

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Investigação Teórica e Experimental da Transferência de Cargas
Entre Pavimentos de Concreto Escorados**

Paulo Fernando Salvador

Porto Alegre
2013

PAULO FERNANDO SALVADOR

**INVESTIGAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA
TRANSFERÊNCIA DE CARGAS ENTRE PAVIMENTOS DE
CONCRETO ESCORADOS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
2013

Salvador, Paulo Fernando
Investigação teórica e experimental da
transferência de cargas entre pavimentos de concreto
escorados / Paulo Fernando Salvador. -- 2013.
207 f.

Orientadora: Denise Carpena Coitinho Dal Molin.
Coorientador: João Ricardo Masuero.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,
2013.

1. Estruturas de concreto armado. 2. Escoramento.
3. Ações de construção. I. Dal Molin, Denise Carpena
Coitinho, orient. II. Masuero, João Ricardo,
coorient. III. Título.

PAULO FERNANDO SALVADOR

**INVESTIGAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA
TRANSFERÊNCIA DE CARGAS ENTRE PAVIMENTOS DE
CONCRETO ESCORADOS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de maio de 2013

Prof^a. Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Dra. pela Universidade de São Paulo
orientadora

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
co-orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
PhD pela Pennsylvania State University (EUA)

Prof. Cláudio de Souza Kazmierczak (UNISINOS)
Dr. pela Escola Politécnica da USP

Prof. Ricardo Leopoldo e Silva França (EPUSP)
Dr. pela Escola Politécnica da USP

*Dedico este trabalho a todos que de alguma forma me
incentivaram na elaboração desta tese.*

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que, de alguma forma, auxiliaram na realização desta tese de doutorado:

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos que possibilitou a realização desta tese.

Aos professores, Denise Dal Molin e João Ricardo Masuero, pela orientação, pelo conhecimento transmitido e pela amizade.

À minha querida esposa Michele, pelo carinho, compreensão e dedicação de sempre.

Aos meus pais, pelo apoio e compreensão.

À bolsista de iniciação científica, Mitiele Bilhalva Hass, pelo empenho, dedicação, amizade e apoio nos ensaios experimentais.

Ao Luiz Henrique Salvador (*in memoriam*), pela disponibilidade e desprendimento na construção de peças metálicas.

Ao professor Guillermo Juan Creus pela sugestão que deu origem a esta pesquisa.

Ao professor Renato Machado de Brito pela assessoria na área de instrumentação.

À professora Ângela Borges Masuero, pelo empenho e dedicação aos alunos do NORIE.

Ao professor Cláudio Kazmierczak e sua equipe do Laboratório de Materiais de Construção da Unisinos, pela oportunidade de realizar ensaios em suas dependências.

Ao Eurípedes Fontes, pela amizade, empenho e criatividade na elaboração de dispositivos mecânicos e elétricos.

Ao Edgar Wallace, pelo apoio na construção de dispositivos mecânicos.

Aos engenheiros, técnicos e operários da Capa Engenharia, que permitiram a realização dos ensaios de campo em dois empreendimentos, facilitando e colaborando com o experimento sem restrição ou medição de esforços.

Aos engenheiros da Rossi Residencial e aos engenheiros, técnicos e operários da Construtora Eixo-M, que permitiram a realização de um ensaio de campo, facilitando e colaborando com o experimento sem restrição ou medição de esforços.

Aos colegas do NORIE, pelo companheirismo e amizade, em especial aos colegas no grupo de materiais, Luciana Cordeiro, Carina Stolz, Daniel Pagnussat, Juliana Senisse, Lais Zucchetti, Letícia Berr entre outros.

Aos bolsistas de iniciação científica, Anderson Müller, Mauro Mário e Márlon Longhi, pelo apoio nos ensaios.

Aos professores do PPGEC, pelos conhecimentos transmitidos, e às funcionárias, pelo empenho e dedicação.

A todas as pessoas que, por esquecimento, não foram citadas, mas que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho. Muito obrigado!

RESUMO

SALVADOR, P. F. **Investigação Teórica e Experimental da Transferência de Cargas Entre Pavimentos de Concreto Escorados**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho investiga, teórica e experimentalmente, a transferência de cargas que ocorre entre pavimentos de concreto armado ligados por meio de pontaletes, bem como busca identificar eventos e procedimentos que promovam ações críticas de execução. Em recente revisão, as normas da ABNT sugerem uma maior preocupação com as ações aplicadas nas estruturas, com o concreto ainda jovem. A literatura nacional e internacional pesquisada também indica a ocorrência de manifestações patológicas decorrentes de deformações excessivas nas estruturas devida às ações de construção que, inclusive, podem superar o que é previsto em projeto. Neste trabalho é desenvolvida uma metodologia experimental e são mostradas duas análises experimentais em edifícios de andares múltiplos, com ciclos acelerados de execução. Foi instrumentado o escoramento remanescente e o reescoramento de uma parte representativa das estruturas, através da colocação de células de carga, com o objetivo de medir as cargas que são transferidas para os pavimentos por meio dos pontaletes. O primeiro ensaio contou com a instrumentação de dois pontaletes, correspondentes ao escoramento remanescente, em uma laje de tamanho médio, em quatro pavimentos consecutivos. Já o segundo ensaio contou com a instrumentação de oito pontaletes, correspondentes ao reescoramento, em uma laje de grandes dimensões em um único pavimento. Várias situações foram observadas nos experimentos, tais como: sensibilidade frente às variações térmicas, fluência no concreto, aperto descontrolado dos pontaletes em condição de reescoramento, entre outros aspectos importantes. Os resultados mostraram um grande potencial investigativo das técnicas de execução e manuseio dos sistemas de escoramento, escoramento remanescente e reescoramento, inclusive a necessidade de ampliar a investigação experimental. Identificou-se que os modelos teóricos necessitam de uma majoração de valores e que as formas de aplicação das cargas pelos pontaletes nas lajes influenciam, fortemente, a grandeza das solicitações, provocando importantes perdas de segurança. Concluiu-se que há necessidade de se ampliar as combinações de carregamento de projeto, com níveis de carga de acordo com as etapas construtivas e com modo de aplicação compatível com a quantidade e posição dos pontaletes.

Palavras-chave: ciclos de execução; escoramento; concreto armado; ações de construção.

ABSTRACT

SALVADOR, P. F. **Investigação Teórica e Experimental da Transferência de Cargas Entre Pavimentos de Concreto Escorados**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Theoretical and Experimental Investigation of Load Transfer Between Anchored Concrete Pavements

This paper investigates, theoretically and experimentally, load transfer that occurs between reinforced concrete pavements connected by props and seeks to identify events and procedures that promote critical actions for implementation. In a recent review, ABNT codes suggest a greater concern on the actions applied to structures with a still young concrete. The national and international literature consulted also indicates the occurrence of pathological manifestations resulting from excessive deformations in structures due to construction actions which may overcome what is expected on the project. An experimental methodology is developed in this work and two experimental analyses on multi-storey buildings with accelerated execution cycles are shown. The shoring remaining and the re-shoring of a representative proportion of the structures were instrumented by placing load cells, intending to measure the loads that are transferred to the pavements through the props. The first test involved the instrumentation of two props, corresponding to the remaining shoring, on a medium sized slab, in four consecutive pavements. The second test involved the instrumentation of eight props, corresponding to the re-shoring, in a large slab on a single deck. Several situations have been observed in the experiments such as sensitivity to thermal variations, creep in concrete, uncontrolled tightening of props on re-shoring condition, among other important aspects. The results showed a great potential investigative of the implementing technical and handling of shoring systems, remaining shoring and re-shoring, including the need to expand the experimental investigation. It was identified that the theoretical models require an increase of values and that forms of application of the loads on the slab by the props, strongly influence the magnitude of requests, resulting in significant loss of security. It was concluded that it is important to expand the loading project combinations with load levels according to the constructive stages and application mode, consistent with the amount and position of the props.

Key-words: cycles of construction; shoring; reinforced concrete; constructions actions.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE TABELAS	18
SIGLAS	19
1 INTRODUÇÃO	20
1.1 OBJETIVOS	22
1.2 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	23
2 EFEITO DA TÉCNICA DE EXECUÇÃO ACELERADA NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	24
2.1 USO DE FÔRMAS.....	24
2.2 MOVIMENTAÇÃO DOS PONTALETES.....	25
2.3 TRANSFERÊNCIA DE CARGA ENTRE PAVIMENTOS.....	29
2.3.1 Distribuição das Ações Construtivas.....	31
2.3.2 Cronograma Físico.....	33
3 ESTIMATIVA TEÓRICA DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES	38
3.1 CRESCIMENTO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO.....	38
3.2 CÁLCULO DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES.....	42
3.3 ESTUDO COMPARATIVO DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES.....	47
3.3.1 Fatores de Carga Aplicados Pelos Pontaletes nos Pavimentos	48
3.3.1.1 Resultados e Discussão.....	50
3.3.2 Fator de Solicitação e Perda de Segurança.....	56
4 DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA EXPERI- MENTAL	69
4.1 CONSTRUÇÃO DA CÉLULA DE CARGA.....	70
4.1.1 Extensômetros Elétricos de Resistência.....	71
4.1.2 Desenvolvimento Mecânico.....	78
4.1.3 Desenvolvimento Elétrico.....	88
4.2 CONSTRUÇÃO DA CENTRAL DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	91

4.2.1 Registrador.....	91
4.2.2 Fonte de Alimentação.....	92
4.2.3 Conexões e Demais Acessórios.....	93
4.3 ÚLTIMOS TESTES DO APARATO DE ENSAIO.....	95
4.3.1 Teste do Registrador e da Fonte de Alimentação.....	95
4.3.2 Teste de Temperatura.....	96
4.3.3 Teste de Carga Permanente.....	98
4.4 CALIBRAGEM DAS CÉLULAS DE CARGA.....	99
4.5 ENSAIOS TESTE.....	108
4.5.1 Primeiro Ensaio Teste (Fase 1).....	109
4.5.2 Segundo Ensaio Teste (Fase 2).....	110
4.5.3 Terceiro Ensaio Teste (Fase 3).....	112
4.6 DISCUSSÃO.....	113
5 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE ESCORAMEN-	115
TO REMANESCENTE.....	115
5.1 CARACTERÍSTICAS DA CONSTRUÇÃO.....	115
5.1.1 Descrição da Edificação.....	115
5.1.2 Cronograma Físico de Montagem e Desmontagem do Sistema de Fôrmas.....	117
5.1.3 Propriedades Mecânicas do Concreto Utilizado.....	134
5.1.3.1 Resistência à Compressão Uniaxial (f_c).....	134
5.1.3.2 Resistência à Tração Direta (f_{ct}).....	135
5.1.3.3 Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs}).....	135
5.1.3.4 Resultados dos Ensaios (f_c , f_{ct} e E_{cs}).....	136
5.2 ENSAIO DE CAMPO.....	138
5.2.1 Escolha do Elemento Estrutural Para Instrumentação.....	139
5.2.2 Montagem do Ensaio de Campo.....	140
5.3 RESULTADOS.....	149
5.4 DISCUSSÃO.....	172
6 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE REESCORA-	180
MENTO.....	180
6.1 CARACTERÍSTICAS DA CONSTRUÇÃO.....	180

6.1.1	Descrição da Edificação.....	180
6.1.2	Cronograma Físico de Montagem e Desmontagem do Sistema de Fôrmas.....	182
6.2	ENSAIO DE CAMPO.....	183
6.2.1	Medição do Nível de Aperto Médio nos Pontaletes.....	184
6.2.2	Escolha do Elemento Estrutural Para Instrumentação.....	186
6.2.3	Montagem do Ensaio de Campo.....	188
6.3	RESULTADOS.....	191
6.4	DISCUSSÃO.....	198
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	202
7.1	CONCLUSÕES.....	202
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	203
	REFERÊNCIAS.....	205

