoluto de $4,3 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ e ocorre no 2º pavimento.

9.3.3 - Comparação entre correções construtivas por retração

A comparação entre as correções construtivas por retração é apresentada no Gráfico IX-3.

Gráfico IX-3 - Comparação entre Correções Construtivas devidas à retração obtidas por planilha e pelo ETABS.

As diferenças encontradas são pequenas. As diferenças são maiores do que aquelas encontradas para as outras parcelas da correção construtiva possivelmente porque a retração em idades jovens é muito variável. Todavia, as maiores diferenças são da ordem de $70 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ podendo-se dizer, pois, que o cálculo das correções construtivas devidas à retração está validado. A maior diferença encontrada foi de $-70,3 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ para o 4º pavimento, correspondendo a uma diferença percentual de -21,6%. A maior diferença percentual (-31,5%) corresponde a um valor absoluto de $61,3 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ e ocorre no 2º pavimento. Os valores percentuais podem parecer elevados, porém há de se constatar que os valores absolutos são muito pequenos. Assim, tendo em consideração a variação natural do fenômeno da retração, essas diferenças não são relevantes para a inviabilização da metodologia proposta no presente trabalho, nem para a validação da planilha eletrônica elaborada.

Os valores percentuais para as três parcelas são maiores no 2º pavimento, pois a correção construtiva desse pavimento é muito pequena. O primeiro pavimento não possui correção construtiva.

9.3.4 - Comparação entre correções construtivas totais

As correções construtivas totais – soma das três parcelas: elástica, por retração e por fluência – são apresentadas no Gráfico IX-4.

Gráfico IX-4 - Comparação entre Correções Construtivas totais obtidas por planilha e pelo ETABS.

À semelhança do que já foi discutido, as diferenças encontradas entre as correções construtivas totais obtidas pela planilha e pelo programa computacional ETABS são muito pequenas. A maior diferença, $74,4 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$, foi encontrada para o 4º pavimento, correspondendo a 21,6%, sendo que a maior parte dessa diferença corresponde ao fenômeno da retração. Percentualmente, a maior diferença é de -22,1% para o 2º pavimento.

9.3.5 – Comparação entre os deslocamentos totais

Após a execução de um pavimento e da correção construtiva, os lances que o sustentam continuam a encurtar e, conseqüentemente, os pavimentos deslocam-se para baixo.

Assim sendo, os pavimentos que haviam sido concretados no nível absoluto estão deslocados ao fim da obra. O Gráfico IX-5 apresenta a comparação entre o deslocamento total, considerando a soma do deslocamento elástico, por fluência e por retração, obtido por meio da planilha eletrônica e pelo ETABS.

Gráfico IX-5 - Comparação entre os deslocamentos totais para valores obtidos por meio de planilha e pelo ETABS.

O deslocamento indicado é a distância vertical entre o nó do pilar no pavimento e o nível absoluto de projeto. Inicialmente, é importante observar que o comportamento observado no deslocamento obtido no ETABS é semelhante ao obtido pela planilha. Os maiores deslocamentos ocorrem no terço médio da edificação, reduzindo-se nos dois terços extremos.

A maior diferença encontrada foi de $652,6 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ (3,89%) para o 13º pavimento. A diferença obtida para o fenômeno da retração corresponde à maior parcela das diferenças, cerca de 90%.

Esse deslocamento continua ampliando-se devido à entrada de novas cargas (como as cargas acidentais) e devido à continuidade dos encurtamentos causados pela fluência e pela retração.

9.3.6 – Conclusão das comparações com o ETABS (modelo de múltiplos passos)

A planilha pode ser considerada validada após a comparação com o ETABS, considerando a construção no nível absoluto. As diferenças encontradas tanto nas correções

construtivas como no deslocamento foram muito pequenas, da ordem de $80 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ e $700 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$. As maiores diferenças foram encontradas para o fenômeno da retração.

Os dois fenômenos diferidos no tempo – retração e fluência – possuem grande variabilidade e são de difícil predição, especialmente em fase de projeto quando as características do concreto nem sempre são conhecidas.

A validação feita por meio do programa computacional ETABS V17 Evaluation permite assumir que a metodologia de estimativa dos encurtamentos, deslocamentos e correções construtivas que foi descrita no Capítulo VII é possível de utilização, resultando em erros muito pequenos.

X – Carregamento de temperatura para simular as correções construtivas

A progressão da entrada de cargas na edificação e as correções construtivas executadas pela obra necessitam ser levadas em conta no cálculo dos esforços solicitantes da estrutura, especialmente em edificações mais altas. O processo construtivo também afeta os esforços solicitantes, modificando o comportamento da estrutura.

Em um modelo convencional de passo único, a estrutura é modelada já finalizada e todos os carregamentos são lançados na estrutura inteira. Dessa forma, nem a progressão dos carregamentos nem o processo construtivo são considerados, ocasionando resultados de esforços solicitantes que se afastam da realidade.

A proposta apresentada aqui para a consideração das correções construtivas é a criação de um carregamento fictício de temperatura que aumente o comprimento do lance do pilar. O carregamento de temperatura pode ser utilizado para a avaliação dos esforços solicitantes de cargas verticais que são afetadas pelas correções construtivas. A ação do vento, por exemplo, não deve ser considerada no cálculo do carregamento fictício de temperatura. Todavia, a análise conjunta das ações, por meio do processo P-delta, por exemplo, pode ser realizada considerando-se o carregamento fictício de temperatura.

10.1 - Correção construtiva para a construção no nível absoluto

As correções construtivas, ao se executar a obra no nível absoluto ou nível de projeto, fazem com que o lance do pilar seja concretado com um comprimento maior do que a diferença entre dois níveis consecutivos. A correção pode ser convertida em um carregamento de temperatura positivo que resulte no mesmo comprimento do lance do pilar na sua concretagem, conforme a *Equação X-1*.

$$\Delta T_i = \frac{Corr_i}{l_i \cdot \alpha}$$

Equação X-1

Sendo ΔT_i a variação de temperatura do lance, correspondente à correção $Corr_i$, e l_i a diferença entre dois pisos consecutivos. O coeficiente de dilatação térmica do concreto é adotado como $\alpha = 10^{-5}$.

A variação de temperatura representa o deslocamento vertical do pilar na data de concretagem de cada pavimento, considerando que o lance inferior foi nivelado no nível de projeto. A correção do lance 5, por exemplo, é o produto dos encurtamentos dos lances 1 a 4 que ocorreram após a concretagem do 4º pavimento, pelos valores de piso-a-piso

correspondentes de cada lance. Ou seja, o valor do carregamento de temperatura do lance 5 (ΔT_5) corresponde ao aumento do comprimento desse lance na sua concretagem.

Assim, a determinação dos esforços solicitantes leva em conta também a variação positiva de temperatura ΔT_i em cada lance de cada pilar, além dos carregamentos verticais usuais. A variação de temperatura deve ser considerada como um carregamento permanente atuando conjuntamente com os outros carregamentos e não representa um alongamento real do pilar, mas sim um comprimento inicial maior quando da concretagem do lance. Dessa forma, os deslocamentos finais dos nós dos pilares aproximam-se da realidade ao associar-se essa variação de temperatura aos carregamentos verticais considerados em um modelo de passo único.

Na Tabela X-1 é mostrada qual a variação de temperatura que deveria ser considerada nos lances dos pilares para a edificação apresentada na Figura VII-4, considerando a concretagem no nível absoluto. Na elaboração da Tabela X-1, a retração foi considerada iniciando-se após três dias da concretagem do lance do pilar.

Tabela X-1 - Variação de temperatura para consideração das correções construtivas para concretagem em nível absoluto.

	Pavimento																					Média	CV
Pilar	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		
P1	0.0	2.8	6.6	9.2	9.7	11.4	20.0	22.6	25.3	28.4	31.5	34.7	37.8	40.9	44.0	47.0	50.1	53.2	56.2	59.3	61.4	32.6	57.6%
P3	0.0	5.2	12.3	9.8	10.4	12.1	24.8	32.9	27.6	30.2	33.0	35.9	38.8	41.7	44.7	47.6	50.5	53.5	56.4	59.3	61.3	34.4	51.6%
P4	0.0	2.5	5.9	8.8	10.2	11.8	22.0	25.2	26.6	29.8	32.9	36.0	39.0	42.0	45.0	48.0	51.0	54.0	57.0	59.9	62.0	33.5	56.6%
P5	0.0	1.7	3.9	6.9	8.2	10.1	15.5	18.1	21.1	23.9	26.6	29.2	31.8	34.4	36.9	39.5	42.0	44.5	47.0	49.5	51.2	27.1	58.8%
P6	0.0	2.1	5.2	8.3	9.5	11.0	16.8	18.9	20.4	22.6	24.8	27.0	29.1	31.2	33.4	35.5	37.6	39.6	41.7	43.8	45.2	25.2	53.2%
P11	0.0	2.2	5.6	8.8	10.2	11.7	18.9	20.6	22.7	25.2	27.7	30.2	32.6	35.0	37.4	39.8	42.2	44.5	46.9	49.2	50.8	28.1	54.1%
P12	0.0	2.3	5.4	7.1	8.7	10.4	19.8	24.4	23.0	25.4	28.0	30.5	33.0	35.5	38.0	40.5	42.9	45.4	47.9	50.3	52.0	28.5	55.3%
P15	0.0	1.9	4.5	8.5	10.1	11.7	17.8	20.1	22.1	24.8	27.2	29.7	32.1	34.5	36.8	39.2	41.5	43.9	46.2	48.5	50.1	27.6	54.9%
P17	0.0	1.9	4.6	8.6	10.2	11.9	19.7	22.9	25.5	28.6	31.6	34.6	37.5	40.4	43.3	46.1	49.0	51.8	54.7	57.5	59.4	32.0	57.4%
P19	0.0	2.2	5.2	9.7	11.6	14.5	23.5	25.9	28.9	32.4	35.8	39.1	42.5	45.8	49.1	52.4	55.6	58.9	62.1	65.4	67.6	36.4	57.1%
P22	0.0	2.5	5.8	10.3	12.4	14.6	25.9	31.1	34.8	39.3	43.7	48.0	52.3	56.5	60.8	65.0	69.2	73.4	77.6	81.8	84.7	44.5	59.8%
P25	0.0	1.4	3.4	6.2	7.9	11.1	17.1	19.9	23.9	27.9	31.6	35.1	38.7	42.2	45.7	49.2	52.7	56.2	59.7	63.2	65.7	32.9	63.8%
P29	0.0	2.6	6.2	11.2	13.1	19.4	27.9	31.1	34.4	38.5	42.6	46.6	50.6	54.6	58.6	62.5	66.5	70.4	74.3	78.3	81.0	43.5	57.1%
P30	0.0	2.4	5.4	9.7	11.9	17.9	28.3	30.4	35.1	39.8	44.2	48.7	53.1	57.5	61.9	66.2	70.6	75.0	79.4	83.8	86.8	45.4	59.9%
Média	0.0	2.4	5.7	8.8	10.3	12.8	21.3	24.6	26.5	29.8	32.9	36.1	39.2	42.3	45.4	48.5	51.5	54.6	57.6	60.7	62.8	33.7	---
CV	-	36.3%	36.7%	15.6%	15.0%	21.9%	19.6%	20.5%	19.1%	19.4%	19.6%	19.8%	20.0%	20.2%	20.4%	20.5%	20.7%	20.8%	20.9%	21.1%	21.2%	---	60.2%

A Tabela X-1 também apresenta a média e o coeficiente de variação para cada lance e pilar, bem como a média e o coeficiente de variação para todo o conjunto de pilares. O primeiro lance do pilar não é corrigido, pois ele é executado com o valor do próprio piso-a-piso, caso nenhum ajuste seja feito. Os valores de média e desvio padrão não estão considerando a variação de temperatura nula do 1º pavimento.

O Gráfico X-1 apresenta um resumo da Tabela X-1.

Gráfico X-1 - Variação da temperatura para simulação das correções construtivas.

Os valores da variação de temperatura aumentam para pisos mais altos, pois o acúmulo do deslocamento do pilar também aumenta com mais lances concretados. Os coeficientes de variação são maiores para os diversos lances de um mesmo pilar do que para os diversos pilares. Isso decorre do fato de que o acúmulo de encurtamentos faz com que as correções dos lance superiores sejam maiores, enquanto que para os diferentes pilares, sendo as tensões semelhantes, as correções lance a lance também são semelhantes. Como nenhuma correção é efetuada no primeiro lance do pilar, não deve ser aplicada nenhuma variação de temperatura no 1º lance.

Cada um dos tipos de encurtamentos contribui de maneira diferente para as correções construtivas e, conseqüentemente, para o carregamento fictício da variação da temperatura. O Gráfico X-2 apresenta, para o pilar P29, a contribuição dos diferentes tipos de encurtamento.

Gráfico X-2 – Contribuição dos diferentes tipos de encurtamento para o carregamento fictício de temperatura do P29

Como pode ser observado, o encurtamento elástico prepondera na contribuição. A retração é bastante influente para os pavimentos iniciais, porém perde importância para os pavimentos superiores da edificação. A fluência, por sua vez, comporta-se de maneira oposta à retração, aumentando a parcela de contribuição à medida que mais pavimentos são executados. A contribuição dos encurtamentos diferidos no tempo corresponde aproximadamente à metade do carregamento fictício de temperatura, sendo o encurtamento elástico responsável pela outra metade.

10.2 – Progressão de cargas na construção com piso-a-piso fixo

Na construção com o piso-a-piso fixo, o pilar que menos encurtou é concretado com os lances com comprimento fixo, sendo esse comprimento a diferença entre dois pisos consecutivos. As correções são muito inferiores às feitas na construção em nível absoluto e consistem somente na diferença entre os deslocamentos dos pilares em cada data

de concretagem. Assim, é mais relevante a progressão de cargas do que as correções construtivas.

A variação da temperatura corresponde, nesse caso, ao encurtamento do lance do pilar $(\varepsilon c, tot_{(i,i+1)})$ desde sua concretagem até a concretagem do lance imediatamente superior, conforme *Equação X-2*.

$$\Delta T_i = \frac{\varepsilon c, tot_{(i,i+1)}}{\alpha}$$

Equação X-2

Assim, como mesmo o primeiro lance do pilar encurta entre a sua concretagem e a concretagem do 2º lance ele pode ter a progressão de cargas considerada. O valor do lance 5 (ΔT_5) , por exemplo, indica o encurtamento que ocorreu entre a concretagem do lance 5 e do lance 6. Ou seja, a concretagem do 5º lance já ocorreu e os encurtamentos devidos ao peso próprio do pilar e do pavimento, à retração, e à fluência nesse período correspondem ao $\varepsilon c, tot_{(5,6)}$.

A Tabela X-2 apresenta os valores da variação da temperatura na construção com piso-a-piso fixo, bem como a média e o coeficiente de variação para os diversos pilares, diversos lances e para a edificação como um todo.

Tabela X-2 - Variação de temperatura para consideração da progressão de cargas para concretagem com piso-a-piso fixo.

	Pavimento																					Média	CV
Pilar	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		
P1	3.2	3.4	1.7	2.2	2.3	3.9	3.7	3.6	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	0.0	3.5	28.4%
P3	5.8	6.4	2.0	2.3	2.5	5.2	5.8	4.0	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.1	0.0	4.2	33.6%
P4	2.9	3.0	2.2	2.1	2.2	4.2	4.0	3.7	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	0.0	3.6	28.9%
P5	1.9	2.0	1.8	2.1	2.3	3.2	3.2	3.2	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	0.0	3.0	29.7%
P6	2.4	2.6	2.1	2.0	2.1	3.1	3.0	2.8	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	0.0	2.8	25.1%
P11	2.5	2.8	2.2	2.1	2.3	3.5	3.2	3.1	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	0.0	3.1	25.9%
P12	2.6	2.8	2.2	2.1	2.2	4.1	4.2	3.3	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0.0	3.3	28.0%
P15	2.1	2.2	2.2	2.1	2.3	3.3	3.2	3.1	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	0.0	3.0	26.8%
P17	2.2	2.3	2.2	2.1	2.3	3.7	3.7	3.6	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	0.0	3.4	29.8%
P19	2.4	2.6	2.5	2.5	2.9	4.5	4.1	4.1	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	0.0	3.9	29.1%
P22	2.9	2.9	2.7	2.6	2.8	4.9	5.0	4.9	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.2	0.0	4.6	31.7%
P25	1.6	1.7	1.6	2.3	2.9	4.1	3.8	4.0	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	0.0	3.7	35.3%
P29	2.9	3.1	2.9	2.8	4.1	5.3	4.9	4.8	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	0.0	4.6	29.0%
P30	2.7	2.8	2.6	2.6	3.7	5.5	4.8	5.0	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	4.7	23.6%
Média	2.7	2.9	2.2	2.3	2.6	4.2	4.0	3.8	4.0	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.0	4.0	4.0	0.4	3.5	---
CV	36%	38.7%	17.3%	10.9%	23.3%	18.8%	20.9%	18.3%	19.0%	19.0%	19.0%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	19.1%	-	---	35.2%

O último lance da edificação possui variação de temperatura nula, pois a concretagem do último pavimento se dá logo após a concretagem do último lance do pilar, havendo um encurtamento muito pequeno do pilar entre as duas etapas. A retração e a fluência foram estimadas segundo a NBR6118:2014, sendo considerada uma cura de 3 dias para início da retração.

A variação de temperatura indicada na Tabela X-2 visa considerar que uma parcela do deslocamento já ocorreu quando da concretagem dos pavimentos superiores. Assim, mesmo em um modelo de passo único, a progressão de cargas é considerada de maneira indireta. Para a variação de temperatura da concretagem com o piso-a-piso fixo, o coeficiente de variação também é menor entre um lance dos diversos pilares do que entre os lances de um mesmo pilar.

O Gráfico X-3 apresenta um resumo das variações de temperatura apresentadas.

Gráfico X-3 - Variação da temperatura para simulação da progressão de carga.

O valor da variação de temperatura é o mesmo caso o ciclo de obra e as características dos lances, como a taxa de armadura, sejam os mesmos. Por isso que a partir do 9º pavimento

a variação da temperatura se torna constante para os lances do mesmo pilar.

10.3 - Diferenças e semelhanças entre a variação da temperatura para a concretagem no nível absoluto ou com o piso-a-piso fixo

Existem diferenças e semelhanças entre a variação da temperatura para a consideração das correções construtivas, no caso da construção no nível absoluto, ou da progressão de cargas, no caso da construção com piso-a-piso fixo, em um modelo de passo.

Nos dois casos, os efeitos da progressão de cargas, da retração e da fluência são considerados. Os encurtamentos que ocorreram durante a fase construtiva devidos a esses fenômenos são considerados em um modelo de passo único por meio de um aumento fictício do comprimento do lance dos pilares através de uma variação positiva de temperatura.

Para a construção no nível absoluto, a variação de temperatura representa a correção efetuada pela obra e leva em conta os encurtamentos de todos os lances já concretados. Para a construção com piso-a-piso fixo, a variação de temperatura representa o encurtamento de um lance até a concretagem do lance seguinte, levando em conta somente o encurtamento do último lance concretado.

10.4 - Variações de temperatura para o encurtamento elástico.

Muitos modelos de passo único consideram somente os deslocamentos elásticos para a determinação dos esforços solicitantes. A não-linearidade física do concreto armado é considerada de maneira indireta por meio de coeficientes que reduzem a inércia dos elementos – lajes, vigas e pilares para as verificações do Estado Limite Último.

Assim sendo, é importante também determinar os valores de temperatura para os deslocamentos elásticos que ocorreram durante a fase construtiva. A Tabela X-3 e a Tabela X-4 apresentam as variações de temperatura para a construção no nível absoluto e com o piso-a-piso fixo, respectivamente.

Tabela X-3 - Variação de temperatura para os deslocamentos elásticos na construção no nível absoluto.

	Pavimento																					Média	CV
Pilar	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		
P1	0.0	1.5	3.3	3.6	3.4	4.2	10.4	11.3	12.4	13.9	15.5	17.1	18.7	20.3	21.8	23.4	25.0	26.6	28.1	29.7	30.8	16.1	59.8%
P3	0.0	3.2	7.1	2.6	2.7	3.4	12.9	17.6	11.1	12.6	14.1	15.5	17.0	18.5	19.9	21.4	22.8	24.3	25.7	27.2	28.2	15.4	54.5%
P4	0.0	1.3	2.7	3.0	3.4	4.0	11.5	12.6	12.5	14.2	15.7	17.2	18.7	20.2	21.7	23.2	24.7	26.2	27.7	29.2	30.3	16.0	59.5%
P5	0.0	0.8	1.6	2.4	2.5	3.1	6.6	7.6	9.1	10.3	11.6	12.8	14.0	15.2	16.4	17.6	18.8	20.0	21.2	22.4	23.2	11.8	62.7%
P6	0.0	0.9	2.0	2.5	2.7	3.2	7.2	7.9	8.2	9.2	10.2	11.1	12.1	13.1	14.1	15.1	16.0	17.0	18.0	19.0	19.7	10.5	57.8%
P11	0.0	0.9	2.2	2.7	2.9	3.5	8.4	8.7	9.4	10.5	11.7	12.8	14.0	15.1	16.2	17.3	18.5	19.6	20.7	21.9	22.6	12.0	58.7%
P12	0.0	1.4	2.9	2.4	2.6	3.2	9.9	12.2	9.5	10.7	11.9	13.1	14.3	15.5	16.7	17.9	19.1	20.2	21.4	22.6	23.4	12.5	57.4%
P15	0.0	0.7	1.5	2.7	3.0	3.7	7.8	8.6	9.2	10.4	11.6	12.7	13.8	14.9	16.0	17.1	18.3	19.4	20.5	21.6	22.4	11.8	59.4%
P17	0.0	0.8	1.6	2.9	3.2	3.9	9.3	10.7	11.7	13.2	14.6	16.0	17.4	18.8	20.2	21.6	23.1	24.5	25.9	27.3	28.2	14.8	61.1%
P19	0.0	0.9	2.0	3.6	4.1	5.6	11.9	12.4	13.7	15.4	17.1	18.7	20.4	22.0	23.7	25.3	27.0	28.6	30.3	31.9	33.0	17.4	59.9%
P22	0.0	1.3	2.6	4.3	5.0	6.1	14.2	16.9	18.3	20.7	22.9	25.1	27.3	29.6	31.8	34.0	36.2	38.4	40.6	42.8	44.3	23.1	61.3%
P25	0.0	0.6	1.3	2.2	2.8	4.7	8.7	9.8	12.0	14.3	16.2	18.0	19.9	21.7	23.6	25.5	27.3	29.2	31.0	32.9	34.2	16.8	66.8%
P29	0.0	1.2	2.6	4.3	4.9	8.9	14.5	15.5	16.8	18.8	20.9	22.9	24.9	27.0	29.0	31.0	33.0	35.1	37.1	39.1	40.5	21.4	59.1%
P30	0.0	1.3	2.7	4.5	5.4	9.4	16.6	16.8	19.4	21.9	24.3	26.7	29.0	31.4	33.8	36.1	38.5	40.8	43.2	45.5	47.2	24.7	60.3%
Média	0.0	1.2	2.6	3.1	3.5	4.8	10.7	12.0	12.4	14.0	15.6	17.1	18.7	20.2	21.8	23.3	24.9	26.4	28.0	29.5	30.6	16.0	---
CV	-	52.2%	55.1%	25.4%	28.2%	43.2%	28.1%	28.9%	28.6%	28.5%	28.4%	28.3%	28.2%	28.1%	28.1%	28.0%	28.0%	28.0%	28.0%	27.9%	27.9%	---	66.4%

Tabela X-4 - Variação de temperatura para os deslocamentos elásticos na construção com piso-a-piso fixo.

Pilar	Pavimento																					Média	CV
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		
P1	1.7	1.9	0.8	1.0	1.1	2.3	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	0.0	2.0	31.3%
P3	3.5	4.0	0.8	0.9	0.9	3.0	3.4	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	0.0	2.3	41.2%
P4	1.4	1.5	1.0	0.9	1.0	2.5	2.3	2.1	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.2	0.0	2.0	33.6%
P5	0.9	0.9	0.8	0.8	0.9	1.6	1.5	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	0.0	1.5	33.5%
P6	1.0	1.2	0.8	0.7	0.8	1.6	1.4	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	0.0	1.3	29.0%
P11	1.0	1.3	0.9	0.8	0.8	1.8	1.6	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	0.0	1.5	30.5%
P12	1.6	1.7	0.8	0.7	0.8	2.3	2.3	1.7	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	0.0	1.7	32.4%
P15	0.8	0.9	0.9	0.8	0.9	1.7	1.6	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	0.0	1.4	32.1%
P17	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	2.0	2.0	1.9	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	0.0	1.8	35.8%
P19	1.1	1.2	1.1	1.1	1.4	2.6	2.3	2.2	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	0.0	2.1	34.0%
P22	1.4	1.5	1.3	1.3	1.4	3.0	3.1	3.0	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	0.0	2.8	36.0%
P25	0.7	0.8	0.7	1.2	1.6	2.5	2.3	2.5	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	0.0	2.3	40.0%
P29	1.3	1.5	1.3	1.3	2.2	3.1	2.8	2.7	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	2.9	2.9	0.0	2.6	33.0%
P30	1.5	1.5	1.4	1.4	2.3	3.6	3.1	3.2	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0.0	3.0	35.1%
Média	1.4	1.5	1.0	1.0	1.2	2.4	2.3	2.1	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	0.0	1.9	---
CV	52%	53.6%	23.8%	23.1%	41.4%	26.1%	28.1%	27.5%	27.7%	27.8%	27.8%	27.9%	27.9%	27.9%	27.9%	27.9%	27.9%	27.9%	27.9%	28.0%	-	---	44.8%

XI – Validação dos carregamentos de temperatura para correções construtivas elásticas

A validação da proposta do carregamento de temperatura para a consideração do processo construtivo em modelo de passo único é feita por meio do programa computacional ETABS V17 Evaluation.