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: exemplo de construção com cinco pavimentos ligados por meio de pontaletes.....	26
Figura 02: plano de retirada do reescoramento (ABECE, 2013)	27
Figura 03: estudo de Grundy e Kabaila (1963) considerando E_c variável e $m=3$	31
Figura 04: baseado no estudo feito por França (2005) considerando E_c variável e $m=3$	32
Figura 05: histórico dos fatores k em função da idade para o pavimento 3.....	32
Figura 06: nomenclatura dos pavimentos.....	33
Figura 07: sequência construtiva para ciclo de 4 dias.....	35
Figura 08: crescimento de f_c para cimento CP IV-32RS.....	41
Figura 09: crescimento de E_c para cimento CP V-ARI.....	41
Figura 10: comparativo experimental de crescimento de f_{ct} , f_c e E_c para cimento CP IV-32RS.....	42
Figura 11: baseado nos cinco primeiros eventos de Grundy e Kabaila (1963).....	44
Figura 12: (a) fatores de carga do evento 2 mostrado na figura 11, (b) fator de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, (c) resultante dos fatores de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos.....	49
Figura 13: (a) resultante dos fatores de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, (b) fatores de carga aplicados nos pavimentos, correspondentes ao peso próprio do mesmo, (c) resultante de (a) + (b) correspondente aos fatores de carga dos pavimentos.....	50
Figura 14: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes no pavimento 3 (M03-S38-C75).....	50
Figura 15: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes no pavimento 4 (M03-S38-C75).....	51
Figura 16: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes dos doze primeiros pavimentos (M03-S38-C75).....	51
Figura 17: evolução dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes em todos os pavimentos (M03-S38-C75).....	52
Figura 18: evolução dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, para cada idade dos eventos críticos (M03-S38-C75).....	53
Figura 19: (a) reescoramento com pontaletes concentrados no centro da laje, (b) reescoramento concentrado em duas faixas de pontaletes.....	56
Figura 20: extensômetros elétricos de resistência.....	71
Figura 21: circuito em ponte de Wheatstone.....	73
Figura 22: circuito em ponte de Wheatstone.....	75

Figura 23: extensômetro e terminal colados no metal.....	77
Figura 24: modelos de pontaletes utilizados nos ensaios de campo.....	78
Figura 25: tampão hidráulico sextavado de ferro maleável preto, com a carga aplicada através de uma esfera no centro da peça.....	79
Figura 26: protótipo com carregamento centrado de 0 a 12 kN.....	80
Figura 27: (a) condição de ensaio 1, (b) condição de ensaio 2.....	81
Figura 28: condição de ensaio 1 (2 vezes) e condição de ensaio 2 (2 vezes).....	81
Figura 29: condição de ensaio excêntrica.....	82
Figura 30: condição de ensaio centrada (3 vezes), excêntrica (3 vezes).....	82
Figura 31: análise de comportamento e repetitividade - centrada (3X), excêntrica (3X)	83
Figura 32: posicionamento de ensaio.....	83
Figura 33: posicionamento fora de prumo.....	84
Figura 34: condição de ensaio a, b, c, d, e (todas repetidas 3 vezes).....	85
Figura 35: análise de comportamento e repetitividade – 63 repetições (21 condições de ensaio).....	85
Figura 36: teste de carga permanente.....	86
Figura 37: croquis da célula de carga.....	87
Figura 38: foto da célula de carga.....	88
Figura 39: posição dos extensômetros no tampão.....	88
Figura 40: posição dos extensômetros no tampão.....	90
Figura 41: (a) registrador, (b) conversor.....	91
Figura 42: central de aquisição de dados: (a) fase 1, (b) fase 2, (c) fase 3.....	94
Figura 43: central de aquisição de dados em obra (fase 3).....	95
Figura 44: exemplo de estabilidade de leitura de células em repouso.....	96
Figura 45: teste de temperatura das células C1 a C7 em ambiente climatizado.....	97
Figura 46: teste de temperatura das células C8, C9 e C10 em ambiente climatizado.....	98
Figura 47: teste de carga permanente.....	98
Figura 48: resultado do teste de carga permanente.....	99
Figura 49: equipamentos de calibragem.....	100
Figura 50: gráfico de calibragem da célula C4.....	101
Figura 51: gráfico de calibragem da célula C5.....	101
Figura 52: gráfico de re-calibragem da célula C6.....	106
Figura 53: re-calibragem da célula C6 (leitura em função do tempo).....	106
Figura 54: gráfico de re-calibragem da célula C7.....	107
Figura 55: re-calibragem da célula C7 (leitura em função do tempo).....	107

Figura 56: escoramento mais reescoramento da laje.....	109
Figura 57: montagem do primeiro ensaio teste. (a) escoras remanescentes instrumentadas posicionadas sob a laje, (b) laje com pontaletes instrumentados e reescoramento em excesso, (c) central de aquisição de dados no pavimento inferior.....	110
Figura 58: escoramento e reescoramento instrumentado da laje.....	111
Figura 59: montagem do segundo ensaio teste. (a) reescoramento instrumentado juntamente com o escoramento, (b) somente os pontaletes instrumentados sob a faixa de reescoramento.....	111
Figura 60: reescoramento instrumentado da laje.....	112
Figura 61: montagem do terceiro ensaio teste. (a) reescoras não instrumentadas, (b) reescoras instrumentadas.....	112
Figura 62: geometria dos elementos estruturais do pavimento tipo.....	116
Figura 63: foto do empreendimento em construção.....	116
Figura 64: figura esquemática da locação dos pilares.....	117
Figura 65: fotos ilustrativas da locação de pilares.....	118
Figura 66: figura esquemática da armadura dos pilares.....	118
Figura 67: fotos ilustrativas da armadura dos pilares.....	118
Figura 68: figura esquemática das fôrmas dos pilares e prumo.....	118
Figura 69: fotos ilustrativas das fôrmas dos pilares e prumo.....	119
Figura 70: figura esquemática do escoramento e painéis de fundo das vigas.....	119
Figura 71: fotos ilustrativas do escoramento e painéis de fundo das vigas.....	119
Figura 72: figura esquemática dos painéis laterais das vigas.....	119
Figura 73: fotos ilustrativas dos painéis laterais das vigas.....	120
Figura 74: figura esquemática do escoramento do vigamento principal das lajes.....	120
Figura 75: desenho e foto ilustrativa do escoramento do vigamento principal das lajes.	120
Figura 76: figura esquemática do vigamento secundário das lajes.....	120
Figura 77: desenho e fotos ilustrativas do vigamento secundário das lajes.....	121
Figura 78: figura esquemática dos painéis das lajes.....	121
Figura 79: fotos ilustrativas dos painéis das lajes.....	121
Figura 80: figura esquemática dos painéis da faixa de reescoramento das lajes.....	121
Figura 81: fotos ilustrativas dos painéis da faixa de reescoramento das lajes.....	122
Figura 82: fotos ilustrativas do travamento dos painéis laterais no fundo das vigas internas.....	122
Figura 83: figura esquemática da concretagem dos pilares.....	122
Figura 84: foto ilustrativa da concretagem dos pilares.....	123
Figura 85: fotos ilustrativas das caixas para furação das lajes.....	123

Figura 86: figura esquemática da armadura das vigas.....	123
Figura 87: fotos ilustrativas da armadura das vigas.....	124
Figura 88: fotos ilustrativas dos painéis externos das vigas periféricas.....	124
Figura 89: fotos ilustrativas dos travamentos laterais das vigas periféricas.....	124
Figura 90: figura esquemática da armadura positiva das lajes.....	125
Figura 91: fotos ilustrativas da armadura positiva das lajes.....	125
Figura 92: fotos ilustrativas dos embutidos.....	125
Figura 93: figura esquemática da armadura negativa das lajes.....	126
Figura 94: fotos ilustrativas da armadura negativa das lajes.....	126
Figura 95: fotos ilustrativas do acabamento final.....	126
Figura 96: figura esquemática da concretagem das vigas e lajes.....	127
Figura 97: fotos ilustrativas da concretagem das vigas e lajes.....	127
Figura 98: fotos ilustrativas do acabamento na superfície do pavimento.....	127
Figura 99: figura esquemática da retirada das fôrmas dos pilares.....	128
Figura 100: fotos ilustrativas da retirada das fôrmas dos pilares.....	128
Figura 101: figura esquemática do reescoramento e retirada do escoramento das vigas.....	128
Figura 102: fotos ilustrativas do reescoramento e retirada do escoramento das vigas....	128
Figura 103: fotos ilustrativas da retirada dos travamentos dos painéis laterais das vigas.....	129
Figura 104: figura esquemática da retirada dos painéis laterais das vigas.....	129
Figura 105: fotos ilustrativas da retirada dos painéis laterais das vigas.....	129
Figura 106: figura esquemática do reescoramento e vigamento dos painéis das lajes....	130
Figura 107: fotos ilustrativas do reescoramento e vigamento dos painéis das lajes.....	130
Figura 108: figura esquemática da retirada dos painéis das lajes.....	130
Figura 109: fotos ilustrativas da retirada dos painéis das lajes.....	130
Figura 110: figura esquemática da retirada do reescoramento das vigas e lajes.....	131
Figura 111: fotos ilustrativas da retirada do reescoramento das vigas e lajes.....	131
Figura 112: fotos ilustrativas da retirada dos painéis externos das vigas periféricas	131
Figura 113: coeficiente de crescimento da resistência à compressão (f_c).....	136
Figura 114: coeficiente de crescimento do módulo de elasticidade secante (E_{cs}).....	137
Figura 115: geometria dos elementos estruturais, correspondente a um apartamento do pavimento tipo.....	139
Figura 116: escoramento remanescente da laje L329.....	140

Figura 117: instalação da central de aquisição de dados. (a) vista frontal da central de aquisição de dados, (b) primeira instalação no pavimento imediatamente abaixo do primeiro pavimento instrumentado (térreo), (c) segunda instalação no quinto pavimento, (d) centro de distribuição elétrica, com cabo e tomada exclusiva, no sexto pavimento.....	142
Figura 118: fotos ilustrativas da conexão dos cabos na central de aquisição de dados...	142
Figura 119: fotos ilustrativas da marcação dos pontaletes.....	143
Figura 120: foto ilustrativa do posicionamento da célula de carga no pontalete.....	143
Figura 121: fotos ilustrativas do posicionamento dos pontaletes sob a faixa de reescoramento.....	144
Figura 122: fotos ilustrativas da fixação da célula na faixa de reescoramento.....	144
Figura 123: foto ilustrativa da fixação do cabo no pontalete.....	144
Figura 124: fotos ilustrativas da canaleta metálica.....	145
Figura 125: foto ilustrativa da fixação do cabo e da canaleta de PVC no pontalete.....	145
Figura 126: foto ilustrativa da passagem dos cabos pela canaleta metálica.....	146
Figura 127: fotos ilustrativas do fechamento da calha.....	146
Figura 128: foto ilustrativa da fixação da canaleta e tampa no pontalete.....	146
Figura 129: foto ilustrativa da proteção do cabo na base do pontalete.....	147
Figura 130: fotos ilustrativas da fita zebrada no pontalete.....	147
Figura 131: foto ilustrativa do ajuste dos cabos pelos pavimentos da edificação.....	148
Figura 132: fotos ilustrativas da montagem do ensaio e andamento da obra.....	148
Figura 133: fotos ilustrativas da retirada da proteção dos cabos e passagem pelo teto...	148
Figura 134: cargas médias obtidas entre as duas células de carga de cada pavimento....	150
Figura 135: área de influência dos pontaletes instrumentados ($A = 4,234m^2$).....	151
Figura 136: leituras das cargas médias de três pavimentos, temperatura modificada (T^*) e umidade relativa do ar modificada (U^*), num período de três dias.....	153
Figura 137: cargas médias das duas células com a média num período de 24 horas (1ª parte).....	154
Figura 138: cargas médias das duas células com a média num período de 24 horas (2ª parte).....	155
Figura 139: cargas aplicadas pelos pontaletes nos pavimentos.....	157
Figura 140: fatores de carga construtiva nos pavimentos e nos pontaletes.....	159
Figura 141: fatores de carga construtiva nos pontaletes sob o 6º pavimento.....	160
Figura 142: fatores de carga construtiva nos pontaletes sob o 7º pavimento.....	160
Figura 143: fatores de carga construtiva nos pontaletes sob o 8º pavimento.....	160
Figura 144: carregamento aplicado pelos pontaletes no 6º pavimento.....	161

Figura 145: fator de carga aplicada pelos pontaletes no 6º pavimento (teórico e experimental).....	162
Figura 146: fator de carga aplicada pelos pontaletes no 7º pavimento (teórico e experimental).....	163
Figura 147: modelo de grelha com malha ortogonal (40x40cm) reticulada.....	165
Figura 148: laje em estudo (L329) e lajes adjacentes (L328 e 330) com localização dos pontaletes correspondentes ao escoramento remanescente.....	165
Figura 149: fatores de sollicitação no 6º pavimento ($k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,g+q}$).....	167
Figura 150: fator de sollicitação no 7º pavimento ($k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,g+q}$).....	168
Figura 151: fator de sollicitação no 6º pavimento ($k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,pp}$).....	170
Figura 152: fator de sollicitação no 7º pavimento ($k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,pp}$).....	171
Figura 153: área de influência dos pontaletes da laje L330 ($A = 12,76m^2$).....	177
Figura 154: geometria dos elementos estruturais do pavimento tipo.....	181
Figura 155: foto do empreendimento em construção.....	181
Figura 156: teste de aperto dos pontaletes.....	184
Figura 157: cargas aplicadas no teste de aperto.....	186
Figura 158: geometria dos elementos estruturais de um setor do pavimento tipo.....	187
Figura 159: geometria da laje L524.....	188
Figura 160: reescoramento da laje L524.....	188
Figura 161: execução do 19º pavimento. (a) montagem das formas das vigas, (b) painéis da laje, (c) e (d) armadura da laje e embutidos, (e) escoramento da laje, (f) reescoramento da laje	189
Figura 162: identificação das reescoras instrumentadas.....	190
Figura 163: montagem do ensaio de campo. (a) visão geral do pavimento com as reescoras instaladas pelos operários da obra, (b) visão geral do pavimento com as reescoras instrumentadas, (c) central de aquisição de dados.....	190
Figura 164: cargas obtidas nas oito células de carga sob o 19º pavimento.....	192
Figura 165: cargas médias obtidas nas células de carga sob o 19º pavimento.....	194
Figura 166: cargas médias das células com a média num período de 24 horas.....	195
Figura 167: modelo de grelha com malha ortogonal (40x40cm) reticulada.....	197
Figura 168: laje em estudo (L524) e lajes adjacentes com localização dos pontaletes correspondentes ao reescoramento.....	197
Figura 169: fissuração em uma laje reescorada com um dia de idade.....	200

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: cronograma físico para o ciclo de 4 dias	34
Tabela 02: coeficientes de crescimento de E	44
Tabela 03: fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos: envoltória de máximos e mínimos	54
Tabela 04: fatores de sollicitação (k_m) no centro da laje proposta (unidirecional, bi-apoiada, carregamento de projeto correspondente a $k = 2$ e pontaletes posicionados em ponto único no centro do vão)	59
Tabela 05: momentos de fissuração (kN.m/m) com um dia de idade e relação destes com o momento fletor máximo (7,66 kN.m/m), para 4 classes de concreto	60
Tabela 06: valores de f_{ck} (MPa) para três tipos de cimento (cura lenta → S38; cura normal → S25; cura rápida → S20) nas idades dos eventos críticos, para concreto classe C30	63
Tabela 07: relações $\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ e $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ para três tipos de cimento (cura lenta → S38; cura normal → S25; cura rápida → S20) nas idades dos eventos críticos, para concreto classe C30	64
Tabela 08: análise de repetitividade da célula C1	102
Tabela 09: análise de repetitividade da célula C2	102
Tabela 10: análise de repetitividade da célula C3	102
Tabela 11: análise de repetitividade da célula C4	102
Tabela 12: análise de repetitividade da célula C5	102
Tabela 13: análise de repetitividade da célula C6	103
Tabela 14: análise de repetitividade da célula C7	103
Tabela 15: análise de repetitividade da célula C8	103
Tabela 16: análise de repetitividade da célula C9	103
Tabela 17: análise de repetitividade da célula C10	103
Tabela 18: Fatores de calibração das células de carga	104
Tabela 19: Novos fatores de calibração das células de carga	108
Tabela 20: cronograma físico da obra	133
Tabela 21: resultados médios das propriedades mecânicas do concreto utilizado em obra	136
Tabela 22: valores preditos dos coeficientes de crescimento da resistência à compressão (f_c) e do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs})	138
Tabela 23: cronograma físico da obra	183

SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABECE: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural

kN: quilonewton

kgf: quilograma força

MPa: megapascal

NBR: Norma Brasileira Registrada

NBR NM: Norma Brasileira Registrada – Norma MERCOSUL

NORIE: Núcleo Orientado para Inovação da Edificação

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da indústria da construção civil, especialmente desde a década de 90, trouxe consigo uma série de melhorias nas técnicas construtivas e na gestão dos processos, que promoveram importantes avanços no mercado imobiliário, tornando-o mais atraente aos agentes financeiros. Um destes avanços é a redução dos ciclos de execução¹, tendo em vista que, segundo Assahi (2005), a execução da estrutura faz parte do caminho crítico na composição do cronograma físico da obra, e a montagem e desmontagem das fôrmas pode consumir aproximadamente 30% do prazo total de um empreendimento. Entende-se como fôrmas todo o processo de montagem e desmontagem de uma estrutura provisória necessária para dar forma à estrutura de concreto armado da edificação, onde se incluem os sistemas de suporte através de pontaletes (escoramento).

Para manter os pavimentos escorados por um período supostamente adequado e, ao mesmo tempo, acelerar a execução dos pavimentos, é recorrente a manutenção de parte dos pontaletes em vários pavimentos subsequentes. Desta forma, tem-se uma sequência da ordem de três, quatro e até cinco pavimentos ligados por meio destes. Este procedimento promove uma transferência de cargas e ações de construção entre pavimentos de diferentes idades. Em nível de projeto, deveriam ser analisadas as ações oriundas deste modelo estrutural em que se têm pavimentos de concreto armado com diferentes propriedades mecânicas, ligados por meio de pontaletes que, em geral, são metálicos.

A redução dos ciclos de execução também tem consequências sobre a resistência e durabilidade das estruturas de concreto. A remoção ou movimentação prematura dos sistemas de suporte (pontaletes) faz com que as estruturas de concreto sejam solicitadas pelo próprio peso do pavimento e dos pavimentos superiores que nele estejam apoiados. As ações construtivas decorrentes deste carregamento dependerão da parcela de carga absorvida pelo

¹ Ciclo de execução é o período de tempo compreendido entre a concretagem de um pavimento e outro subsequente.

pavimento, do grau de fissuração e da rigidez das peças na idade em que ocorrerem os eventos de movimentação e retirada dos puntaletes. A utilização de ciclos acelerados de execução implica maiores deformações, fazendo-se necessária uma verificação de projeto que contemple as etapas construtivas, bem como as cargas decorrentes deste processo.

Observa-se que o planejamento dos sistemas de fôrmas é otimizado, visando uma utilização racional e econômica de materiais e equipamentos, cujo foco, em geral, não está na prevenção de ações construtivas acima daquelas previstas em projeto. Além disso, observam-se processos de reescoramento de pavimentos concretados, com aperto nos puntaletes com um nível de controle meramente empírico.

Recentes revisões das normas da ABNT têm demonstrado interesse nesta problemática, em especial as normas NBR 12655/2006, NBR 6118/2007, NBR 14931/2004, na medida em que abordam as propriedades do concreto e as ações decorrentes dos processos construtivos, considerando as ações críticas que podem ocorrer durante a execução dos pavimentos e suas respectivas idades e rigidezes. Estas normas também enfatizam as consequências de um carregamento precoce no comportamento diferido no tempo.

Um carregamento precoce em peças fletidas de um pavimento de concreto armado pode não só provocar fissuras no banzo tracionado, mas também microfissuras na zona comprimida. De acordo com Metha e Monteiro (1994), a evolução da microfissuração do concreto, nesta zona de compressão, passa por vários estágios que dependem do nível da tensão aplicada.

Neste contexto, este trabalho visa investigar, teórica e experimentalmente, a transferência de cargas que ocorre entre pavimentos de concreto armado ligados por meio de puntaletes, bem como identificar eventos e procedimentos que promovam ações críticas de execução, visto que não se encontrou estudo experimental nesta área que comprove os estudos teóricos. Posteriormente, são analisadas as consequências do que foi observado experimentalmente no contexto do projeto estrutural, de modo a evitar ou prever os fatores críticos.

Em decorrência do que foi estudado na revisão bibliográfica e dos procedimentos observados nos estudos de campo, faz-se necessário estabelecer uma nomenclatura para os sistemas de suporte provisório dos pavimentos, que ocorrem, em geral, por meio de puntaletes metálicos. Desta forma, este texto utilizará os termos, escoramento, escoramento remanescente e reescoramento, do seguinte modo:

a) escoramento: sistema de suporte provisório, por meio de pontaletes metálicos, presente no instante da moldagem (concretagem) de um pavimento de concreto armado, que apóia todo o sistema de fôrmas;

b) escoramento remanescente: sistema de suporte provisório, por meio de pontaletes metálicos, presente no instante da concretagem, que permanece sob o elemento estrutural de concreto armado após a retirada dos sistemas de fôrmas e do escoramento. Os pontaletes, correspondentes ao escoramento remanescente, dão suporte à estrutura de concreto diretamente sob chapas de madeira que permanecem sob a estrutura até a retirada prevista nos procedimentos executivos. Estas chapas de madeira correspondem aos painéis de fundo das vigas e, no caso das lajes, correspondem a painéis de largura menor em trechos centrais linearmente dispostos, comumente chamados de faixa de “reescoro”;

c) reescoramento: sistema de suporte provisório, por meio de pontaletes metálicos, que são recolocados sob uma estrutura de concreto armado já moldada, pelo menos um dia após a concretagem, substituindo o escoramento. Este sistema implica, necessariamente, um procedimento de aperto dos pontaletes metálicos, que podem estar sob as chapas de madeira descritas anteriormente, ou diretamente sob a estrutura de concreto.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste estudo é investigar, de forma teórica e experimental, a transferência de cargas que ocorre entre pavimentos de concreto armado escorados, em edifícios de andares múltiplos em processo de execução acelerada.

A fim de atingir o objetivo principal do estudo, seguem-se alguns objetivos específicos:

- a) elaborar uma metodologia de ensaio experimental que permita a obtenção de cargas transmitidas por meio dos pontaletes metálicos;
- b) identificar procedimentos de execução que possam comprometer o desempenho estrutural, ou mesmo situações críticas não previstas em projeto;
- c) comparar as cargas de projeto com as ações observadas experimentalmente;

- d) conceber recomendações de projeto e execução capazes de prever situações críticas.

1.2 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

No decorrer desta pesquisa, foram observadas as seguintes limitações:

- a) em função do equipamento utilizado, foi possível fazer a leitura simultânea de até oito células de carga, o que limita a escolha do elemento estrutural que seja representativo da estrutura;
- b) em função do ensaio ter ocorrido em local natural de obra, não foi possível manter constantes as condições ambientais de temperatura e umidade relativa do ar, bem como garantir que não ocorram interrupções no fornecimento de energia elétrica maiores que o sistema de *no-break* poderia suportar;
- c) pelo mesmo motivo do item anterior, o trabalho experimental ficou sujeito às agressividades naturais do local, tais como presença de entulho, acidentes, entre outros;
- d) a natureza do ensaio de campo impossibilita a repetição em condições idênticas;
- e) as medições não separam efeitos viscoelásticos dos elásticos.

2 EFEITO DA TÉCNICA DE EXECUÇÃO ACELERADA NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A análise do efeito da técnica de execução acelerada no comportamento estrutural faz-se necessária, tendo em vista que a utilização racional de sistemas de fôrmas, e a escolha de modelos de gestão capazes de promover uma redução no cronograma físico de uma obra trazem uma série de consequências, de curto e longo prazo. Estas consequências devem ser levadas em consideração pelos gestores e projetistas através de critérios e procedimentos técnicos de segurança e eficiência.