Os deslocamentos elásticos totais, considerando a ação concomitante de todos os carregamentos e da temperatura, são comparados com os deslocamentos elásticos obtidos com a consideração do processo construtivo no nível absoluto. A validação do carregamento de temperatura é feita somente para as correções elásticas, pois é usual a utilização de um modelo elástico-linear na análise dos esforços solicitantes.

O “Modelo-Exemplo 3”, descrito no Capítulo IX é utilizado para as verificações. A forma do pavimento tipo, os carregamentos, a progressão das cargas e as características do concreto foram descritas e apresentadas nas Figura IX-1, Tabela IX-1 e Tabela IX-2, respectivamente. Os pilares possuem seção transversal de 40x40cm com $f_{ck}=45\text{ MPa}$, e o piso-a-piso é de 3,06m.

11.1 - Carregamentos de temperatura para o “Modelo-Exemplo 3”

A variação de temperatura equivalente para a simulação das correções construtivas elásticas é apresentada na Tabela XI-1.

Tabela XI-1 - Variação de temperatura para simulação das correções construtivas elásticas no “Modelo-Exemplo 3”

Pavimento	ΔT (°C)
1º Pav	0.00
2º Pav	1.63
3º Pav	3.26
4º Pav	4.89
5º Pav	6.52
6º Pav	8.15
7º Pav	9.78
8º Pav	11.41
9º Pav	13.04
10º Pav	14.66
11º Pav	16.29
12º Pav	17.92
13º Pav	19.55
14º Pav	21.18

15º Pav	22.81
16º Pav	24.44
17º Pav	26.07
18º Pav	27.70
19º Pav	29.33
20º Pav	30.96
21º Pav	32.59
22º Pav	34.22
23º Pav	35.85
24º Pav	37.48
25º Pav	39.11

Esse carregamento de temperatura foi lançado lance a lance nos quatro pilares da edificação “Modelo-Exemplo 3”.

11.2 – Comparação dos deslocamentos

Os deslocamentos verticais ocasionados pelo peso próprio da estrutura e pelo carregamento permanente (positivos) foram somados linearmente ao deslocamento causado pelo carregamento de temperatura (negativo). Dessa forma, o deslocamento total de cada lance – diferença entre o nível de projeto e a posição após a atuação dos carregamentos – é reduzido, visando-se aproximar o resultado do modelo de passo único do resultado do modelo de múltiplos passos com construção no nível absoluto.

O Gráfico XI-1 mostra um comparativo entre os deslocamentos do modelo de passo único sem o carregamento de temperatura e o modelo de múltiplos passos.

Gráfico XI-1 - Comparação entre os deslocamentos elásticos do modelo de passo único e do modelo de múltiplos passos para o “Modelo-Exemplo 3”

As diferenças são muito grandes entre os dois modelos. O deslocamento do último pavimento, por exemplo, é de 16,1mm no modelo de passo único e de 1,24mm no modelo de múltiplos passos.

Os deslocamentos do modelo de passo único considerando o carregamento da temperatura são apresentados na Tabela XI-2 e no Gráfico XI-2.

Tabela XI-2 - Deslocamentos elásticos do "Modelo-Exemplo 3".

Pav.	Desl. Elástico - Mult. Passos (mm)	Desl. Elástico - Temp. (mm)	Diferenças	
			% ¹	10 ³ mm
1º pav	1.243	1.239	-0.32%	-4
2º pav	2.390	2.377	-0.54%	-13
3º pav	3.437	3.417	-0.58%	-20
4º pav	4.384	4.356	-0.64%	-28
5º pav	5.232	5.196	-0.69%	-36
6º pav	5.980	5.935	-0.75%	-45
7º pav	6.628	6.580	-0.72%	-48
8º pav	7.177	7.125	-0.72%	-52
9º pav	7.625	7.570	-0.72%	-55
10º pav	7.974	7.916	-0.73%	-58
11º pav	8.224	8.162	-0.75%	-62
12º pav	8.373	8.308	-0.78%	-65
13º pav	8.423	8.355	-0.81%	-68
14º pav	8.373	8.302	-0.85%	-71

15º pav	8.224	8.149	-0.91%	-75
16º pav	7.974	7.896	-0.98%	-78
17º pav	7.625	7.544	-1.06%	-81
18º pav	7.177	7.092	-1.18%	-85
19º pav	6.628	6.540	-1.33%	-88
20º pav	5.980	5.888	-1.54%	-92
21º pav	5.232	5.137	-1.82%	-95
22º pav	4.384	4.286	-2.24%	-98
23º pav	3.437	3.335	-2.97%	-102
24º pav	2.390	2.285	-4.39%	-105
25º pav	1.243	1.135	-8.69%	-108

1 - ((Desl. Elástico - Temp) - (Desl. Elástico - Mult. Passos))/(Desl. Elástico - Mult. Passos)

Gráfico XI-2 - Comparação entre os deslocamentos elásticos do modelo de passo único com carregamento de temperatura e do modelo de múltiplos passos para o “Modelo-Exemplo 3”

As diferenças encontradas entre os dois modelos foram muito pequenas. A maior diferença encontrada foi $-108 \cdot 10^{-3} mm$ no último pavimento, o que corresponde a uma diferença de 8,69%. Os deslocamentos obtidos com o carregamento de temperatura ficaram ligeiramente menores que os deslocamentos obtidos pelo modelo de múltiplos passos.

A utilização do carregamento de temperatura resultou em deslocamentos muito próximos aos deslocamentos do modelo de múltiplos passos, indicando que essa abordagem é válida. O tempo computacional é reduzido consideravelmente o que se torna uma grande vantagem para modelos mais complexos.

Essa validação foi efetuada individualmente para cada pilar que, no “Modelo-Exemplo

3”, são iguais. A interação entre diferentes pilares não é considerada.

Como os esforços solicitantes da estrutura são calculados a partir dos deslocamentos, uma maior aproximação dos deslocamentos com a realidade implica que os esforços solicitantes também se aproximam da realidade.

11.3 – Comparação dos deslocamentos diferenciais

Além da validação dos deslocamentos elásticos, uma validação dos deslocamentos diferenciais elásticos é importante. Para essa validação foi elaborado o “Modelo-Exemplo 4” que se assemelha ao “Modelo-Exemplo 2”. A forma do “Modelo-Exemplo 4” é mostrada na Figura XI-1. Os 25 pavimentos da edificação possuem piso-a-piso de 3,06m e o valor do $f_{ck} = 45 MPa$. A carga do peso próprio é contabilizada automaticamente pelo programa e a carga permanente é de 3kN/m², distribuídos uniformemente nas lajes.

Figura XI-1 - Forma do pavimento-tipo do "Modelo-Exemplo 4"

Os carregamentos atuantes em cada pavimento são apresentados na Tabela XI-3. Esses carregamentos foram obtidos a partir dos resultados do processamento da estrutura sem a consideração das correções construtivas – passo único.

Tabela XI-3 - Carregamentos nos pavimentos do "Modelo-Exemplo 4" [kN]

	Peso Próprio Pilar	Peso Próprio do Pav	Permanente
P1/P3/P4/P6	9.4	58.9	23.8
P2/P5	14.8	101.2	43.2

A Tabela XI-4 apresenta o carregamento artificial de temperatura para a simulação das correções construtivas da execução no nível absoluto. As médias por pavimento e por pilar, bem como o coeficiente de variação por pilar, também são apresentadas na Tabela XI-4.

Tabela XI-4 – Variação de temperatura para simulação das correções construtivas elásticas no “Modelo-Exemplo 4”

Pavimento	ΔT (°C)	ΔT (°C)	ΔT (°C)
	P1/P3/P4/P6	P2/P5	Média
1º Pav	0.00	0.00	0.00
2º Pav	1.85	2.04	1.94
3º Pav	3.57	3.95	3.76
4º Pav	5.26	5.82	5.54
5º Pav	6.93	7.67	7.30
6º Pav	8.60	9.51	9.06
7º Pav	10.26	11.36	10.81
8º Pav	11.93	13.20	12.56
9º Pav	13.59	15.05	14.32
10º Pav	15.26	16.89	16.07
11º Pav	16.92	18.73	17.83
12º Pav	18.59	20.58	19.58
13º Pav	20.25	22.42	21.34
14º Pav	21.92	24.26	23.09
15º Pav	23.58	26.11	24.85
16º Pav	25.25	27.95	26.60
17º Pav	26.92	29.80	28.36
18º Pav	28.58	31.64	30.11
19º Pav	30.25	33.48	31.86
20º Pav	31.91	35.33	33.62
21º Pav	33.58	37.17	35.37
22º Pav	35.24	39.01	37.13
23º Pav	36.91	40.86	38.88
24º Pav	38.57	42.70	40.64
25º Pav	40.24	44.55	42.39
Média	20.24	22.40	21.32
CV	60.7%	60.7%	60.7%

Essas variações de temperatura foram obtidas individualmente para cada pilar,

desprezando-se a interação entre eles. O alongamento devido à temperatura de um lance do pilar, todavia, provoca também um deslocamento para cima nos nós superiores dos outros pilares. Assim, o deslocamento final de um pilar é influenciado pelo carregamento de temperatura dos outros pilares. É importante salientar que a consideração de uma mesma variação de temperatura ao longo da altura da edificação, mesmo que seja a temperatura média, não é apropriada, posto que o coeficiente de variação para os diferentes lances dos pilares é elevado.

Os deslocamentos diferenciais entre os pilares P1/P3/P4/P6 e os pilares P2/P5 para quatro análises distintas – modelo de múltiplos passos (Mult. Passos), carregamento de temperatura distinto por pilar e por lance (Temperatura), carregamento de temperatura média entre pilares e distinto por lance (Temp Média), e análise convencional com MULAXI=3,0 – aparecem no Gráfico XI-3.

Gráfico XI-3 - Deslocamentos diferenciais (mm) para diferentes análises do "Modelo-Exemplo 4"

O carregamento de temperatura diferente para cada lance de cada pilar é o que apresentou melhor resultado e é o único cujo comportamento assemelha-se ao comportamento obtido por meio da modelagem em múltiplos passos: aumento do deslocamento diferencial até o terço médio da edificação e posterior redução. Tanto para a análise com MULAXI=3,0

quanto para a análise com a temperatura média o deslocamento diferencial resultou monotônico, apesar da taxa de crescimento reduzir para os pavimentos superiores.

Os Gráfico XI-4 e Gráfico XI-5 apresentam as diferenças encontradas entre as análises aproximadas – carregamento de temperatura distinto por pilar e por lance (Temperatura), carregamento de temperatura média entre pilares e distinto por lance (Temp Média), e análise convencional com MULAXI=3,0 – e a análise com o modelo de múltiplos passos.

Gráfico XI-4 - Diferenças absolutas entre as análises do "Modelo-Exemplo 4" com o modelo de múltiplos passos.

Gráfico XI-5 - Diferenças relativas entre as análises do "Modelo-Exemplo 4" com o modelo de múltiplos passos.

A análise “Temperatura” foi a que apresentou menores diferenças, enquanto a análise “MULAXI=3,0” apresentou as maiores diferenças. Embora a análise “Temp. Média” tenha apresentado as maiores diferenças para os últimos cinco pavimentos. A análise “Temp. Média” mostrou-se mais perto da realidade – tomada aqui como resultado do modelo de múltiplos passos – do que a análise com “MULAXI=3,0” para os outros 20 pavimentos da edificação.

Os Gráfico XI-4 e Gráfico XI-5 indicam que o carregamento de temperatura para a simulação das correções construtivas apresenta uma boa alternativa em relação ao modelo de múltiplos passos, desde que esse carregamento varie de pilar a pilar e de lance a lance.

O deslocamento diferencial influencia diretamente nos esforços solicitantes das vigas que conectam os pilares. A Figura XI-2 ilustra qualitativamente os momentos fletores obtidos para a viga V2 (30/70) por meio das diferentes análises.

Figura XI-2 - Diagramas de momentos fletores para a viga V2 (30/70) do “Modelo-Exemplo 4”

(A): Modelo de múltiplos passos.

(B): Carregamento de temperatura distinto por pilar e por lance.

(C): Carregamento de temperatura médio entre os pilares e distinto por lance.

(D): Análise convencional com $MULAXI=3,0$.

O resultado que, qualitativamente, mais se aproxima do modelo de múltiplos passos é o resultado obtido por meio do carregamento de temperatura por pilar e por lance, Figura XI-2 (B). O carregamento de temperatura médio – Figura XI-2 (C) – resultou em momento fletor praticamente nulo ou positivo sobre o pilar P5 para os pavimentos superiores da edificação, o que não ocorreu no modelo de múltiplos passos. A análise convencional com $MULAXI=3,0$ – Figura XI-2 (D), por sua vez, resultou em momentos fletores negativos sobre o pilar P5 em todos os pavimentos da edificação, o que não ocorre na Figura VIII-1 (A). Esses erros decorrem das divergências entre os deslocamentos diferenciais de cada análise. Quanto menor o deslocamento diferencial, mais próximo de um apoio fixo o pilar central comporta-se, e, portanto, maior o momento negativo sobre o P5 da V2. Como a análise convencional com

MULAXI=3,0 apresentou o menor deslocamento diferencial, esta resultou em momentos negativos em todos os pavimentos.