Desta forma, será discutida a utilização de sistemas de fôrmas e de suporte no processo de aceleração dos ciclos de execução e as consequências de um provável carregamento majorado e precoce, decorrentes da técnica construtiva. Alguns estudos de ações construtivas analisadas teoricamente serão discutidos.

2.1 USO DE FÔRMAS

No Brasil, por muito tempo, a execução de fôrmas para moldagem das estruturas de concreto armado foi um serviço geralmente executado por profissionais com conhecimento empírico. Porém, no final da década de 80, algumas empresas começaram a demonstrar preocupação com uma utilização racional de materiais e equipamentos. Foram então criados procedimentos internos para melhorar os processos e otimizar custos com materiais e mão-de-obra. No entanto, tais procedimentos nem sempre correspondem à técnica construtiva adequada, com a aplicação de esforços nas estruturas, respeitando as ações previstas em projeto. De outra forma, o projeto nem sempre contempla a técnica construtiva.

Para produção de fôrmas para estruturas de concreto, a madeira ainda é o material mais utilizado no Brasil. A construção saiu do estágio quase artesanal e caminhou para a industrialização e especialização, em decorrência da necessidade de reduzir custos e prazos (MOLITERNO, 1989). Nos grandes centros urbanos, onde a competitividade do mercado imobiliário é bastante acirrada, este processo está consolidado, é irreversível e caminha em busca de melhoria contínua. Para Vilaverde (1998), as fôrmas ainda são entendidas como um item auxiliar para moldar o concreto armado, tendo como função básica suportar o concreto

no estado fresco até seu auto-suporte. Já Assahi (2005) destaca outras funções importantes como proteção contra impactos nas primeiras horas, contra as variações de temperatura e perda de água.

2.2 MOVIMENTAÇÃO DOS PONTALETES

A movimentação ou retirada do escoramento, escoramento remanescente ou reescoramento, acarreta na aplicação de algum nível de carregamento na estrutura de concreto. Este processo, ocorrendo precocemente, pode se tornar problemático e até levar à ocorrência de manifestações patológicas, pois o concreto pode ser solicitado sem ter atingido as propriedades mecânicas necessárias para resistir aos níveis de tensão decorrentes desta movimentação.

Para Assahi (2005), o desempenho do sistema de fôrmas² exerce forte influência na qualidade e no custo do empreendimento. Segundo ele, recomenda-se que o projeto de produção de fôrmas contemple o cimbramento e o escoramento remanescente ou reescoramento, além das informações operacionais e detalhes de montagem, de desforma, de retirada do escoramento e demais peças.

A NBR 14931/2004 recomenda que o escoramento deva ser projetado de modo a não ocorrer nem deformações prejudiciais ao formato da estrutura, nem esforços não previstos no projeto. Estas deformações e esforços ocorrem pela ação das cargas acidentais de execução e do peso próprio da estrutura permanente e provisória.

O processo acelerado de execução implica, de alguma forma, a movimentação prematura dos pontaltes e a ligação de vários pavimentos por meio destes pontaltes, conforme pode ser observado na figura 01.

² Segundo Assahi (2005), pode-se chamar de sistema de fôrma o conjunto completo dos elementos que o compõe, incluindo a fôrma (painéis de madeira), os elementos de cimbramento (escoramento), os acessórios de travamento, costuras, transporte e manutenção.



Figura 01: exemplo de construção com cinco pavimentos ligados por meio de pontaletes

Em nível de projeto, estas práticas requerem cuidados especiais que ainda não fazem parte do escopo dos projetistas, limitando-se, em alguns casos, às recomendações de projeto sugeridas pela ABECE, através do Folha Zero³, as quais visam evitar maiores danos à estrutura pela movimentação desordenada dos pontaletes. O desenho do plano de retirada do reescoramento, sugerido pela ABECE, pode ser visualizado da figura 02.

³ Folha Zero é um desenho recomendado pela ABECE como sendo a página inicial dos projetos a serem elaborados por seus associados, cujo conteúdo reúne subsídios para que o contratante execute a obra com qualidade, além de ser um instrumento de proteção para os projetistas estruturais, na medida em que limita sua responsabilidade ao projeto estrutural propriamente dito. (sítio da ABECE, 2013)

TEMPO DECORRIDO APÓS A CONCRETAGEM (DIAS):						% DE REESCORAMENTO A SER MANTIDO
0						= 100%
7						= 100%
14						>= X%
21						>= Y%
28						SEM REESCORAMENTO

Figura 02: plano de retirada do reescoramento (ABECE, 2013)

Este plano sugere que os dois pavimentos mais jovens tenham a totalidade do seu escoramento remanescente mantido, e os demais pavimentos tenham um percentual menor, definido pelo projetista. No entanto, o plano não esclarece prazos para retirada do escoramento e demais peças dos sistemas de fôrmas.

A prática executiva, observada em canteiros de obras, mostra que a retirada das peças componentes do sistema de fôrmas e, conseqüentemente, do escoramento, ocorre de acordo com a necessidade de aproveitamento das peças para a construção do pavimento subsequente. Com isso, o início da desmontagem pode ocorrer quando o pavimento mais jovem possuir um ou dois dias de idade.

Desta forma, a interpretação que se dá ao plano sugerido pela ABECE, é de que não há prazo definido para a primeira movimentação dos sistemas de suporte (escoramento), e que a totalidade de suporte para os dois pavimentos mais jovens (100%) corresponde ao escoramento remanescente.

A prática observada na região ainda mostra que o escoramento remanescente, em muitos dos canteiros observados, é substituído por um reescoramento, sendo que este pressupõe um aperto descontrolado dos pontaletes contra a estrutura de concreto. Este aperto consiste num carregamento externo aplicado à estrutura em níveis desconhecidos, podendo provocar situações indesejadas, tais como: fissuração, flecha ou contra-flecha exageradas, aumento de carga desigual, inversão de momentos, entre outros.

Esta prática de reescoramento encontra justificativa na dificuldade de posicionar os pontaletes, correspondentes ao reescoramento, diretamente contra os painéis das lajes não concretadas, na medida em que podem provocar desnivelamentos ou desprendimento dos pontaletes. Observou-se ainda, uma situação intermediária de se posicionar os pontaletes imediatamente após a concretagem, com nível de aperto minimamente necessário para firmar o pontalete.

Para a NBR 14931/2004, a retirada das fôrmas e do escoramento só pode ser realizada quando o concreto apresentar resistência suficiente para suportar às ações que atuam na estrutura. A probabilidade de grande deformação diferida no tempo é enfatizada para situações em que o concreto é solicitado com pouca idade, tendo em vista o baixo valor do módulo de elasticidade do concreto, podendo promover deformações inaceitáveis. O experimento feito por Salvador (2007) comprova os maiores deslocamentos provocados em vigas carregadas precocemente, mas não mostra mudança real de comportamento diferido no tempo.

Este cenário explicita uma realidade de pouca clareza no meio técnico e carência de procedimentos claros adequados às práticas de projeto e de execução. De outra forma, o mercado imobiliário exige agilidade executiva e as práticas de projeto não a acompanham.

Mosallam e Chen (1992) mostram a importância de o projetista estrutural ter conhecimento das práticas de obra para ter condições de prever as ações de construção. Da mesma forma, o engenheiro da obra não pode ignorar os critérios adotados para garantir a segurança da construção.

Neste contexto, é importante uma interface de comunicação entre projetistas estruturais, tecnologistas de concreto, equipes de gestão e equipes de execução, haja vista que quaisquer decisões individuais terão interferência direta no processo como um todo.

França (2003) destaca que, se o cronograma de execução prever um carregamento prematuro decorrente da movimentação dos pontaletes, devem-se adotar procedimentos adequados para obter resistências altas do concreto à compressão e à tração nas primeiras idades, incluindo um ótimo escoramento remanescente quando do primeiro carregamento. O autor também cita que nesta fase de construção, embora a peça estrutural possa ter resistência à compressão para suportar algum nível de carregamento, ela pode não possuir uma adequada resistência à tração

para não fissurar prematuramente. Desta feita, um elemento fissurado poderá ter deformações várias vezes maior que um não fissurado.

Ainda que o projeto dos elementos estruturais fletidos tenha um comportamento em serviço no estágio II (fissurado), as lajes correntes de vãos medianos, em geral, não têm fissuração prevista para cargas de serviço. Desta forma, uma laje que, a princípio, não estaria fissurada sob cargas de serviço, passaria a ter fissuração e deformação correspondente, devido ao carregamento prematuro.

O nível da tensão aplicada na estrutura pela movimentação dos pontaletes e a transferência de carga entre pavimentos são de difícil análise. No entanto, avaliações aproximadas das ações decorrentes dos processos executivos serão discutidas a seguir.

2.3 TRANSFERÊNCIA DE CARGA ENTRE PAVIMENTOS

A análise da transferência de cargas entre pavimentos pode ser feita numericamente através de métodos teóricos sugeridos por vários autores, tais como: Grundy e Kabaila (1963), Liu et al. (1985), Mosallam e Chen (1991), Prado (1998), entre outros. Estes trabalhos consideram a sequência construtiva nos modelos teóricos, analisam a parcela de carga absorvida pelo pavimento, como também a parcela de carga que é transmitida para o pavimento inferior pelos pontaletes, de acordo com determinados eventos críticos que ocorrem durante a construção.

Através do valor da ação do peso próprio de um pavimento, por metro quadrado, definem-se fatores de carga construtiva (k) média para um pavimento, os quais determinarão a distribuição das cargas a serem absorvidas pelos pavimentos e pelos pontaletes, conforme mostra a equação 01.

$$k = \frac{\text{ação total suportada pelo pavimento (ou pontalete)}}{\text{ação decorrente do peso próprio do pavimento}} \quad (01)$$

onde:

k = fator de carga construtiva no pavimento ou no pontalete.

A ação total suportada pelo pontalete, indicada na equação 01, representa quanto de carga está sendo transmitido para o pavimento onde a base do pontalete está apoiada. Este valor é uma média de todos os pontaletes de um determinado pavimento.

A consideração das ações construtivas é necessária no projeto das estruturas para fins de dimensionamento no estado limite último⁴. Prado et al. (1998) definem as ações construtivas como resultado de vários esquemas estáticos com ações temporárias diversas, decorrentes de um conjunto de procedimentos necessários para concretar cada pavimento.

Cabe destacar que os modelos estruturais, usualmente utilizados por projetistas, consideram toda estrutura pronta quando ocorrerem as ações de projeto, ou seja, são adotadas cargas de utilização da edificação com a resistência final dos materiais. Este procedimento, ainda que amparado pelas normas nacionais e internacionais, desconsidera os eventos construtivos com as respectivas propriedades dos materiais nas idades destes eventos.

O processo de construção acelerada faz com que se tenham pavimentos recém concretados, temporariamente suportados por pavimentos inferiores através do sistema de fôrmas, fazendo parte de um sistema de sustentação estrutural composto por vários pavimentos conectados entre si através de ligações rotuladas. As ações de construção distribuem-se entre os pavimentos ligados pelos pontaletes. Cada um dos pavimentos absorve uma parcela de carga de acordo com sua rigidez, já que possui idades diferentes e, conseqüentemente, propriedades mecânicas distintas.

Para Royer (1963), em condições normais de execução, a estrutura pode receber as maiores solicitações durante a construção e não no uso final. O autor destaca que o procedimento de escorar os pavimentos nos andares inferiores consiste numa prática perigosa quando não há a avaliação do efeito das cargas correspondentes sobre a estrutura. Salienta, ainda, que cuidados devem ser tomados nos processos de reescoramento, objetivando não provocar o surgimento de momentos fletores ao inverso do que foi concebido em projeto.