11.4 – Conclusão da validação do carregamento de temperatura

O carregamento de temperatura para a simulação das correções construtivas pode ser considerado válido, desde que seja considerado individualmente para cada lance de cada pilar. A interação entre os pilares influencia no carregamento de temperatura e, portanto, uma avaliação mais cuidadosa pode ser necessária.

XII – Danos em elementos não-estruturais

Um dos grandes problemas que decorrem do encurtamento dos pilares é o dano em elementos não-estruturais, se estes não forem considerados. Caixilhos, tubulações e alvenarias podem não resistir aos esforços gerados pelas deformações impostas pelo deslocamento relativo entre pisos consecutivos ou pelo deslocamento total dos pisos. O deslocamento relativo pode causar danos nas alvenarias e nos caixilhos, e o deslocamento total pode comprometer uma tubulação rígida.

Somente o encurtamento dos pilares que ocorre após a execução do elemento não-estrutural pode provocar danos nesse elemento. Esse encurtamento decorre dos carregamentos que entraram em ação após a execução do elemento (peso próprio e revestimentos de pavimentos superiores) e dos efeitos da fluência e da retração que continuaram a ocorrer. O recalque total de fundação afeta somente os elementos não-estruturais que apoiam-se diretamente no solo, pois provoca o mesmo deslocamento em todos os pavimentos. O recalque diferencial entre pilares, por sua vez, afeta os elementos não-estruturais ao longo de toda a edificação.

12.1 Danos nas alvenarias

A execução da alvenaria de vedação inicia-se pela marcação, a partir dos eixos da obra, da posição da primeira fiada da parede. O elemento estrutura adjacente à lateral da parede é chapiscado e são presas as telas de ancoragem por meio de pinos metálicos. Em seguida, possíveis falhas no nivelamento da laje são corrigidas por meio de enchimento da primeira fiada. Prossegue-se com a elevação da parede, colocando-se cordões de argamassa nos dois lados do bloco e também nas laterais, verificando-se o prumo à medida que a parede é executada. Por fim, é efetuado o encunhamento da alvenaria no elemento estrutural superior.

Alvenarias são mais susceptíveis a danos, pois são usualmente executadas antes dos caixilhos e da tubulação, o que significa que os encurtamentos dos pilares são maiores para as alvenarias do que para outros elementos. Além disso, o confinamento provocado pela estrutura de concreto é maior para a alvenaria do que para outros elementos, devidas às folgas de execução.

Dentre os possíveis danos estão o aparecimento de fissuras, o desprendimento do revestimento ou o esmagamento do encunhamento ou do bloco compensador logo abaixo do encunhamento. Esses danos costumam aparecer após um tempo da execução da alvenaria, pois os efeitos da retração e da fluência acumulam-se com o tempo. Apesar de não ser

originado por problemas de falta de segurança estrutural, o aparecimento de fissuras na alvenaria ou o descolamento do revestimento provoca desconforto nos usuários.

Os danos na alvenaria ocorrem tanto devido ao deslocamento relativo entre dois pavimentos consecutivos – Figura XII-1 – quanto devido ao deslocamento relativo entre dois pilares em um mesmo pavimento.

Figura XII-1 - Fissura na alvenaria devida ao deslocamento relativo de pavimentos

As fissuras nas paredes, conforme ilustrado nas Figura XII-1, costumam aparecer próxima ao encunhamento, na linha de ruptura do bloco. A fissura aparece usualmente em um local que já possuía alguma fragilidade ou defeito prévio.

12.2 Deformação imposta à alvenaria

O encurtamento dos pilares que ocorreu após o encunhamento da alvenaria provoca o deslocamento que causa o dano. O deslocamento, por sua vez, impõe uma deformação à alvenaria, o que ocasiona uma tensão normal de compressão. Na *Equação XII-1* é apresentada a tensão que é causada pelo encurtamento dos pilares, considerando a parede um material elástico-linear.

$$\sigma_{alv} = \varepsilon_{alv} \cdot E_{alv} = \frac{\Delta_{alv}}{l} \cdot E_{alv}$$

Equação XII-1

A deformação ε_{av} é o encurtamento imposto à alvenaria devido ao encurtamento dos pilares, enquanto E_{av} é o módulo de elasticidade equivalente da parede.

Nas edificações brasileiras, é usual prender as fiadas da alvenaria na lateral dos pilares por meio de uma tela galvanizada (tela de ancoragem) que é fixada com pinos de aço nos pilares (Figura XII-2).

Figura XII-2 - Tela galvanizada (tela de ancoragem) para fixação da alvenaria.

Fonte: <http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/alvenaria/alvenaria-de-vedacao>

Além disso, o encunhamento da alvenaria faz com que o deslocamento dos pilares seja transmitido à alvenaria. Assim, o encurtamento da alvenaria tem no encurtamento do pilar um valor máximo, enquanto não sejam consideradas as flechas de vigas e/ou lajes, ou outras movimentações volumétricas da parede.

12.2.1 – Resistência à compressão e Módulo de elasticidade equivalente da alvenaria de vedação

A determinação da resistência e do módulo de elasticidade equivalente da alvenaria de vedação perpassa por alguns problemas. A parede é composta por blocos cerâmicos ou de concreto, argamassa de assentamento; e revestimento. Esses diferentes materiais possuem módulos de elasticidade e resistência à compressão bastante distintos. As normas brasileiras não especificam o valor mínimo ou recomendado para o valor do módulo de elasticidade equivalente da alvenaria de vedação, nem determinam a relação entre a resistência do bloco e da parede – fator de eficiência (η). A Tabela XII-1 apresenta os valores de resistência dos blocos de alvenaria de vedação requeridos pelas normas brasileiras.

Tabela XII-1 – Resistências mínimas à compressão de blocos de alvenaria de vedação, segundo normas ABNT

Bloco de concreto		Resistência Característica do bloco f_{bk} (MPa)
		≥ 3.0
Bloco Cerâmico	Furo na Horizontal	≥ 1.5
	Furo na Vertical	≥ 3.0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15270-1 (2017) e ABNT NBR 6136 (2016)

A Tabela XII-2 apresenta os valores obtidos por MASSETO (2001) e por ensaios de blocos cerâmicos utilizados em obra na Grande São Paulo. Esses últimos ensaios foram realizados pela empresa Falcão Bauer, por solicitação da construtora.

Tabela XII-2 - Resistência características de blocos de alvenaria de vedação, segundo ensaios.

		Resistência característica do bloco f_{bk} (MPa) - MASSETO(2001) ¹		Resistência característica do bloco f_{bk} (MPa) - Ensaio Falcão Bauer (2015) ²
		Menores Valores	Maiores Valores	
Bloco de concreto		1.64 / 3.15	6.11 / 7.63	-
Bloco Cerâmico	Furo na Horizontal	2.12 / 2.21	3.22 / 3.68	2.0 a 2.8
	Furo na Vertical	2.49 / 3.25	14.68 / 13.52	6.3 a 10.2

1 - Valores de resistência médios, obtidos para blocos de diversos fabricantes.

Os valores aqui indicados correspondem a ensaios realizados com capeamento de enxofre na condição umidade ambiente / saturado.

2 - Ensaio realizado pela Falcão Bauer em blocos cerâmicos utilizados em obra na grande de São Paulo.

Para alvenarias estruturais, o fator de eficiência entre a resistência do prisma (f_p) e a resistência do bloco (f_b) varia entre $\eta = f_p / f_b = 0,5$ a $0,9$ para blocos de concreto e $\eta = 0,3$ a $0,6$ para blocos cerâmicos, segundo RAMALHO E CORRÊA (2003). A resistência da parede de alvenaria é adotada como 70% da resistência do prisma. Dessa forma, o fator de eficiência parede/bloco ficaria entre $0,35$ a $0,63$ para blocos de concreto e $0,21$ e $0,42$ para

blocos cerâmicos.

MASSETTO (2001) ensaiou diversos blocos, paredes e pequenas paredes (paredinhas, executadas com três fiadas) para obter a resistência à compressão e o módulo de elasticidade das alvenarias de vedação. A Figura XII-3 ilustra os tipos de elementos ensaiados.

Figura XII-3 - Elementos ensaiados por MASSETTO (2001)

Fonte: MASSETTO (2001).

Os fatores de eficiência parede/bloco obtidos pelo autor foram da ordem de 20% para blocos cerâmicos – com furos na vertical ou horizontal – e 36% para blocos de concreto. Esses valores encontram-se perto do limite inferior dos valores avaliados para alvenarias estruturais.

Assim sendo, a Tabela XII-3 apresenta os valores de resistência à compressão de paredes de alvenaria considerando-se as resistências mínimas normativas, bem como a resistência obtida por meio de ensaios.

Tabela XII-3 - Fatores de eficiência e resistência à compressão de paredes de alvenaria.

Bloco de concreto		Fator de eficiência (η)	Resistência Característica da parede f_{par} (MPa) - normas ABNT ¹	Resistência Característica da parede f_{par} (MPa) - MASSETTO (2001) ²	Resistência Característica da parede f_{par} (MPa) - Ensaios Falcão Bauer (2015) ³
		0.35	≥ 1.05	2.78	-
Bloco Cerâmico	Furo na Horizontal	0.20	≥ 0.30	0.41 / 0.79	0.4 a 0.56
	Furo na Vertical	0.20	≥ 0.60	2.86	1.26 a 2.04

1 - Valores estimados a partir do fator de eficiência e das resistências mínimas requeridas.

2 - Valores obtidos por meio de ensaio direto de paredes. Para blocos cerâmicos com furo na horizontal, foram ensaiadas paredes com blocos originários de dois fabricantes distintos.

3 - Valores estimados a partir do fator de eficiência e da menor resistência de bloco obtida por meio de ensaio.

Fonte: Adaptado de MASSETTO (2001), ABNT NBR 15270-1 (2017) e ABNT NBR 6136 (2016).

Esses valores de resistência foram obtidos sem a consideração do revestimento das paredes. O revestimento é usualmente em gesso ou argamassa e também contribui para a resistência da parede. Todavia, caso o revestimento seja de gesso, pode ocorrer o desprendimento dele devido à deformação imposta pelo encurtamento dos pilares, em decorrência de falhas de aderência entre o gesso e o substrato.

Os valores de módulo de elasticidade obtidos por MASSETTO (2001) variam de 1,52 GPa a 3,28 GPa para paredinhas de blocos de concreto; de 1,40 GPa a 2,05 GPa para paredinhas de blocos cerâmicos com furos na horizontal; e de 3,20 GPa a 4,81 GPa para paredinhas de blocos cerâmicos com furos na vertical. Essa variação é devida ao preenchimento ou não das juntas verticais com argamassa e também a diferentes tipos de argamassa utilizados nos ensaios. O autor ensaiou ao todo 32 pequenas paredes, sendo duas pequenas paredes para cada condição de junta vertical – preenchida ou não – e duas para cada um dos dois tipos de argamassa utilizados. Na Tabela XII-4 é mostrada as médias dos módulos de elasticidades equivalentes obtidos por MASSETTO (2001).

Tabela XII-4 - Módulo de elasticidade equivalente para pequenas paredes (paredinhas).

		Módulo de Elasticidade (GPa)
		2.42
Bloco Cerâmico	Furo na Horizontal	1.64
	Furo na Vertical	3.74

Fonte: Adaptado de Massetto (2001)

Os fatores de eficiência paredes/pequenas paredes para alvenarias de vedação é muito próximo de 1, indicando que a resistência da parede pode ser adotada como a resistência da pequena parede, segundo MASSETTO (2001). Esse fato indica que os ensaios de pequenas paredes (três fiadas de blocos) representam bem a resistência da parede como um todo e são muito mais fáceis de executar. GOMES (1983) obteve um valor médio de 4,2 GPa para o módulo de elasticidades de paredes de blocos cerâmicos de diversas dimensões com furos assentados na vertical. Esse valor está próximo ao obtido por MASSETTO (2001), diferindo

12%.

Os esforços de compressão aplicados na alvenaria pelo encurtamento dos pilares são diretamente proporcionais ao módulo de elasticidade das paredes. Dessa forma, quanto maior o módulo, maiores serão os esforços. Assim, serão utilizados nesse estudo os módulos apresentados na Tabela XII-4.

Outro problema na determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade da alvenaria de vedação é a qualidade da sua execução. A execução da alvenaria de vedação é feita de maneira menos cuidadosa do que a execução da alvenaria estrutural. A argamassa de assentamento e o revestimento não ficam homogêneos ao longo da parede, fazendo com que tanto a resistência quanto o módulo de elasticidade variem ao longo das seções da parede. Além disso, podem ocorrer falhas na fabricação do bloco, tornando-o mais frágil e mais susceptível à ruptura.

12.3 - Estimativa das deformações após a execução da alvenaria.

O deslocamento imposto à alvenaria pode ser assumido como gerado pelo encurtamento dos pilares adjacentes a ela. O encurtamento do pilar na data de concretagem dos pavimentos não interessa, mas sim o encurtamento do pilar que ocorreu após a execução da alvenaria.