Ressalta-se que as construções rápidas no Brasil pressupõem, em geral, apenas um jogo de painéis de madeira por pavimento, para vigas, pilares e lajes. Desta forma, um andar recém concretado deverá ser desformado e, conseqüentemente retirado o escoramento, com poucos dias de idade, uma vez que após esta concretagem serão preparadas as fôrmas e armaduras dos pilares do pavimento superior para, em seguida, serem retirados painéis das vigas que serão re-utilizados. Assim, o pavimento mais jovem começará a ser reescorado ou mantido apenas o escoramento remanescente, com um, dois ou três dias de idade ou, em caso de

⁴ O estado limite último está relacionado ao colapso ou qualquer outra forma de ruína estrutural, que determina a paralisação do uso da estrutura.

concretagem em véspera de dia não útil, a idade poderá chegar a três, quatro ou cinco dias. Salienta-se que os procedimentos recomendados em nível de projeto, prevêm um escoramento remanescente de 100% a partir da concretagem (zero dias de idade), podendo se concluir que os pontaletes correspondentes ao escoramento remanescente deveriam estar presentes desde o instante da concretagem, o que nem sempre se observa. Esta recomendação projetual é omissa em relação aos prazos para retirada dos painéis de vigas e lajes, bem como do escoramento dos mesmos.

2.3.1 Distribuição das Ações Construtivas

O ACI – Formwork for Concrete recomenda o método descrito por Grundy e Kabaila (1963) para avaliar a distribuição das ações construtivas. Neste estudo, o ciclo de construção é de sete dias, onde os eventos críticos considerados são a concretagem de um novo pavimento e a retirada do primeiro escoramento remanescente, sendo que este último evento ocorre cinco dias após a concretagem. Na figura 03, é possível visualizar os resultados dos fatores de carga (k) do referido método, no qual foi considerado o módulo de elasticidade do concreto variável entre os pavimentos, haja vista as diferenças de idade e três jogos de pontaletes ($m=3$), ficando até quatro pavimentos unidos por pontaletes através de ligações rotuladas.

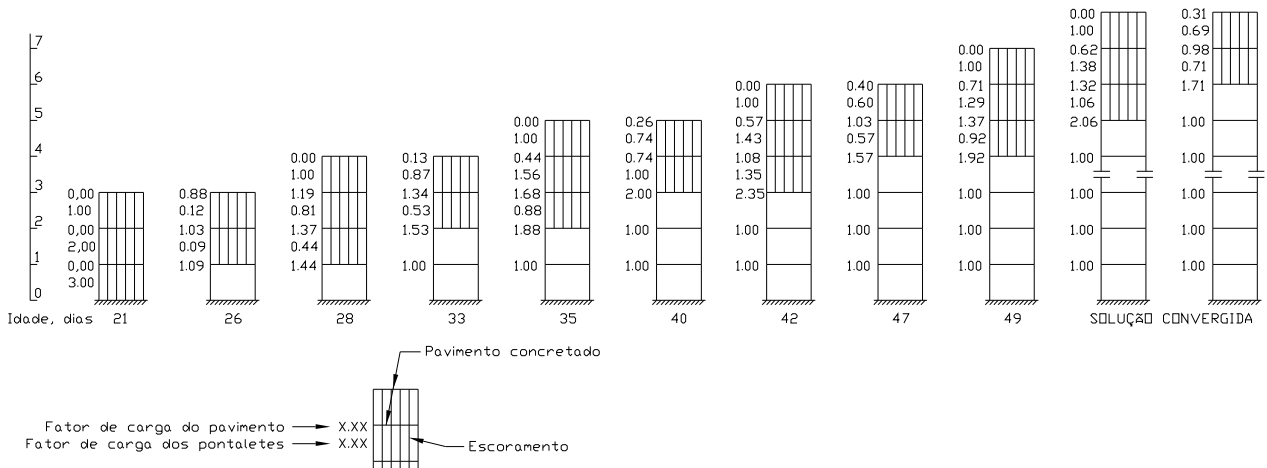


Figura 03: estudo de Grundy e Kabaila (1963) considerando E_c variável e $m=3$

Os mesmos autores também propuseram o mesmo estudo, considerando o módulo de elasticidade constante.

França (2005) apresenta outro estudo, em que considera um ciclo mais agressivo de execução, fruto da realidade local do estado de São Paulo. No referido estudo, o ciclo é de quatro dias,

com seis dias de trabalho por semana, onde os eventos críticos considerados no cálculo são a concretagem de um novo pavimento e a retirada do primeiro reescoramento, sendo este último, ocorrido um dia após a referida concretagem. Na figura 04, podem ser observados os resultados, em que foi considerado um jogo de escoramento, dois jogos de reescoramento ($m=3$), ficando até quatro pavimentos unidos por escoras, através de ligações rotuladas. O reescoramento proposto pressupõe a substituição do escoramento de forma gradual e criteriosa.

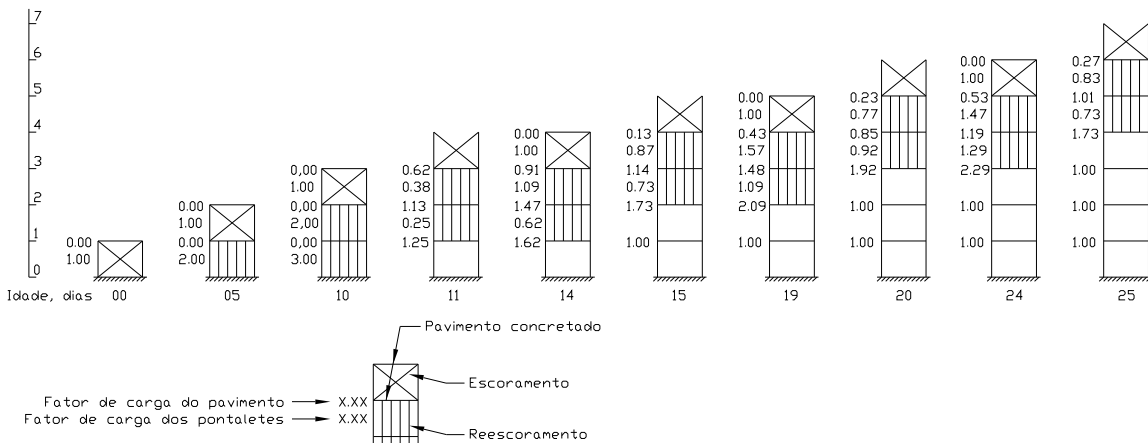


Figura 04: baseado no estudo feito por França (2005) considerando E_c variável e $m=3$

Nos dois casos o pavimento mais desfavorável foi o pavimento 3. A figura 05 mostra os fatores de carga construtiva dos dois estudos referentes a este pavimento. Este gráfico estabelece o histórico de carregamento dos elementos estruturais durante a execução da estrutura de concreto armado. Entretanto, estes valores são médios, podendo haver regiões mais ou menos solicitadas.

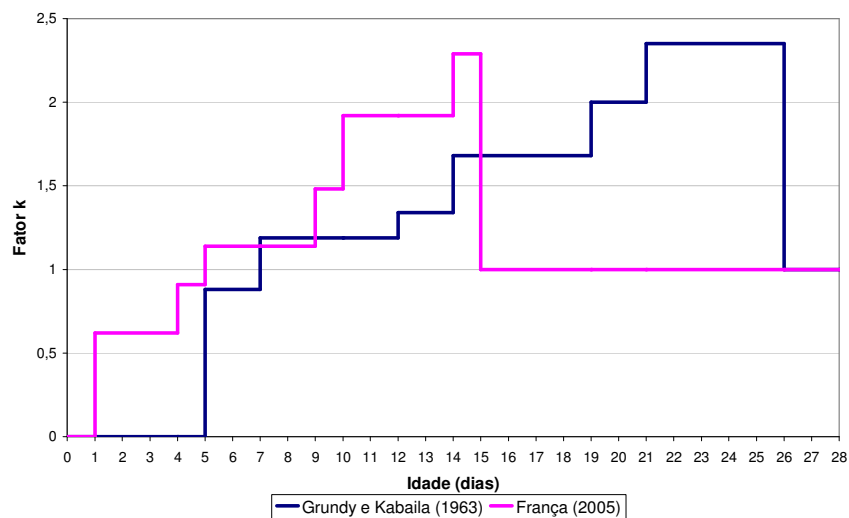


Figura 05: histórico dos fatores k em função da idade para o pavimento 3

Outros métodos são propostos como o de Liu et al. (1985), em que foi desenvolvido um modelo computacional em três dimensões para análise das ações de construção. Posteriormente, Mosallan e Chen (1991) melhoraram o modelo anterior considerando outros parâmetros construtivos, além de ações móveis e variáveis. No ano seguinte, estes autores aperfeiçoaram o modelo computacional, simulando sistemas de pontaletes com contraventamento, levando em consideração as ações horizontais provocadas pela ação do vento. Já Prado (1999) trabalhou com um modelo chamado de método das estruturas primárias, aplicado por Freitas (2004), com modelagem tridimensional, utilizando o método dos elementos finitos. Freitas (2004), por sua vez, concluiu que a situação usual de projeto é conservadora, se comparada com a situação construtiva, para os casos por ele analisados.

Cabe salientar, que estes estudos teóricos não consideram situações de aperto excessivo ou descontrolado dos pontaletes quando do reescoramento, situações estas que são usualmente observadas na execução das estruturas.

2.3.2 Cronograma Físico

Para se ter uma noção clara do cronograma físico correspondente aos estudos apresentados anteriormente, utilizou-se o estudo de França (2005) como exemplo. Para isso foram numerados sequencialmente os andares de uma edificação, e o pavimento crítico (pavimento 3) foi considerado como pavimento “n”, sendo os anteriores “n-x”, e os posteriores “n+x”. A figura 06 apresenta esquematicamente estas denominações.

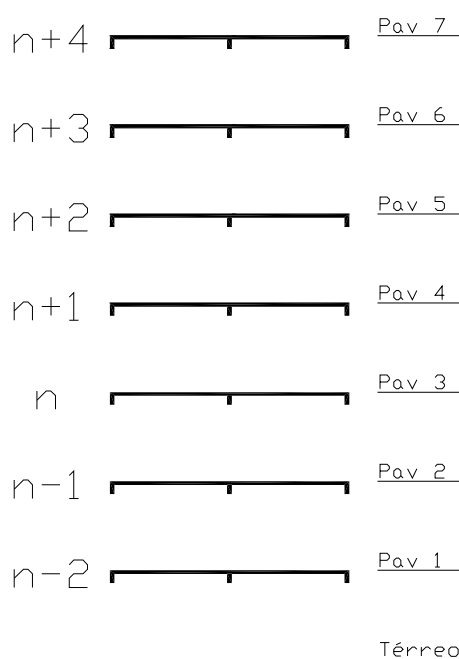


Figura 06: nomenclatura dos pavimentos

De maneira simplificada, as atividades de trabalho estão listadas abaixo:

- i: início das fôrmas;
- ii: reescoramento das vigas e lajes;
- iii: retirada de todo o reescoramento (evento crítico);
- iv: término das fôrmas e início da armação;
- v: término da armação e embutidos;
- vi: concretagem (evento crítico).

Na tabela 01 é mostrada cada atividade de trabalho no seu respectivo pavimento e idade.

Tabela 01: cronograma físico para o ciclo de 4 dias

	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	
Idade	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
n + 4																i	Pav. 7
n + 3										i	iv	v		vi	ii		Pav. 6
n + 2					i		iv	v	vi	ii							Pav. 5
n + 1		i	iv	v	vi	ii										iii	Pav. 4
n	vi	ii								iii							Pav. 3
n - 1					iii												Pav. 2
n - 2		iii															Pav. 1
																	Térreo.

É possível observar que na idade zero ocorreu a concretagem do pavimento “n” (pav. 3). Na idade 1 foi retirado todo o reescoramento do pavimento “n-2” (pav. 1) e foram reescoradas as vigas e lajes do pavimento “n”, iniciando as fôrmas do pavimento “n+1” (pav. 4). Na idade 2 foram concluídas as fôrmas e iniciada a armação do pavimento “n+1”. Na idade 3 foi concluída a armação e os embutidos do pavimento “n+1”. Na idade 4 foi concretado o pavimento “n+1”. É possível observar também que na idade 15 foi retirado todo o reescoramento do pavimento “n+1”, ficando o pavimento “n”, a partir deste momento, totalmente desvinculado dos demais, sendo submetido somente à ação do seu próprio peso ($k=1$).