Para os mesmos pilares destacados na Figura VII-5, a Tabela XII-5 apresenta as diferenças de deslocamentos devidos aos encurtamentos elástico, por fluência, por retração, após a execução da alvenaria. O valor do deslocamento diferencial foi estimado para 5 e 50 anos após a finalização da estrutura, entre o 18º e 17º pavimentos da edificação.

Tabela XII-5 – Deslocamentos verticais diferenciais (Δ) entre o 18º e o 17º pavimento dos pilares P42 e P49 após a execução da alvenaria

	Elástico [mm]		Fluência [mm]		Retração [mm]		Total [mm]	
	5 anos	50 anos	5 anos	50 anos	5 anos	50 anos	5 anos	50 anos
P42	0.04	0.04	0.07	0.07	0.75	0.87	0.85	0.97
P49	0.02	0.02	0.11	0.12	0.76	0.86	0.89	1.01

Os deslocamentos diferenciais apresentados na Tabela XII-5 foram determinados considerando que o encunhamento da alvenaria ocorreu 28 dias após a concretagem do pavimento. Somente as deformações que ocorreram após essa data são contabilizadas na estimativa do encurtamento, de modo que o deslocamento diferencial apresentado na Tabela XII-5 é inferior ao deslocamento diferencial da estrutura.

Como pode ser observado, os fenômenos da retração e da fluência são os que provocam maiores encurtamentos e consequentemente maiores deslocamentos. Esses fenômenos

possuem grande variação, conforme descrito no Capítulo V.

O deslocamento imposto à alvenaria pode ser assumido como o deslocamento diferencial dos pilares. Assim, a sua deformação $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)$ pode ser assumida como a deformação por encurtamento do pilar adjacente. O piso-a-piso do 17º pavimento é 2,72m. A Tabela XII-6 apresenta, pois, o encurtamento dos pilares P42 e P49 entre o 17º pavimento e o 18º pavimento.

Tabela XII-6 – Deformação por encurtamento dos pilares P42 e P49 entre o 17º e 18º pavimento.

Pilar	ϵ (‰)	
	5 anos	50 anos
P42	0.31	0.36
P49	0.33	0.37

A parcela da deformação ocasionada pela retração corresponde a mais de 80% do encurtamento total para os pilares. A Figura XII-4 ilustra o deslocamento diferencial da estrutura e o deslocamento imposto à alvenaria.

Figura XII-4 - Deslocamento diferencial da estrutura e correspondente deslocamento da alvenaria.

O deslocamento diferencial da estrutura é causado pelo encurtamento do lance do pilar, podendo-se, pois, assumir a deformação por encurtamento da alvenaria como o encurtamento do pilar.

12.4 – Compressão na alvenaria devida ao encurtamento dos pilares.

Por meio da *Equação XII-1*, é possível estimar qual a tensão de compressão que o

encurtamento dos pilares provoca na alvenaria. Quanto maior o encurtamento, maior será o esforço de compressão aplicado na parede. Assim sendo, a Tabela XII-7 apresenta a tensão de compressão ocasionada pelo encurtamento do pilar P49 após 50 anos ($\varepsilon = 0,37\%$), bem como a relação entre a tensão provocada pelo encurtamento e a resistência da parede.

Tabela XII-7 - Tensão de compressão na alvenaria devida à deformação por encurtamento do pilar P49

		σ devida ao deslocamento (MPa)	Relação σ/f_{par} ABNT	Relação σ/f_{par} MASSETO (2001)	Relação σ/f_{par} Ensaios Falcão Bauer (2015)
Bloco de concreto		0.90	0.85	0.32	-
Bloco Cerâmico	Furo na Horizontal	0.61	2.02	1.48 / 0.77	1.09 a 1.52
	Furo na Vertical	1.38	2.31	0.48	0.68 a 1.1

Os valores de tensão apresentados na Tabela XII-7 são valores característicos e não existem coeficientes de segurança normativos para paredes de vedação. A relação ser superior a um não implica necessariamente que ocorrerão danos à parede, pois alguns fatores que influenciam na resistência, como o revestimento da parede, não foram considerados.

A resistência das paredes obtidas por meio de ensaios é bem superior à resistência mínima preconizada por normas brasileiras. Esse fato ajuda a explicar o motivo de danos à alvenaria não serem corriqueiros. Ou seja, a resistência real das paredes com blocos comerciais é superior à resistência mínima exigida.

A menor relação entre a tensão gerada pelo deslocamento e a tensão resistente foi obtida para blocos de concreto, o que justifica a menor incidência de sinistros nas obras que utilizaram esses blocos em comparação à utilização de blocos cerâmicos.

A utilização de blocos cerâmicos com furo na horizontal como blocos compensadores (para arremate da parede), não é aconselhável, já que estes apresentaram o pior comportamento. Diversos danos presentes nas paredes decorrem do uso inadequado da posição dos furos de blocos cerâmicos. Mesmo blocos cerâmicos de furos verticais são inadvertidamente posicionados com furos horizontais para servirem de blocos compensadores, sendo estes mais susceptíveis a danos.

Algumas considerações devem ser feitas a respeito das tensões de compressão apresentadas na Tabela XII-7. Primeiramente, o encurtamento do pilar pode não ser

totalmente transferido para a alvenaria. O deslocamento causado pelo encurtamento dos pilares pode ser absorvido pela argamassa de assentamento, não gerando tensão na parede. Os valores de encurtamento por retração e fluência também podem ser inferiores àqueles apresentados na Tabela XII-5. Como a retração representa a maior parcela do encurtamento, uma redução nos seus valores implica em uma redução da tensão de compressão.

O módulo de elasticidade e a resistência da parede de alvenaria de vedação foram tomados a partir de ensaios realizados por MASSETTO (2001) e por GOMES (1983). Ainda se carece de estudos a respeito do comportamento e da resistência das alvenarias de vedação. Como o valor do módulo de elasticidade interfere diretamente na tensão gerada pelo encurtamento do pilar, uma variação no módulo de elasticidade modifica o esforço de compressão aplicado na alvenaria.

A estimativa da resistência a partir do fator de eficiência pode também se afastar da realidade, especialmente se existirem locais mais frágeis na parede. Assim sendo, mesmo que a parede resista à tensão provocada pelo encurtamento dos pilares, uma ruptura localizada pode ocorrer.

Outros fatores que afetam a alvenaria de vedação são o deslocamento das vigas e das lajes e as movimentações por temperatura ou umidade, segundo GRIMM (1988). O deslocamento diferencial das vigas e lajes entre o piso superior e o piso que suporta a alvenaria é somado ao deslocamento diferencial dos pilares, aumentando a tensão na parede. A variação térmica e de umidade provoca a expansão da parede. Como a parede está confinada pela estrutura, o aumento do seu volume ocasiona tensões de compressão. Logo, a alvenaria pode sofrer danos também devidos ao deslocamento de lajes e vigas, e da expansão devida à temperatura ou umidade.

Por último, o revestimento, quando feito de gesso, pode desprender-se dos blocos mesmo para tensões muito inferiores a resistência da parede. O gesso possui módulo de elasticidade muito superior ao da parede (4 GPa a 10 GPa). Assim sendo, maiores tensões provocadas pelo deslocamento ocorrem no revestimento de gesso, podendo aparecer fissuras nesse elemento, sem a ruptura de nenhum bloco.

12.5 – Medidas para mitigar os danos na alvenaria.

Os danos causados pelo encurtamento dos pilares podem ser minorados por algumas medidas e práticas construtivas.

O adiantamento do encunhamento da alvenaria faz com que uma maior parcela do encurtamento do pilar ocorra antes de a alvenaria estar solidária à estrutura. Dessa forma,

potenciais problemas na parede podem ser reduzidos quanto mais posterior à execução da estrutura for o encunhamento da alvenaria.

Um melhor processo de cura dos pilares reduz os efeitos da retração, principal parcela do encurtamento. Uma redução do encurtamento reduz consequentemente os esforços de compressão aplicados na alvenaria de vedação

Outra medida é a utilização de uma argamassa de assentamento que absorva o deslocamento. Argamassas mais plásticas permitem uma maior movimentação da parede prevenindo o surgimento de tensões que possam danificar a alvenaria. A utilização de juntas de expansão horizontais com materiais elastoméricos também é recomendada.

A utilização de dispositivos que permitam a movimentação independente entre a estrutura e a alvenaria também reduzem os danos. O encunhamento pode ser feito com EPS (poliestireno expandido) ou outro material elastomérico que se deforme e reduza o deslocamento transmitido da estrutura para a alvenaria. Também podem ser utilizados rufos metálicos com sistema “macho-fêmea” no encontro do topo da parede com a estrutura. Assim, o rufo permite a movimentação vertical, por meio do sistema “macho-fêmea”, porém bloqueia a movimentação horizontal da parede em relação à estrutura. A Figura XII-5 ilustra esse rufo metálico, que também pode ser utilizado nas ligações com pilares.

Figura XII-5 - Rufos metálicos para isolamento da parede em relação à estrutura

Fonte: Traduzido de FINTEL et. al. (1986).

A BRICK INDUSTRY ASSOCIATION (2006) recomenda a adoção de juntas verticais

e horizontais que permitam a movimentação da alvenaria. No caso de juntas horizontais, são recomendadas juntas “entre o topo da fiada de alvenaria e o elemento acima”, sendo que “os deslocamentos da estrutura devem ser considerados no dimensionamento da junta para evitar o carregamento inadvertido da alvenaria” (Brick Industry Association, 2006). As juntas devem ser executadas com material compressível e com selantes que garantam a estanqueidade da alvenaria, bem como não transmitam o deslocamento da estrutura.

Blocos cerâmicos com furos horizontais apresentam uma resistência baixa para os deslocamentos impostos. Assim, a utilização de blocos de concreto ou blocos cerâmicos com furos verticais é mais aconselhável.

Essas medidas reduzem os problemas na alvenaria devidos ao encurtamento dos pilares. Todavia, o descolamento do revestimento, especialmente quando feito de gesso, ainda pode ocorrer mesmo com essas medidas, pois o revestimento é executado conectando a alvenaria à estrutura, sendo executado monoliticamente em toda a superfície.

12.6 – Descrição de problemas nas edificações.

Algumas edificações apresentaram problemas nas paredes de alvenarias após alguns anos de sua execução. Esses problemas consistem inicialmente no aparecimento de fissuras devidas à ruptura de blocos cerâmicos ou do desprendimento do revestimento.

12.6.1 - Obra residencial na Grande São Paulo-SP

As Figura XII-6 e Figura XII-7 ilustram uma fissuração em obra residencial na Grande São Paulo-SP.

Figura XII-6 - Fissura em parede de alvenaria de obra residencial na Grande São Paulo.

A fissura apareceu após anos de uso da edificação e foi causada pela ruptura dos blocos logo abaixo do encunhamento, conforme mostram as Figura XII-7 e Figura XII-8.

Figura XII-7 – Linha de ruptura do bloco cerâmico.

Figura XII-8 - Marcação da linha de ruptura dos blocos cerâmicos.

Por se tratar de uma parede interna, a expansão da alvenaria devida à temperatura e absorção de umidade é de pouca monta. Assim, o deslocamento da estrutura, que inclui o encurtamento dos pilares e a deflexão de vigas e lajes, provocou a compressão da parede ocasionando a ruptura do bloco. As Figura XII-9 e Figura XII-10 apresentam a face lateral do bloco após sua ruptura.

Figura XII-9 - Face lateral do bloco após a ruptura.

Figura XII-10 - Face lateral do bloco após a ruptura.

Observa-se que o esforço normal de compressão provocou uma tensão superior à resistência da parede lateral do bloco cerâmico. A parede foi esmagada fazendo com que as fissuras aparecessem no revestimento. A Figura XII-11 mostra o detalhe do esmagamento da parede lateral.

Figura XII-11 - Detalhe do esmagamento da parede lateral do bloco.

Na Figura XII-11 é possível observar houve o destacamento da parede lateral das nervuras. A “casca” externa do bloco ficou, pois, isolada do restante do bloco. A deformação da “casca” foi progredindo a com o passar do tempo até sua ruptura.

O bloco cerâmico de vedação foi utilizado com furos na horizontal, mesmo sendo um bloco de furos verticais. Como apresentado na Tabela XII-7, blocos cerâmicos com furos horizontais possuem baixa resistência e, portanto, são mais susceptíveis à ruptura. Além disso, como nenhuma medida para mitigar um possível dano foi executada pela obra, o encurtamento dos pilares provocou a ruptura dos blocos cerâmicos.

A resistência, a qualidade e a correta utilização dos blocos são fatores essenciais para a resistência das paredes de alvenaria de vedação. A resistência do bloco contribui para a resistência da parede como um todo, enquanto a qualidade e correta utilização do bloco previne a ruptura localizada.

Na mesma obra ocorreram outros problemas em alvenarias como ilustrados pelas Figura XII-12 e Figura XII-13.

Figura XII-12 - Fissura em parede de blocos cerâmicos em edificação na Grande São Paulo

Figura XII-13 - Linha de ruptura dos blocos que ocasionaram a fissura.