As idades em que ocorrem os eventos críticos estão destacadas em preto (1, 4, 5, 9, 10, 14 e 15 dias).

A visualização fica facilitada a partir da figura 07, a qual mostra a evolução dos pavimentos de acordo com os eventos críticos descritos acima. As idades e os respectivos fatores de carga construtiva do pavimento 3 são mostrados abaixo de cada etapa.

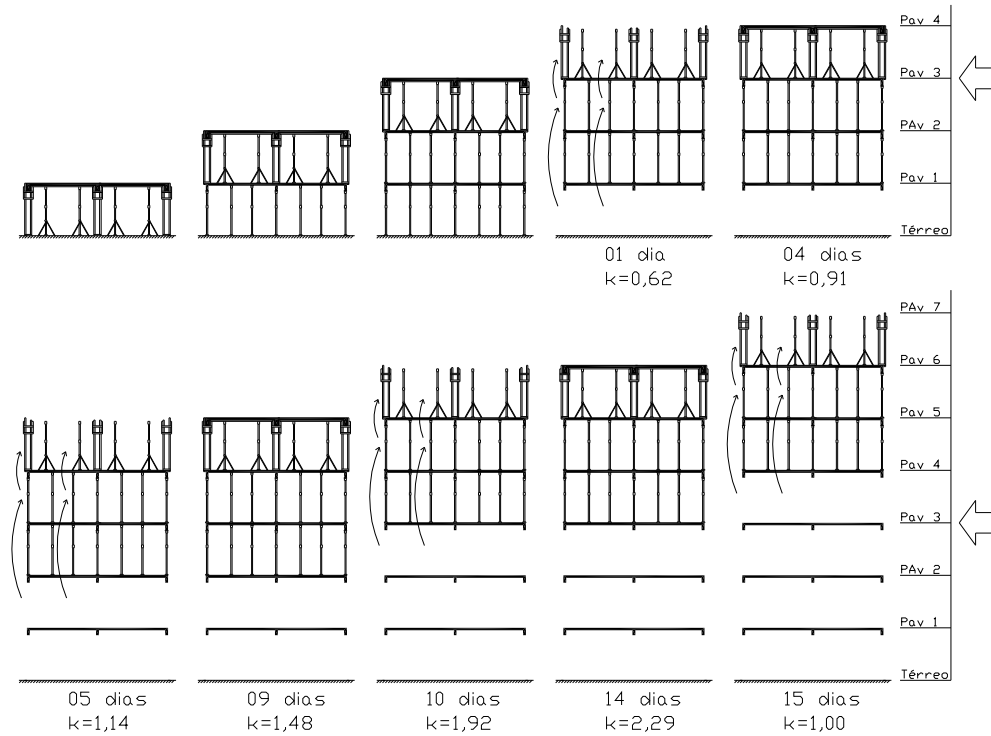


Figura 07: sequência construtiva para ciclo de 4 dias

Considerando-se que o peso próprio de um pavimento corresponde à aproximadamente 50% da carga total de projeto, conclui-se que o fator de carga $k=2$ refere-se ao valor adotado no dimensionamento de projeto. Logo, é possível observar que aos 14 dias de idade, já se tem um carregamento em torno de 15% superior àquele esperado para os 28 dias de idade.

Salvador (2007) observou que um concreto produzido com cimento do tipo CP IV-32RS, aos 14 dias de idade, atingiu 83% da resistência à compressão e 87% do módulo de elasticidade secante atingidos aos 28 dias. No mesmo experimento também é possível constatar que, aos 10 dias de idade, o concreto atingiu 70% da resistência à compressão e 83% do módulo de elasticidade secante atingidos aos 28 dias. Observa-se, ainda, que com 1 dia de idade, o concreto atingiu apenas 22% da resistência à compressão e à tração indireta, alcançando 33% do módulo de elasticidade secante atingidos aos 28 dias, sendo esta a idade de projeto.

Com base nos valores obtidos por Salvador (2007) em corpos-de-prova cilíndricos, e nos fatores de carga calculados por França (2005), pode-se observar a existência de um problema em potencial que ocorre em obras com ritmo acelerado de execução, na medida em que com 1

dia de idade tem-se 22% da resistência à compressão e à tração, e 31% das solicitações de projeto atuando nos elementos estruturais. Da mesma forma, tem-se com 10 dias de idade, 70% da resistência à compressão e 96% das solicitações atuantes. Tem-se, ainda, com 14 dias de idade, 83% da resistência à compressão, e 115% das solicitações.

Estes números também podem ser analisados considerando a rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ de peças fletidas. Comparou-se uma situação em que se têm as propriedades mecânicas dos materiais (f_c e E_{cs}) aos 28 dias, com as propriedades a 1, 10 e 14 dias, bem como uma determinada solicitação de flexão de projeto (tensões de serviço), com a mesma solicitação multiplicada pelos fatores de carga observados por França (2005) nas respectivas idades. Desta análise, resulta que, com 1 dia de idade tem-se 69% da rigidez equivalente, com 10 dias 92% e com 14 dias, 93% da rigidez equivalente de projeto (propriedades mecânicas aos 28 dias e tensões de serviço). Este comparativo demonstra uma maior deformabilidade de peças fletidas quando submetidas a um carregamento precoce.

Além dos números, este cenário oculta problemas relacionados aos processos de manuseio dos sistemas de escoramento, escoramento remanescente e reescoramento, que ocorrem em razão de procedimentos empíricos aplicados na execução, tais como: o torque aplicado no aperto dos pontaletes metálicos, prumo entre pontaletes de diferentes pavimentos e quantidade correta de pontaletes.

França (2005) lembra que a resposta de vigas às deformações é principalmente determinada pela sua resistência no primeiro carregamento, na medida em que nas primeiras idades, a peça estrutural não possui resistência à tração adequada para evitar a fissuração, de maneira que um elemento fissurado poderá ter uma flecha várias vezes maior que um não fissurado.

Uma situação de projeto considera a parte tracionada da estrutura já fissurada, no entanto, aumentando o grau de fissuração, diminui-se a rigidez da peça. Salvador (2007) observou este acréscimo de fissuração e de flechas em vigas fletidas, quando carregadas precocemente, apesar do comportamento ao longo do tempo (taxa de crescimento da deformação por fluência) não ter sido afetado após um determinado período (40 a 50 dias de idade, dependendo do tipo de cimento utilizado no concreto).

É possível, ainda, afirmar que os modelos teóricos analisados por vários autores, além de terem pressupostos, por vezes, imprecisos, como a consideração de um pavimento térreo rígido e a não consideração da fluência do concreto, não possuem comprovação experimental.

Neste rumo, o presente trabalho visa contribuir com um estudo experimental, investigando e identificando problemas relacionados com a movimentação dos pontaletes, bem como identificando oportunidades de melhorias nos procedimentos executivos de obras com as características em estudo.

3 ESTIMATIVA TEÓRICA DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES

O método descrito por Grundy e Kabaila (1963), ainda que simplificado, permite uma estimativa rápida e facilitada da distribuição das ações construtivas nos pavimentos e nos pontaletes. A partir desta análise, é possível estabelecer o histórico dos carregamentos nos pavimentos durante a construção. Pode-se citar, como principais limitações deste método, as considerações da base da edificação como um suporte rígido, os pontaletes indeformáveis e posicionados próximos uns dos outros, de modo que suas ações transmitidas aos pavimentos sejam uniformemente distribuídas, bem como a não consideração das deformações por fluência da estrutura de concreto armado, entre outras.

Neste capítulo é apresentada a metodologia de cálculo das ações construtivas, conforme Grundy e Kabaila (1963), e um estudo comparativo destas ações para diferentes situações, tais como: ciclos de execução (5, 7 e 9 dias), tipo de cimento utilizado na estrutura de concreto (cura rápida, normal e lenta) e número de jogos de pontaletes ($m=2$, $m=3$ e $m=4$). Segue-se ainda uma análise do modo como as ações transmitidas pelos pontaletes provocam as solicitações nas lajes, e um estudo comparativo da perda de segurança provocada por estas solicitações.

A aplicação dada ao método de Grundy e Kabaila (1963) considera os pavimentos de concreto com diferentes idades, com seus respectivos módulos de elasticidade (E_c), e a perda de segurança é estimada pelos coeficientes definidos pela NBR 6118/2007 ($\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$), cuja armadura é dimensionada para um concreto com resistência à compressão (f_c) de acordo com a idade de aplicação do carregamento. A seguir, descreve-se o modo de crescimento das principais propriedades mecânicas do concreto.

3.1 CRESCIMENTO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

A evolução das propriedades mecânicas do concreto no tempo t depende do tipo de cimento, da temperatura e das condições de cura do concreto. Considerando-se que os dois últimos

fatores fogem do escopo desta análise teórica, será considerado apenas o tipo de cimento nas formulações que seguem.

A NBR 6118/2007 e o CEB-FIP Model Code (1990) apresentam expressões semelhantes para estimar o crescimento das propriedades mecânicas do concreto, quando da falta de dados experimentais.

Para idades inferiores a 28 dias, a NBR 6118/2007 apresenta, em caráter orientativo, o coeficiente de crescimento da resistência à compressão (f_c) do concreto através de β_1 dado por:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (02)$$

onde:

$s = 0,38$ para concreto com cimento CIII e IV (cura lenta);

$s = 0,25$ para concreto com cimento CI e II (cura normal);

$s = 0,20$ para concreto com cimento CPV-ARI (cura rápida);

t é a idade efetiva do concreto, em dias.

O módulo de elasticidade (E_c) segue o mesmo coeficiente para idades iguais ou superiores a 7 dias. Para a resistência à tração (f_{ct}), o coeficiente β_1 é válido quando $f_c \geq 7MPa$.

Para idade igual ou superior a 28 dias, esta Norma estabelece que $\beta_1 = 1$.

Já o CEB-FIP Model Code (1990) estima o coeficiente de crescimento da resistência à compressão (f_c) do concreto através de $\beta_{cc}(t)$, dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (03)$$

onde:

$s = 0,38$ para concreto com cimento de endurecimento lento;

$s = 0,25$ para concreto com cimento de endurecimento normal e rápido;

$s = 0,20$ para concreto com cimento de endurecimento rápido com alta resistência (RS);

t é a idade do concreto, que pode ser ajustada de acordo com a temperatura do ambiente, durante a cura;

$t_1 = 1$ dia.

Para o CEB-FIP Model Code (1990), o coeficiente de crescimento do módulo de elasticidade (E_c) é dado por $\beta_E(t)$, onde:

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \quad (04)$$

Para situações em que a resistência à tração (f_{ct}) é importante, com $t < 28$ dias, o CEB-FIP Model Code (1990) recomenda a realização de ensaios experimentais.

Salvador (2007) realizou ensaios experimentais em corpos-de-prova cilíndricos com 1, 3, 7, 14 e 28 dias de idade, onde foram estabelecidos os coeficientes de crescimento das propriedades mecânicas do concreto (f_{ct} , f_c e E_c), utilizando dois tipos de cimento: CP IV-32RS e CP V-ARI. Na figura 08, é possível comparar o crescimento da resistência à compressão (f_c), utilizando cimento CP IV-32RS entre os ensaios experimentais de Salvador (2007) e as expressões estimadas pelo CEB-FIP Model Code (1990), com ótima aproximação de resultados. O cálculo teórico foi realizado considerando $s = 0,38$.

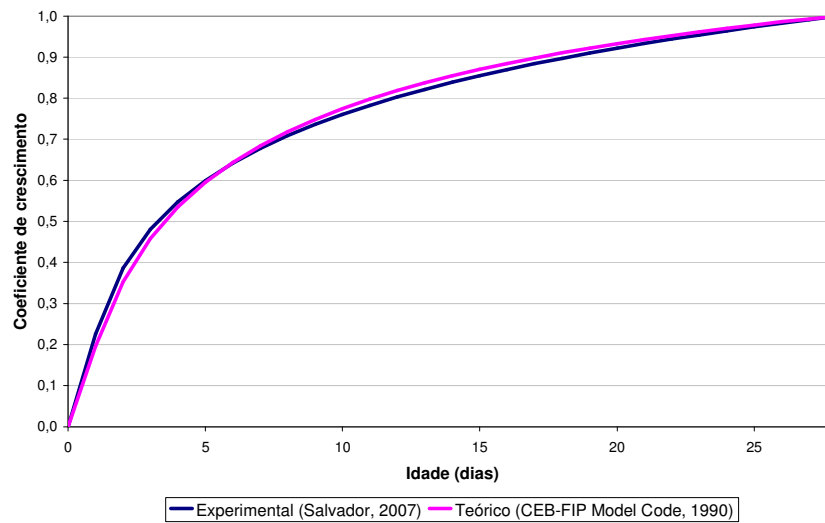


Figura 08: crescimento de f_c para cimento CP IV-32RS

Na figura 09, pode-se comparar o crescimento do módulo de elasticidade (E_c), utilizando cimento CP V-ARI entre os ensaios experimentais de Salvador (2007) e as expressões estimadas pelo CEB-FIP Model Code (1990). O cálculo teórico foi realizado considerando $s = 0,20$. É possível observar uma boa aproximação de resultados, em que pese a alta variabilidade deste tipo de ensaio experimental.

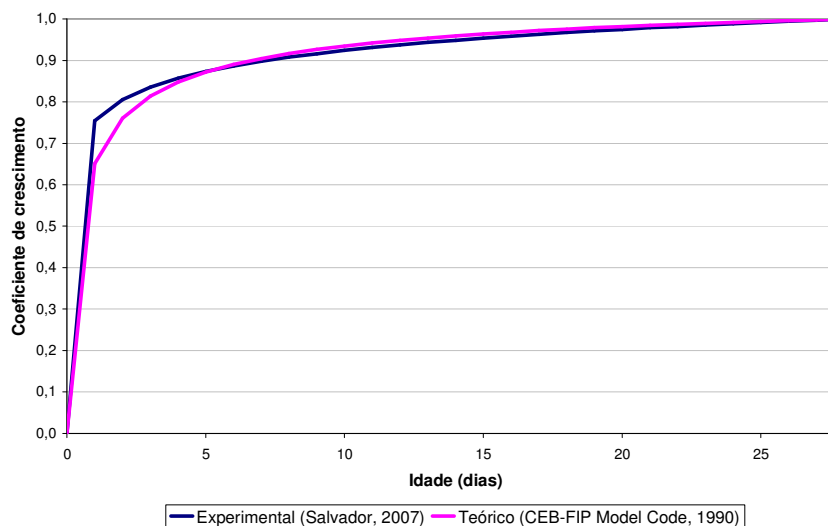


Figura 09: crescimento de E_c para cimento CP V-ARI

Na figura 10, é possível comparar o crescimento das três propriedades (f_{ct} , f_c e E_c) ensaiadas por Salvador (2007), utilizando cimento CP IV-32RS.

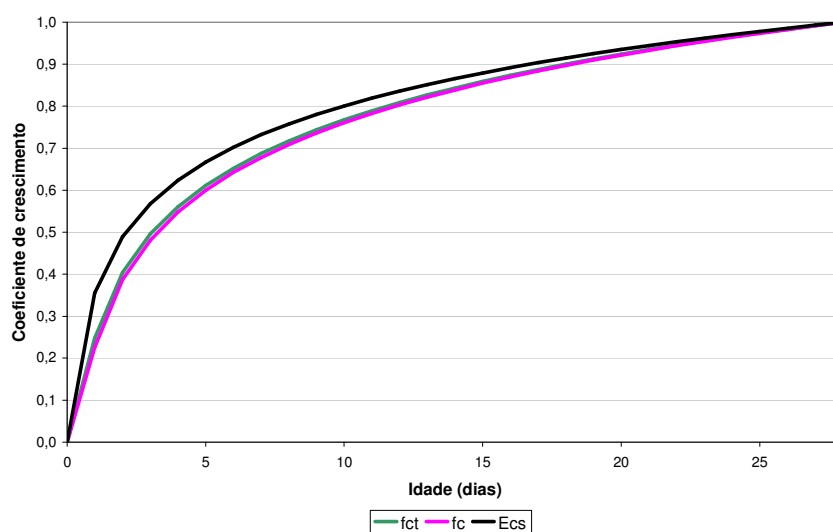


Figura 10: comparativo experimental de crescimento de f_{ct} , f_c e E_c para cimento CP IV-32RS

Pode-se observar que o crescimento de E_c é ligeiramente mais rápido que f_c , o que é corroborado pelo cálculo teórico do CEB-FIP Model Code (1990). Os ensaios realizados com cimento CP V-ARI mostraram a mesma tendência. Já a resistência à tração (f_{ct}), mostrada na figura 10, acompanhou o crescimento da resistência à compressão (f_c). Nos ensaios realizados com cimento CP V-ARI, o crescimento de f_{ct} acompanhou o módulo de elasticidade (E_c). Esta discrepância de comportamento poderia ser justificada pela alta variabilidade observada nos ensaios de resistência à tração.

3.2 CÁLCULO DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES

Os valores dos fatores de carga a partir do método de Grundy e Kabaila (1963), mostrados anteriormente, consideram o módulo de elasticidade do concreto variável entre os pavimentos, haja vista as diferenças de idade entre os mesmos. Por este motivo, é importante conhecer a curva de crescimento desta propriedade, com os coeficientes correspondentes à idade de cada pavimento quando do evento construtivo considerado. Nos estudos de Grundy e Kabaila (1963), bem como no estudo de França (2005), foi utilizada a equação 04, recomendada pelo CEB-FIP Model Code (1990), considerando o concreto produzido com cimento de endurecimento lento ($s = 0,38$).

O cálculo do acréscimo do fator de carga no pavimento i é dado por:

$$\Delta k_i = \frac{E_i}{E_R} \cdot \Delta P \quad (05)$$

onde:

Δk_i é o acréscimo do fator de carga no pavimento i ;

ΔP é o acréscimo de carga decorrente de um novo pavimento que acabou de ser executado ($\Delta P = 1$), ou o fator de carga no pontalete que foi recém retirado;

E_i é o módulo de elasticidade, ou coeficiente de crescimento, no pavimento i , na idade correspondente do pavimento quando, do evento considerado;

E_R é o módulo de elasticidade resultante da soma dos módulos, ou coeficientes de crescimento, de todos os pavimentos, com suas respectivas idades, quando do evento considerado.

Desta forma, o acréscimo de carga (ΔP) será distribuído entre os pavimentos considerados rígidos, ligados por meio dos pontaletes, proporcionalmente à rigidez de cada um, de acordo com a idade.

O fator de carga no pavimento ($k_{i,pavimento}$) será a soma do fator de carga do evento anterior com o acréscimo do fator de carga (Δk_i).

O fator de carga no pontalete ($k_{i,pontalete}$) será o número de pavimentos sobre o referido pontalete, descontados os fatores de carga dos pavimentos acima do mesmo.

No estudo de Grundy e Kabaila (1963), os valores dos fatores de carga construtiva serão demonstrados a seguir. Os valores dos coeficientes de crescimento do módulo de elasticidade, de acordo com a equação 04, podem ser visualizados na tabela 02, conforme o CEB-FIP Model Code (1990), para um concreto produzido com cimento de endurecimento lento ($s = 0,38$).

Tabela 02: coeficientes de crescimento de E

Idade	E	Idade	E
0	0,000	15	0,933
1	0,442	16	0,940
2	0,594	17	0,948
3	0,677	18	0,954
4	0,731	19	0,960
5	0,771	20	0,966
6	0,802	21	0,971
7	0,827	22	0,976
8	0,848	23	0,981
9	0,865	24	0,985
10	0,880	25	0,989
11	0,893	26	0,993
12	0,905	27	0,997
13	0,915	28	1,000
14	0,924		

Os cinco primeiros eventos do estudo de Grundy e Kabaila (1963), com as idades de cada pavimento e seu respectivo coeficiente de crescimento de E , podem ser visualizados na figura 11.

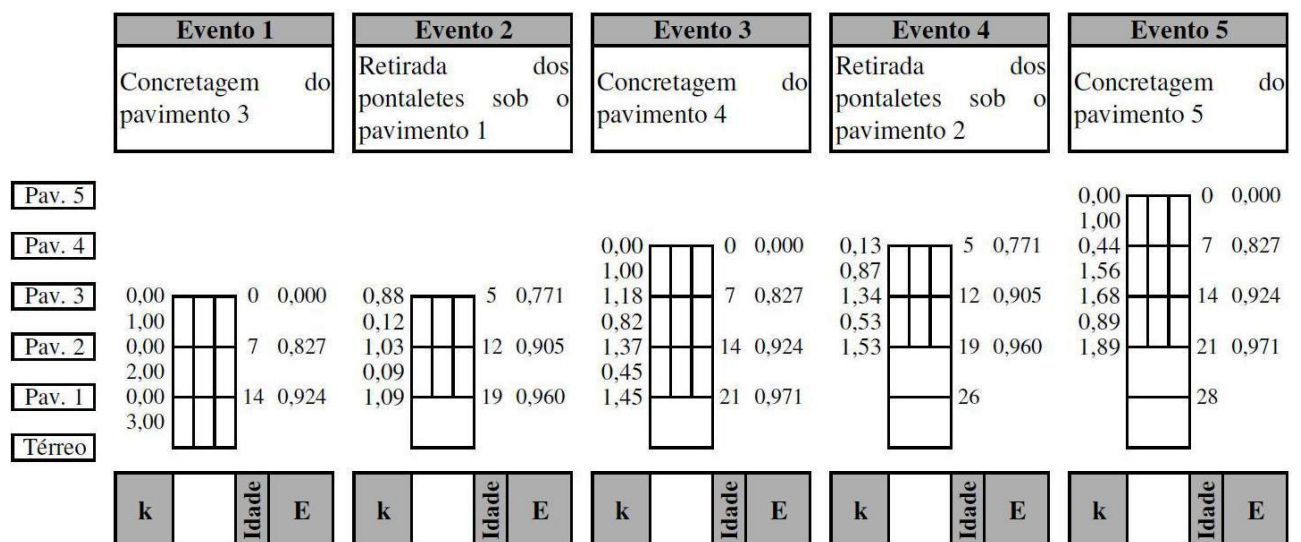


Figura 11: baseado nos cinco primeiros eventos de Grundy e Kabaila (1963)

No evento 1, considera-se que o fator de carga dos três primeiros pavimentos é zero, e que o peso próprio dos mesmos é transmitido pelos pontaletes até a base rígida da edificação. Desta forma, os fatores de carga dos pontaletes tem o acréscimo de um pavimento ($k = 1$), na medida em que os pavimentos são sobrepostos.