O sinistro ocorrido nas Figura XII-12 e Figura XII-13 é similar ao que foi discutido nas Figura XII-6 a Figura XII-11

12.6.2 - Obra residencial no centro de São Paulo-SP

Outra edificação que apresentou problemas na alvenaria está localizada no centro da

cidade de São Paulo-SP. Houve queixa dos moradores devido ao aparecimento de algumas fissuras em alvenarias de vedação. Após a retirada do revestimento, constatou-se que os blocos cerâmicos estavam comprometidos. As Figura XII-14 e Figura XII-15 ilustram o problema.

Figura XII-14 - Ruptura localizada dos blocos em edificação em São Paulo-SP.

Figura XII-15 - Paredes laterais dos blocos cerâmicos rompidas devido ao esforço de compressão.

O sinistro que ocorreu nesta edificação assemelha-se ao ocorrido na edificação na

Grande São Paulo. Novamente blocos de furos verticais foram utilizados na horizontal e não resistiram aos esforços de compressão aplicados pela movimentação da estrutura. A fissura e a ruptura dos blocos ocorrem bem próximas ao encunhamento, ou seja, bem próximas ao pavimento superior.

A Figura XII-16 mostra um detalhe da parede lateral (“casca”) do bloco cerâmico.

Figura XII-16 - Detalhe da parede lateral do bloco cerâmico.

Observa-se que a “casca” do bloco se desconectou das nervuras, fragilizando-se nesse processo. Assim, como a estrutura continuou se deslocando, a parede lateral não resistiu e rompeu. Nota-se uma grande semelhança entre a Figura XII-16 e a Figura XII-11, indicando que o dano foi ocasionado pelo mesmo fenômeno.

12.6.3 - Obra residencial em São Paulo-SP

Além dos danos nos blocos cerâmicos outra fonte de queixa de usuários é o descolamento do revestimento, especialmente quando esse revestimento é de gesso. O encurtamento dos pilares provoca o aparecimento de tensões de compressão no revestimento que pode não resistir e romper localmente, fazendo com que apareçam fissuras. A Figura XII-17 ilustra o aparecimento da fissura.

Figura XII-17 - Fissura em revestimento de gesso devida ao encurtamento dos pilares.

A continuidade do deslocamento da estrutura e uma má aderência ao substrato podem provocar o descolamento do revestimento dos blocos de alvenaria. Dessa forma, o revestimento descola-se e afasta-se do substrato, conforme apresentado na Figura XII-18.

Figura XII-18 - Descolamento do revestimento de gesso.

XIII – Considerações finais

Esse capítulo da dissertação visa resumir e concluir os estudos feitos, além de apontar possibilidades de continuação da pesquisa.

13.1 - Importância da consideração do processo construtivo

A alteração dos deslocamentos e consequentemente dos esforços solicitantes com a consideração do processo construtivo ressalta a importância do processo construtivo na modelagem e no dimensionamento de edificações. Devida à modificação do valor do deslocamento diferencial entre pilares, os elementos que os conectam tem seus esforços solicitantes modificados.

O momento fletor de vigas contínuas, por exemplo, resulta em valores positivos no pilar central sem a consideração do processo construtivo. Porém, caso a construção seja executada no nível absoluto, os deslocamentos diferenciais reduzem-se e o momento fletor da viga passa a ser negativo. Os momentos fletores mais próximos à realidade – obtidos com a consideração do processo construtivo – devem ser utilizados para o dimensionamento dessas vigas.

A transferência de cargas entre pilares com diferentes deslocamentos também deve ser considerada no dimensionamento dos pilares. Essa transferência é menor na realidade do que no modelo de passo único, já que as correções construtivas e a progressão de cargas afetam os deslocamentos diferenciais. Essa diferença, contudo, só é significativa caso existam elementos de grande inércia conectando os pilares – *outriggers* – ou os elementos de razoável inércia (vigas altas) que conectem pilares do *core* a pilares periféricos, já que estes possuem grande deslocamento diferencial.

13.2 - Modelagem computacional de edificações

A modelagem de edificações de concreto armado é usualmente feita por meio de um modelo de passo único ou por meio de um modelo de múltiplos passos.

No modelo de passo único, os carregamentos entram em ação concomitantemente na edificação já completa, ou seja, após a execução de toda a estrutura. Dessa forma, os deslocamentos são determinados sem a consideração da correção construtiva. Uma maneira de tentar simular as correções construtivas é o aumento artificial da rigidez axial dos pilares, multiplicando-se essa rigidez por um fator superior a 1, chamado de *MULAXI*. Assim, a rigidez axial torna-se $EA^* = MULAXI \cdot EA$ e os deslocamentos diferenciais são reduzidos.

Um modelo de múltiplos passos permite a consideração mais precisa dos efeitos do

processo construtivo. Nesse modelo, os pavimentos vão sendo adicionados progressivamente ao modelo. A cada adição de um pavimento, uma subestrutura é formada, os deslocamentos e esforços solicitantes devidos aos carregamentos verticais são calculados e os deslocamentos são levados para o próximo passo. Com a construção no nível absoluto, os deslocamentos de cada passo são corrigidos, reduzindo-se o deslocamento total.

13.3 – Carregamento fictício de temperatura

No intuito de permitir a consideração das correções construtivas em um modelo de passo único, foi proposto no presente trabalho a adição de um carregamento fictício de temperatura diferente por pilar e por lance do pilar. Outra possibilidade é a aplicação do carregamento de temperatura diferente em cada lance, mas igual entre os pilares. Esse carregamento permite a consideração indireta do processo construtivo no cálculo da estrutura em um modelo de passo único, reduzindo-se assim o tempo de análise. A variação positiva de temperatura provoca um aumento do comprimento do lance do pilar. Assim, o deslocamento total de cada lance é reduzido, simulando as correções construtivas. O carregamento fictício de temperatura não é influenciado pela ação do vento, mas pode ser combinado com essa ação para obtenção dos esforços solicitantes.

A proposta do carregamento de temperatura mostrou-se bastante adequada para a simulação das correções construtivas. Os “modelos-exemplos” utilizados na validação indicaram que os deslocamentos diferiram muito pouco entre a consideração mais precisa das correções (modelo de múltiplos passos) e o carregamento de temperatura, desde que este seja considerado por pilar e por lance.

Por ser uma ferramenta útil na análise de edificações de múltiplos pavimentos, essa proposta pode ser utilizada em modelos que considerem o carregamento atuando na estrutura completa. Mesmo a utilização da temperatura média por lance é uma opção vantajosa para uma avaliação expedita da edificação em detrimento do modelo de múltiplos passos.

13.4 – Recomendações normativas para a consideração do processo construtivo

A consideração do processo construtivo na análise dos esforços solicitantes de edificações de múltiplos pavimentos deveria ser fortemente recomendada por procedimentos normativos. Todavia, uma alternativa às avaliações dos efeitos do processo construtiva é a consideração valores mínimos de momento fletor negativo nas ligações viga-pilar.

Esse valor poderia garantir, por exemplo, uma relação com o momento fletor positivo no meio do vão. A razão adotada poderia ser 1,5:1,0, à semelhança do que é feito para a

análise de lajes por meio da teoria das charneiras plásticas. Dessa forma, as vigas contínuas seriam dimensionadas de forma a atender um momento negativo sobre o apoio contínuo de pelo menos 1,5x o momento positivo máximo dos vãos adjacentes.

Outra possibilidade é a consideração de uma porcentagem (50%, por exemplo) do momento fletor do engastamento perfeito. O valor de 50% segue a recomendação de FINTEL & KHAN (1971).

13.5 – Danos em elementos não estruturais

Um problema ocasionado pelo encurtamento dos pilares é o sinistro em elementos não-estruturais como alvenarias de vedação, revestimentos, tubulações e caixilhos.

Alguns danos em alvenarias foram apresentados. Esses danos ocorreram em blocos cerâmicos de furos horizontais e os estudos aqui feitos corroboram a indicação da fragilidade desse tipo de bloco. A utilização de blocos de concreto, ou blocos cerâmicos de furos verticais, além de um adiantamento no encunhamento da parede de alvenaria reduzem os esforços provocados pelo encurtamento dos pilares e são recomendáveis. Outras soluções são a utilização de materiais ou elementos especiais que permitam a movimentação vertical entre a alvenaria e a estrutura.

Todavia, o revestimento, especialmente de gesso, pode sofrer danos pela deformação por encurtamento dos pilares.

13.6 – Próximas pesquisas

A continuidade da pesquisa do presente trabalho pode se dar na avaliação mais precisa das interações entre os pilares para uma melhor simulação das correções construtivas por meio do carregamento de temperatura.

Além disso, medições em campo visando a validação *in loco* dos deslocamentos pode ser outra possibilidade de continuação.

Referência bibliográfica

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6136 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016. 10 p.

_____. **NBR 15270-1 - Componentes cerâmicos — Blocos e tijolos para alvenaria. Parte 1: Requisitos**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017. 26 p.

_____. **NBR 15812-1 - Alvenaria estrutural — Blocos cerâmicos Parte 1: Projetos**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010. 41 p.

_____. **NBR 15961-1 - Alvenaria estrutural — Blocos de concreto Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011. 42 p.

American Concrete Institute. **Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete**. 209.2R-08. Farmington Hills, MI, U.S.A., 2008. 48 p.

BAKER, W. F. *et al.* **Creep and Shrinkage and the Design of Supertall Buildings – A Case Study: The Burj Dubai Tower**. *ACI Special Publication*, Farmington Hills, MI, U.S.A., v. 246, p. 133-148. American Concrete Institute, 2008.

BAST, W. D. *et al.* **Measured Shortening and Its Effects in a Chicago High-rise Building**. In: *Forensic Engineering Congress*, n. 3, 2003, San Diego, California, U.S.A. *Proceedings...* U.S.A., American Society of Civil Engineers, 2003.

BAZANT, Z. P. **Material Models for Structural Creep Analysis**. In: _____ (Ed.). *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*. U.S.A.: John Wiley and Sons, 1988, p. 98-177

BRICK INDUSTRY ASSOCIATION, THE. **Technical Note 18A. Accommodating Expansion of Brickwork**. Reston, Virginia, USA.: 2006, pp. 11.

CHAKRABARTI, S.C.; NAYAK, G. C.; AGARWALA, S. K. **Effect of Sequence of Construction in the Analysis of Multistoreyed Building Frame**. *Building and Environment*, Great Britain, v. 13, p. 1-6. Pergamon Press, 1978.

Computers & Structures INC. **User's Guide ETABS® 2017 Integrated Building Design Software**. USA, 2017, 119p.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1ª edição. São Paulo, Brasil. Editora PINI, 2008. pp. 75-81

FINTEL, M.; GOSH, S. K.; IYENGAR, H. **Column Shortening in Tall Structures – Prediction and Compensation**. 1ª Edição. Skokie, Illinois, U.S.A. Portland Cement Association, 1986.

FINTEL, M.; KHAN, F. R. **Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall**

Structures - Prediction of Inelastic Column Shortening. *ACI Journal Proceedings*, U.S.A., v. 66, p. 957-967. American Concrete Institute, 1969.

FINTEL, M.; KHAN, F. R. **Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures-Analysis for Differential Shortening of Columns and Field Observation of Structures.** *ACI Special Publication*, U.S.A., v. 27, p. 95-120. American Concrete Institute, 1971.

European Comitee for Standardization. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.** Europe, 2004, 230p.

GOMES, N. S. **A resistência das paredes de alvenaria.** Dissertação (Mestrado) Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo, SP, 1983. 191p.

GRIMM, C. T. **Masonry cracks: A review of the literature.** In: *Masonry: materials, design, construction & maintenance, ASTM STP 992*. Harry A. Harris, Eds. American Society for Testing and Materials, 1988, p 257-80

JAYASINGHE, M. T. R.; JAYASENA, W. M. V. P. K. **Effects of Axial Shortening of Columns on Design and Construction of Tall Reinforced Concrete Buildings.** *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Illinois, U.S.A. v. 9, n. 2, p. 70-78. ASCE, 2004.

KIM, H. S.; CHO, S. **Column shortening of concrete cores and composite columns in tall building.** *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, New York, U.S.A., v. 14, n. 2, p. 175-190. John Wiley & Sons, Ltd., 2005.

KIM, H. S.; SHIN, S. H. **Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences.** In: *East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, n. 12, 2011, Hong Kong, China. **Proceedings...** U.S.A., Elsevier, 2011.

KWAK, H.; KIM, J-H. **Time-dependent analysis of RC frame structures considering construction sequences.** *Building and Enviroment*, Great Britain, v. 41, p. 1423-1434. Elsevier, 2006.

LIAO, S. *et. al.* **Accomodation to Reinforced Concrete High-Rise Building Deformations and Movements.** *Structure Magazine*, U.S.A., v. 133, p. 16-18. NCSEA, 2014.

MARU S.; ASFAW, M.; NAGPAL, A. K. **Consistent Procedure for Creep and Shrinkage Effects in RC Frames.** *Journal of Structural Engineering*, U.S.A., v. 127, n. 7, p. 726-732. ASCE, 2001.

MASSETO, L. T. **Estudo da resistência à compressão de alvenarias de vedação de componentes comercializados em São Paulo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo, SP, 2001, 181p

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: Microstructure, Properties, and Materials.** *Third Edition*. New York, U.S.A. The McGraw-Hill Companies, 2006. pp. 85-120

MOGARASPITIYA, P. *et al.* **Differential Axial Shortening of Concrete Structures.** In: *Infrastructure Theme Postgraduate Conference*, n. 2, 2009, Brisbane, Australia. **Proceedings...** Brisbane, Queensland University of Technology.

MOLA, F; PELLEGRINI, L. M. **Effects of Column Shortening in Tall RC Buildings.** In: *CONFERENCE ON OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES*, n. 35, 2010, Singapore. **Proceedings...** Singapore: CI-PREMIER PTE LTD, 2010.

NEVILLE, A. M. **Creep of plain and structural concrete.** U.S.A.: John Wiley & Sons, 1986, p. 512.

PAN, L. B.; LIU, P. C.; BAKOSS, S. L. **Long-Term Shortening of Concrete Columns in Tall Buildings.** *Journal of Structural Engineering*, U.S.A., v. 119, n. 7, p. 2258-2262. ASCE, 1993.

PARK, H. S. **Optimal Compensation of Differential Column Shortening in High Rise Buildings.** *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, New York, U.S.A., v. 12, n. 1, p. 49-66. John Wiley & Sons, Ltd., 2003.

RUSSEL, H. G.; LARSON, S. C. **Thirteen Years of Deformations in Water Tower Place.** *ACI Structural Journal*, Farmington Hills, MI, U.S.A., v. 86, n. 2, p. 182-191. American Concrete Institute, 1989.

SERROR, M. H.; EL-DIN, A. E. **Assessment of Internal Forces Induced due to Differential Shortening of Vertical Elements in Typical Medium- to High-Rise Buildings.** *Journal of American Science*, New York, U.S.A. v. 8, n. 12, p. 161-174. Marsland Press, 2012.

Tecnologia e Qualidade de Sistemas. **CAD/TQS® Análise Estrutural.** São Paulo, Brasil, 2015, 294p.

VAIFAI, A. *et al.* **Calculation of Creep and Shrinkage in Tall Concrete Buildings Using Nonlinear Staged Construction Analysis.** *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Tehran, Iran, v. 10, n. 4, p. 409-426. Building and Housing Research Center, 2009.

YI, T.; TONG, X. **Differential Column Shortening Effects in Typical Medium - to High-rise Buildings.** In: *Structures Congress: New Horizons and Better Practices*, 2007, Long Beach, California, U.S.A. **Proceedings...** Long Beach: ASCE, 2007

ZOU, D. *et al.* **Influence of creep and drying shrinkage of reinforced concrete shear walls on the axial shortening of high-rise buildings.** *Journal of Construction and Building Materials*, U.S.A., v. 55, p. 46-56. Elsevier, 2014

<http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/estrutura/execucao-de-forma>. Acesso em 20/02/2019

<http://www.universidadetrisul.com.br/fases-de-obra/alvenaria/alvenaria-de-vedacao>. Acesso em 20/02/2019

Apêndice A – Código-fonte da planilha para predição dos deslocamentos do pilar

```
Sub Encurtamento_aparente()
i = 1
j = 1
With Application
.Calculation = xlManual
.ScreenUpdating = False
End With
Sheets("Entrada de Dados").Select
Dim Mcarg() As Double
Dim Mdata() As Double
Dim Vdataconc() As Double
Dim Mfluencia() As Double
'Dim Vtaxa() As Double
Dim tempos As Double
'Matrizes com os encurtamento de cada lance de pilar para diferentes estágios de obra na data t em análise
Dim Mencurflut() As Double
Dim Mencurelat() As Double
Dim Mencurrett() As Double
Dim Mencurrect() As Double
Dim Mencurtott() As Double
'Matrizes com os encurtamento de cada lance de pilar na data de concretagem de um lance qualquer
Dim Mencurflu() As Double
Dim Mencurela() As Double
Dim Mencurret() As Double
Dim Mencurrec() As Double
Dim Mencurtot() As Double
'Mencurflu - Encurtamento devido à fluencia
'Mencurela - Encurtamento imediato
'Mencurret - Encurtamento devido à retração
'Mencurrec - Deslocamento devido ao recalque
'Mencurtot - Encurtamento total devido ao concreto, não engloba o recalque
'Vetores com as correções de níveis e os níveis da obra
Dim Vajus() As Double
'Dim VScorr() As Double
Dim Vnivel() As Double
Dim Vnivelconc() As Double
Dim ProcCons As Integer
'Vcorr - armazena a correção proposta em projeto (mm)
'VScorr - armazena se a correção proposta vai ser executada ou não "0 ou 1"
'Vnivel - armazena os níveis de projeto
'ProcCons - armazena se o nível de concretagem é o absoluto ou o do pilar mais piso-a-piso
'Vnivelconc - quando o ProcCons < 1 - Nível de concretagem do pavimento
'Vetores com a correção efetuada em cada pavimento
Dim Vcorrconsflu() As Double
Dim Vcorrconsela() As Double
Dim Vcorrconsret() As Double
Dim Vcorrconsrec() As Double
Dim Vcorrconstot() As Double
'Vetores de deslocamentos verticais dos pavimentos
Dim Vkflu() As Double
Dim Vkela() As Double
Dim Vkret() As Double
Dim Vkrec() As Double
Dim Vktot() As Double
'Legenda:
```

```

'flu - fluência
'ela - imediato
'ret - retração
'rec - recalque
'tot - total, engloba as correções de projeto (VScorr) e o recalque
Dim aux3 As Integer
'Matrizes e vetores do problema
k = Cells(2, 7)
ProcCons = Cells(3, 7)
nc = Cells(4, 7)
norma = Cells(2, 4)
ReDim Mcarg(1 To k, 1 To nc)
ReDim Mdata(1 To k, 1 To nc)
ReDim Vdataconc(1 To k)
ReDim Mfluencia(1 To k, 1 To nc)
ReDim Vajus(1 To k)
ReDim VScorr(1 To k)
ReDim Vnivel(1 To (k + 1))
ReDim Vcorrconsflu(1 To k)
ReDim Vcorrconsela(1 To k)
ReDim Vcorrconsret(1 To k)
ReDim Vcorrconsrec(1 To k)
ReDim Vcorrconstot(1 To k)
ReDim Vnivelconc(1 To k)
ReDim Vkflu(1 To k)
ReDim Vkela(1 To k)
ReDim Vkret(1 To k)
ReDim Vkrec(1 To k)
ReDim Vktot(1 To k)
'Mcarg - matriz de cargas
'Mdata - matriz de datas de atuação da carga
'Vdataconc - Vetor com a data de concretagem dos lances
'Mfluencia - Matriz com os coeficientes de fluência para a data t
'Vcorr - Vetor com as correções da altura do lance
'VScorr - Vetor com a definição se a correção foi feita ou não
'Vnivel - Vetor com os níveis de projeto
  For i = 1 To k
    For j = 1 To nc
      aux1 = Cells(5 + i, 13 + j)
      Mcarg(i, j) = aux1

      aux2 = Cells(5 + i, 13 + nc + 1 + j)
      Mdata(i, j) = aux2
    Next
    Vdataconc(i) = Cells(5 + i, 14 + nc)
    Vajus(i) = Cells(5 + i, 5)
    Vnivel(i) = Cells(5 + i, 3)
  Next
  Vnivel(k + 1) = Cells(6 + k, 3)
i = 1
j = 1
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
t = Cells(5, 3)
lance = 1
lance_f = 0
Mola = Cells(6, 3)
Range("F4:BB21").ClearContents
For i = 1 To k
  If t >= Vdataconc(i) Then
    lance_f = lance_f + 1
  
```

```

End If
Next
ReDim Mencurflu(1 To k, 1 To k)
ReDim Mencurela(1 To k, 1 To k)
ReDim Mencurret(1 To k, 1 To k)
ReDim Mencurrec(1 To k, 1 To k)
ReDim Mencurtot(1 To k, 1 To k)
"INÍCIO DO CÁLCULO RECURSIVO DOS ENCURTAMENTOS NA DATA DE CONCRETAGEM
DE CADA LANCE
lance = 1
Es = 210
For lance = 1 To k
Sheets("Entrada de Dados").Select
U = Cells(5 + lance, 10)
Slump = Cells(5 + lance, 9)
tipo_cp = Cells(5 + lance, 8)
Perimetro = Cells(5 + lance, 12)
Area = Cells(5 + lance, 11)
'Ec28 = Cells(5 + lance, 7)
ACUAR = ((2 * Area) / Perimetro)
fck = Cells(5 + lance, 6)
taxa = Cells(5 + lance, 13)
neta_ela = 1
neta_rfl = 1
delta_fc = 8
'Encurtamento devido à fluência
Enc_fluencia = 0
i = 1
j = 1
cont = 1
For cont = 1 To k
Enc_fluencia = 0
i = 1
j = 1
For i = 1 To k
For j = 1 To nc
If (Mdata(i, j) < Vdataconc(cont)) And (Mdata(i, j) > Vdataconc(lance)) Then
controle = 5
taux_flu = (Mdata(i, j) - Vdataconc(lance))
If taux_flu < 3 Then taux_flu = 3
Mfluencia(i, j) = Creep(U, tipo_cp, ACUAR, Slump, Vdataconc(cont) - Vdataconc(lance), taux_flu,
fck, delta_fc, norma)
Else
Mfluencia(i, j) = 0
End If
If controle > 0 Then
tempos = taux_flu
Else: tempos = 28
End If
neta_rfl = (1 / (1 + (taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, tempos, 8, norma)) / (1 - taxa))))
Enc_fluencia = Enc_fluencia + neta_rfl * (-Mcarg(i, j)) * (Mfluencia(i, j)) / (Area * Ec_28(fck,
tipo_cp, tempos, 8, norma) * 100000)
Next
Next
Mencurflu(lance, cont) = Enc_fluencia * 1000
Next
Next
'Encurtamento devido à retração
Enc_retracao = 0
i = 1
j = 1

```

```

cont = 1
For cont = 1 To k
  If (Vdataconc(cont) > Vdataconc(lance)) And (cont > lance) Then
    taux_ret = Vdataconc(cont) - Vdataconc(lance)
    If taux_ret < 3 Then taux_ret = 3
    neta_rfl = (1 / (1 + (taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, taux_ret, 8, norma)) / (1 - taxa))))
    Enc_retracao = neta_rfl * Shrinkage(U, ACUAR, Slump, taux_ret, 3, tipo_cp, fck, delta_fc, norma)
  End If
  Mencurret(lance, cont) = Enc_retracao * 1000
Next
'Encurtamento elástico
i = 1
j = 1
cont = 1
For cont = 1 To k
  Enc_elas = 0
  i = 1
  j = 1
  For i = 1 To k
    For j = 1 To nc
      taux = (Mdata(i, j) - Vdataconc(lance))
      If (Mdata(i, j) <= Vdataconc(cont)) And (Mdata(i, j) > Vdataconc(lance)) And taux < 28 Then
        neta_elas = ((1 - taxa) + taxa * (Es / Eci_t0(fck, tipo_cp, taux_flu, 8, norma)))
        Enc_elas = Enc_elas + (-Mcarg(i, j)) / (neta_elas * Area * Eci_t0(fck, tipo_cp, taux, 8, norma) *
100000)
      Else
        If (taux >= 28) And (Mdata(i, j) <= Vdataconc(cont)) Then
          neta_elas = ((1 - taxa) + taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, taux, 8, norma)))
          Enc_elas = Enc_elas + (-Mcarg(i, j)) / (neta_elas * Area * Ec_28(fck, tipo_cp, taux, 8, norma) *
100000)
        End If
      End If
    Next
  Next
  Mencurela(lance, cont) = Enc_elas * 1000
Next
'Recalque
cont = 1
For cont = 1 To k
  i = 1
  j = 1
  Carga = 0
  For i = 1 To k
    For j = 1 To nc
      If (Mdata(i, j) <= Vdataconc(cont)) And (Mdata(i, j) >= Vdataconc(lance)) And (cont > lance) Then
        Carga = Carga + Mcarg(i, j)
      End If
    Next
  Next
  Mencurrec(lance, cont) = -Carga / Mola * 1000
Next
Next
"FIM DO CÁLCULO RECURSIVO DOS ENCURTAMENTOS NA DATA DE CONCRETAGEM DE
CADA LANCE
'Transformação da matriz de encurtamento de epsilon para milímetros
i = 1
j = 1
For i = 1 To k
  For j = 1 To k
    Mencurflu(i, j) = Mencurflu(i, j) * (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))

```



```

Mencurela(i, j) = Mencurela(i, j) * (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))
Mencurret(i, j) = Mencurret(i, j) * (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))
Mencurtot(i, j) = Mencurflu(i, j) + Mencurela(i, j) + Mencurret(i, j) + Mencurrec(1, j)
Next
Next
'Apresentação dos resultados
n = 1
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
lance_ana = Cells(4, 3)
i = 1
j = 1
cont = 1
'Cálculo da correção necessária em cada etapa construtiva.
Vcorrconsflu(1) = 0
Vcorrconsela(1) = 0
Vcorrconsret(1) = 0
Vcorrconsrec(1) = 0
If ProcCons = 1 Then
    Vcorrconstot(1) = Vajus(1)
    For j = 2 To k
        Vcorrconsrec(j) = (Mencurrec(1, j) - Mencurrec(1, (j - 1)))
        For i = 1 To k
            Vcorrconsflu(j) = Vcorrconsflu(j) - (Mencurflu(i, j) - Mencurflu(i, (j - 1)))
            Vcorrconsela(j) = Vcorrconsela(j) - (Mencurela(i, j) - Mencurela(i, (j - 1)))
            Vcorrconsret(j) = Vcorrconsret(j) - (Mencurret(i, j) - Mencurret(i, (j - 1)))
        Next
    Next
'Cálculo dos deslocamentos verticais
lance = 1
i = 1
For lance = 1 To k
    Vkrec(lance) = (Mencurrec(1, k) - Mencurrec(1, lance))
    For i = 1 To lance
        Vkflu(lance) = Vkflu(lance) + Mencurflu(i, k) - Mencurflu(i, lance)
        Vkela(lance) = Vkela(lance) + Mencurela(i, k) - Mencurela(i, lance)
        Vkret(lance) = Vkret(lance) + Mencurret(i, k) - Mencurret(i, lance)
    Next
Next
lance = 1
For lance = 1 To k
    Vktot(lance) = Vkflu(lance) + Vkela(lance) + Vkret(lance) + Vkrec(lance) - Vajus(lance)
Next
i = 1
j = 1
Cells(3, 5) = "Correções Construtivas"
Cells(5, 5) = "Correções totais (mm)"
For i = 1 To k
    Cells(4, 5 + i) = i
    Cells(5, 5 + i) = Vcorrconstot(i)
    Cells(6, 5 + i) = Vcorrconsela(i)
    Cells(7, 5 + i) = Vcorrconsret(i)
    Cells(8, 5 + i) = Vcorrconsflu(i)
    Cells(9, 5 + i) = -Vcorrconsrec(i)
    Cells(10, 5 + i) = Vajus(i)
    Cells(11, 5 + i) = -Vktot(i)
    Cells(16, 5 + i) = ((Vcorrconstot(i)) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
    Cells(17, 5 + i) = ((Vcorrconsela(i)) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
    Cells(18, 5 + i) = ((Vcorrconsflu(i)) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
    Cells(19, 5 + i) = ((Vcorrconsret(i)) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
    Cells(20, 5 + i) = -((Vcorrconsrec(i)) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001

```

```

Next
End If
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
If ProcCons < 1 Then
    Vcorrconsflu(1) = 0
    Vcorrconsela(1) = 0
    Vcorrconsret(1) = 0
    Vcorrconsrec(1) = 0
    Vcorrconstot(1) = Vajus(1)
    For j = 2 To k
        Vcorrconsrec(j) = Mencurrec(1, j)
        For i = 1 To k
            Vcorrconsflu(j) = Vcorrconsflu(j) + Mencurflu(i, j)
            Vcorrconsela(j) = Vcorrconsela(j) + Mencurela(i, j)
            Vcorrconsret(j) = Vcorrconsret(j) + Mencurret(i, j)
        Next
    Next
    For lance = 1 To k
        Vkrec(lance) = Mencurrec(1, k)
        For i = 1 To lance
            Vkflu(lance) = Vkflu(lance) + Mencurflu(i, k)
            Vkela(lance) = Vkela(lance) + Mencurela(i, k)
            Vkret(lance) = Vkret(lance) + Mencurret(i, k)
        Next
    Next
    lance = 1
    For lance = 1 To k
        Vktot(lance) = Vkflu(lance) + Vkela(lance) + Vkret(lance) + Vkrec(lance) - Vajus(lance)
    Next
    i = 1
    j = 1
    Cells(3, 5) = "Deslocamentos verticais"
    Cells(5, 5) = "Deslocamentos totais (mm)"
    For i = 1 To k
        Cells(4, 5 + i) = i
        Cells(5, 5 + i) = -Vcorrconstot(i)
        Cells(6, 5 + i) = -Vcorrconsela(i)
        Cells(7, 5 + i) = -Vcorrconsret(i)
        Cells(8, 5 + i) = -Vcorrconsflu(i)
        Cells(9, 5 + i) = -Vcorrconsrec(i)
        Cells(10, 5 + i) = Vajus(i)
        Cells(11, 5 + i) = -Vktot(i)
    Next
    i = 1
    For i = 1 To (k - 1)
        Cells(16, 5 + i) = -(Mencurtot(i, i + 1) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
        Cells(17, 5 + i) = -(Mencurela(i, i + 1) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
        Cells(18, 5 + i) = -(Mencurflu(i, i + 1) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
        Cells(19, 5 + i) = -(Mencurret(i, i + 1) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
        Cells(20, 5 + i) = -(Mencurrec(i, i + 1) / 1000 / (Vnivel(i + 1) - Vnivel(i))) / 0.00001
    Next
    Cells(16, 5 + k) = 0
End If
Sheets("Teste").Select
For i = 1 To k
    For j = 1 To k
        Cells(i, j) = -Mencurtot(i, j)
        Cells(23, j) = Vnivel(j)
    Next
Next
Next

```

```

Application.Calculation = xlAutomatic
'Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
'Cálculo das parcelas dos encurtamentos após o fim da construção
lance = 1
Sheets("Entrada de Dados").Select
For i = 1 To k
    For j = 1 To nc
        aux1 = Cells(5 + i, 13 + j)
        Mcarg(i, j) = aux1
        aux2 = Cells(5 + i, 13 + nc + 1 + j)
        Mdata(i, j) = aux2
    Next
    Vdataconc(i) = Cells(5 + i, 14 + nc)
    Vnivel(i) = Cells(5 + i, 3)
Next
Dim Menurela_t() As Double
Dim Mencurflu_t() As Double
Dim Mencurret_t() As Double
Dim Mencurrec_t() As Double
Dim Mencurtot_t() As Double
ReDim Mencurela_t(1 To k, 4)
ReDim Mencurflu_t(1 To k, 4)
ReDim Mencurret_t(1 To k, 4)
ReDim Mencurrec_t(1 To k, 4)
ReDim Mencurtot_t(1 To k, 4)
Dim Vtempo() As Double
ReDim Vtempo(1 To 4)
Dim Epsilon() As Double
ReDim Epsilon(1 To k)
Vtempo(1) = Vdataconc(k) + 365
Vtempo(2) = Vdataconc(k) + 5 * 365
Vtempo(3) = Vdataconc(k) + 10 * 365
Vtempo(4) = Vdataconc(k) + 50 * 365
lance = 1
For lance = 1 To k
    Sheets("Entrada de Dados").Select
    U = Cells(5 + lance, 10)
    Slump = Cells(5 + lance, 9)
    tipo_cp = Cells(5 + lance, 8)
    Perimetro = Cells(5 + lance, 12)
    Area = Cells(5 + lance, 11)
    ACUAR = ((2 * Area) / Perimetro)
    fck = Cells(5 + lance, 6)
    taxa = Cells(5 + lance, 13)
    neta_ela = 1
    neta_rfl = 1
    delta_fc = 8
    'Encurtamento devido à fluência
    Enc_fluencia = 0
    i = 1
    j = 1
    cont = 1
    For cont = 1 To 4
        Enc_fluencia = 0
        i = 1
        j = 1
        For i = lance To k
            For j = 1 To nc
                If (Mdata(i, j) > Vdataconc(lance)) Then
                    taux_flu = (Mdata(i, j) - Vdataconc(lance))
                End If
            Next j
        Next i
    Next cont
Next lance

```

```

        'Vdataconc(cont) - Vdataconc(lance)
        controle = 5
        If taux_flu < 3 Then taux_flu = 3

        Mfluencia(i, j) = Creep(U, tipo_cp, ACUAR, Slump, Vtempo(cont) - Vdataconc(lance), taux_flu,
fck, delta_fc, norma)
    Else
        Mfluencia(i, j) = 0
    End If
    If controle > 0 Then
        tempos = taux_flu
    Else: tempos = 28
    End If
    neta_rfl = (1 / (1 + (taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, tempos, 8, norma)) / (1 - taxa))))

    Enc_fluencia = Enc_fluencia + neta_rfl * (-Mcharg(i, j)) * (Mfluencia(i, j)) / (Area * Ec_28(fck,
tipo_cp, tempos, 8, norma) * 100000)
Next
Next
Mencurflu_t(lance, cont) = Enc_fluencia * 1000
Next
Sheets("Entrada de Dados").Select
Vdataconc(1) = Cells(6, 14 + nc)
For aux3 = 2 To k
    Vdataconc(aux3) = Cells(5 + aux3, 14 + nc)
Next
'Encurtamento devido à retração
Enc_retracao = 0
i = 1
j = 1
cont = 1
For cont = 1 To 4
    Enc_retracao = 0
    taux_ret = (Vtempo(cont) - Vdataconc(lance))
    neta_rfl = (1 / (1 + (taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, taux_ret, 8, norma)) / (1 - taxa))))
    Enc_retracao = neta_rfl * Shrinkage(U, ACUAR, Slump, taux_ret, 3, tipo_cp, fck, delta_fc, norma)
    Mcurrret_t(lance, cont) = Enc_retracao * 1000
Next
aux3 = 1
Sheets("Entrada de Dados").Select
Vdataconc(1) = Cells(6, 14 + nc)
For aux3 = 2 To k
    Vdataconc(aux3) = Cells(5 + aux3, 14 + nc)
Next
aux3 = 1
Sheets("Entrada de Dados").Select
Vdataconc(1) = Cells(6, 14 + nc)
For aux3 = 2 To k
    Vdataconc(aux3) = Cells(5 + aux3, 14 + nc)
Next
'Encurtamento elástico
i = 1
j = 1
cont = 1
For cont = 1 To 4
    Enc_elas = 0
    i = 1
    j = 1
    For i = lance To k
        For j = 1 To nc

```

```

    taux = (Mdata(i, j) - Vdataconc(lance))
    If (Mdata(i, j) > Vdataconc(lance)) And taux < 28 Then
        neta_ela = ((1 - taxa) + taxa * (Es / Eci_t0(fck, tipo_cp, taux, 8, norma)))
        Enc_elas = Enc_elas + (-Mcarg(i, j)) / (neta_ela * Area * Eci_t0(fck, tipo_cp, taux, 8, norma) *
100000)
    Else
        If (taux >= 28) Then
            neta_ela = ((1 - taxa) + taxa * (Es / Ec_28(fck, tipo_cp, taux, 8, norma)))
            Enc_elas = Enc_elas + (-Mcarg(i, j)) / (neta_ela * Area * Ec_28(fck, tipo_cp, taux, 8, norma) *
100000)
        End If
    End If
Next
Next
Mencurela_t(lance, cont) = Enc_elas * 1000
Next
'Recalque
cont = 1
For cont = 1 To 4
    i = 1
    j = 1
    Carga = 0
    For i = lance To k
        For j = 1 To nc
            If (Mdata(i, j) >= Vdataconc(lance)) Then
                Carga = Carga + Mcarg(i, j)
            End If
        Next
    Next
    Mencurrec_t(lance, cont) = -Carga / Mola * 1000
Next
Next
'Deslocamentos verticais totais na data t pré-determinada.
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
m = 1
lance = 1
cont = 1
If ProcCons = 1 Then
    For cont = 1 To 4
        For lance = 1 To k
            Mencurtot_t(lance, cont) = -Mencurrec_t(1, cont)
            For m = 1 To lance
                Mencurtot_t(lance, cont) = Mencurtot_t(lance, cont) + ((-Mencurela_t(m, cont) - Mencurflu_t(m,
cont) - Mencurret_t(m, cont)) * (Vnivel(m + 1) - Vnivel(m))) - Vcorrconstot(m)
            Next
            Cells(11 + cont, 5 + lance) = Mencurtot_t(lance, cont)
        Next
    Next
End If
If ProcCons < 1 Then
    For cont = 1 To 4
        For lance = 1 To k
            Mencurtot_t(lance, cont) = -Mencurrec_t(1, cont)
            For m = 1 To lance
                Mencurtot_t(lance, cont) = Mencurtot_t(lance, cont) + ((-Mencurela_t(m, cont) - Mencurflu_t(m,
cont) - Mencurret_t(m, cont)) * (Vnivel(m + 1) - Vnivel(m)))
            Next
            Cells(11 + cont, 5 + lance) = Mencurtot_t(lance, cont)
        Next
    Next
Next

```

```

End If
For lance = 1 To k
    m = 1
    For m = 1 To lance
        Epsilon(lance) = Epsilon(lance) + ((-Mencurela_t(m, 4) - Mencerflu_t(m, 4) - Mencerret_t(m, 4) -
Mencerrec_t(m, 4)) * (Vnivel(m + 1) - Vnivel(m)))
    Next
Next
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
'Deformação de cada lance de pilar para 50anos
m = 1
For m = 1 To k
    If m = 1 Then
        Cells(21, 5 + 1) = (Epsilon(1) / (Vnivel(2) - Vnivel(1)))
    Else
        Cells(21, 5 + m) = ((Epsilon(m) - Epsilon(m - 1)) / (Vnivel(m + 1) - Vnivel(m)))
    End If
Next
Application.ScreenUpdating = True
Sheets("Dados de Saída-Níveis").Select
End Sub

```