A partir do evento 2 (cinco dias após o evento 1), quando da retirada dos pontaletes sob o pavimento 1, o peso dos pavimentos é dividido entre aqueles que estão ligados por meio dos pontaletes. Desta forma, os fatores de carga dos pavimentos são assim distribuídos:

$$\Delta P = 3 \text{ (fator de carga no pontalete recém retirado)}$$

$$E_R = 0,771 + 0,905 + 0,960 = 2,636$$

$$\Delta k_1 = \frac{0,960}{2,636} \cdot 3 = 1,09; k_1 = 0,00 + 1,09 = 1,09$$

$$\Delta k_2 = \frac{0,905}{2,636} \cdot 3 = 1,03; k_2 = 0,00 + 1,03 = 1,03$$

$$\Delta k_3 = \frac{0,771}{2,636} \cdot 3 = 0,88; k_3 = 0,00 + 0,88 = 0,88$$

Os fatores de carga nos pontaletes ficam assim distribuídos:

$$k_2 = 2 - 0,88 - 1,03 = 0,09$$

$$k_3 = 1 - 0,88 = 0,12$$

No evento 3, é acrescentado o pavimento 4. Desta forma, os fatores de carga nos pavimentos ficam assim distribuídos:

$$\Delta P = 1 \text{ (acréscimo de carga decorrente do novo pavimento recém executado)}$$

$$E_R = 0,000 + 0,827 + 0,924 + 0,971 = 2,722$$

$$\Delta k_1 = \frac{0,971}{2,722} \cdot 1 = 0,36; k_1 = 1,09 + 0,36 = 1,45$$

$$\Delta k_2 = \frac{0,924}{2,722} \cdot 1 = 0,34; k_2 = 1,03 + 0,34 = 1,37$$

$$\Delta k_3 = \frac{0,827}{2,722} \cdot 1 = 0,30; k_3 = 0,88 + 0,30 = 1,18$$

$$k_4 = 0,00$$

Os fatores de carga nos pontaletes ficam assim distribuídos:

$$k_2 = 3 - 0,00 - 1,18 - 1,37 = 0,45$$

$$k_3 = 2 - 0,00 - 1,18 = 0,82$$

$$k_4 = 1 - 0,00 = 1,00$$

No evento 4, são retirados os pontaletes sob o pavimento 2. Desta forma, os fatores de carga nos pavimentos ficam assim distribuídos:

$$\Delta P = 0,45 \text{ (fator de carga no pontalete recém retirado)}$$

$$E_R = 0,771 + 0,905 + 0,960 = 2,636$$

$$\Delta k_2 = \frac{0,960}{2,636} \cdot 0,45 = 0,16; k_2 = 1,37 + 0,16 = 1,53$$

$$\Delta k_3 = \frac{0,905}{2,636} \cdot 0,45 = 0,16; k_3 = 1,18 + 0,16 = 1,34$$

$$\Delta k_4 = \frac{0,771}{2,636} \cdot 0,45 = 0,13; k_4 = 0,00 + 0,13 = 0,13$$

Os fatores de carga nos pontaletes ficam assim distribuídos:

$$k_3 = 2 - 0,13 - 1,34 = 0,53$$

$$k_4 = 1 - 0,13 = 0,87$$

No evento 5, é acrescentado o pavimento 5. Desta forma, os fatores de carga nos pavimentos ficam assim distribuídos:

$$\Delta P = 1 \text{ (acréscimo de carga decorrente do novo pavimento recém executado)}$$

$$E_R = 0,000 + 0,827 + 0,924 + 0,971 = 2,722$$

$$\Delta k_2 = \frac{0,971}{2,722} \cdot 1 = 0,36; k_2 = 1,53 + 0,36 = 1,89$$

$$\Delta k_3 = \frac{0,924}{2,722} \cdot 1 = 0,34; k_3 = 1,34 + 0,34 = 1,68$$

$$\Delta k_4 = \frac{0,827}{2,722} \cdot 1 = 0,30; k_3 = 0,13 + 0,30 = 0,44 \text{ (valor arredondado)}$$

$$k_5 = 0,00$$

Os fatores de carga nos pontaletes ficam assim distribuídos:

$$k_3 = 3 - 0,00 - 0,44 - 1,68 = 0,89 \text{ (valor arredondado)}$$

$$k_4 = 2 - 0,00 - 0,44 = 1,56$$

$$k_5 = 1 - 0,00 = 1,00$$

O cálculo dos fatores de carga nos demais eventos, para os pavimentos subsequentes, segue o mesmo procedimento até que os valores convirjam.

3.3 ESTUDO COMPARATIVO DOS FATORES DE CARGA NOS PAVIMENTOS E NOS PONTALETES

A partir do método de Grundy e Kabaila (1963), fez-se um estudo com três fatores controláveis, variando em três níveis, totalizando 27 combinações. Os fatores, seus níveis e os respectivos códigos, são descritos abaixo.

a) número de jogos de pontaletes:

- dois jogos ($m = 2$) → M02
- três jogos ($m = 3$) → M03
- quatro jogos ($m = 4$) → M04

b) tipo de cimento utilizado no concreto:

- cimento de cura lenta ($s = 0,38$) → S38
- cimento de cura normal ($s = 0,25$) → S25
- cimento de cura rápida ($s = 0,20$) → S20

c) ciclos de execução:

- ciclo regular de cinco dias, baseado em França (2005), com retirada do primeiro jogo de pontaletes um dia após a concretagem do novo pavimento → C51
- ciclo regular de sete dias, com retirada do primeiro jogo de pontaletes cinco dias após a concretagem do novo pavimento, conforme Grundy e Kabaila (1963) → C75
- ciclo regular de nove dias, com retirada do primeiro jogo de pontaletes cinco dias após a concretagem do novo pavimento, conforme prática executiva observada em vários empreendimentos visitados na região de Porto Alegre → C95

Pela codificação proposta, o estudo apresentado de Grundy e Kabaila (1963) corresponde a M03-S38-C75, e França (2005) corresponde, aproximadamente, a M03-S38-C51. Fez-se o cálculo de todos os fatores de carga nos pavimentos e nos pontaletes para uma edificação com vinte pavimentos.

3.3.1 Fatores de Carga Aplicados Pelos Pontaletes nos Pavimentos

Com o intuito de aproximar os valores teóricos calculados da realidade dos ensaios experimentais desta pesquisa, os fatores de carga serão mostrados através do fator de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos. Imagine-se que, pelo princípio da ação e da reação, o fator de carga de um pontalete consiste na aplicação de um carregamento de baixo para cima no pavimento sobre o pontalete, e num carregamento de mesma grandeza em sentido contrário no pavimento sob o pontalete. Adotar-se-á uma convenção de sinais contrária à maioria das bibliografias da mecânica estrutural: carregamento gravitacional com sinal positivo e carregamento em sentido contrário com sinal negativo. Na figura 12a, é possível visualizar os fatores de carga do evento 2, mostrado anteriormente na figura 11. Na figura 12b, os fatores de carga nos pontaletes são mostrados através de cargas aplicadas nos

pavimentos. No pavimento 1, observa-se um carregamento de 0,09. No pavimento 2, um carregamento de 0,12 e outro de -0,09. No pavimento 3, observa-se um carregamento de -0,12. Na figura 12c, apresenta-se o carregamento resultante aplicado pelos pontaletes nos pavimentos. No pavimento 2, o valor resulta do somatório de $k_{3,pontalete}$ e $k_{2,pontalete}$ ($0,12 - 0,09 = 0,03$).

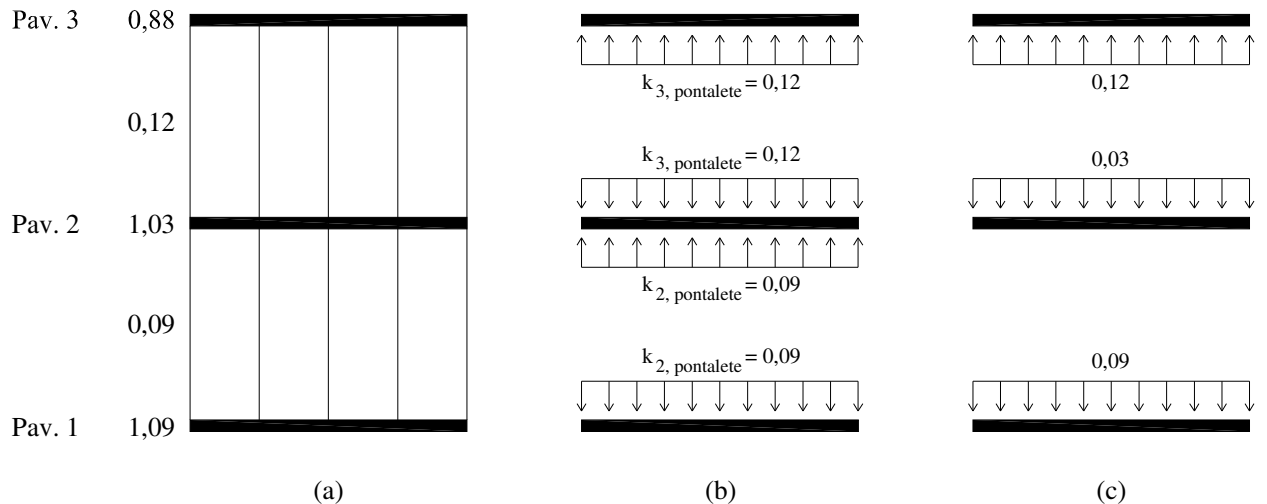


Figura 12: (a) fatores de carga do evento 2 mostrado na figura 11, (b) fator de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, (c) resultante dos fatores de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos

Na figura 13, acrescenta-se o peso próprio de cada pavimento ($k = 1$) aos valores resultantes dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes. O resultado desta soma corresponde aos fatores de carga dos pavimentos mostrados na figura 12a.

Desta forma, ao analisar-se os valores dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, verifica-se que os mesmos correspondem ao somatório dos fatores de carga dos pontaletes sobre e sob o respectivo pavimento. Este somatório deve respeitar a convenção de sinais estabelecida. Mostra-se, também, que para obter o fator de carga no pavimento, a partir dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, basta somar o fator de carga correspondente ao peso próprio do pavimento ($k = 1$).

Esta forma de interpretação dos fatores k resulta num histórico de carregamento nos pavimentos, diferente do que fôra mostrado na figura 05 para os estudos de Grundy e Kabaila (1963) e França (2005). Tal histórico de carregamento nos pavimentos será apresentado a seguir, para o estudo comparativo proposto.

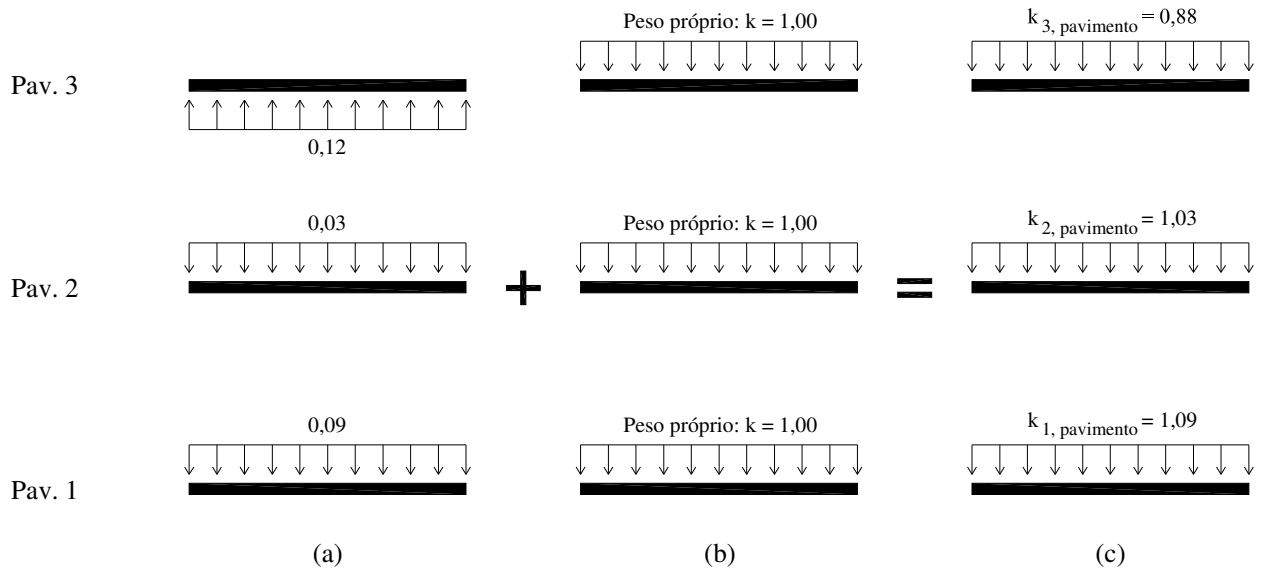


Figura 13: (a) resultante dos fatores de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, (b) fatores de carga aplicados nos pavimentos, correspondentes ao peso próprio do mesmo, (c) resultante de (a) + (b) correspondente aos fatores de carga dos pavimentos

3.3.1.1 Resultados e Discussão

Para o estudo de Grundy e Kabaila (1963) (M03-S38-C75), os históricos dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos 3 e 4 podem ser visualizados nas figuras 14 e 15, respectivamente.

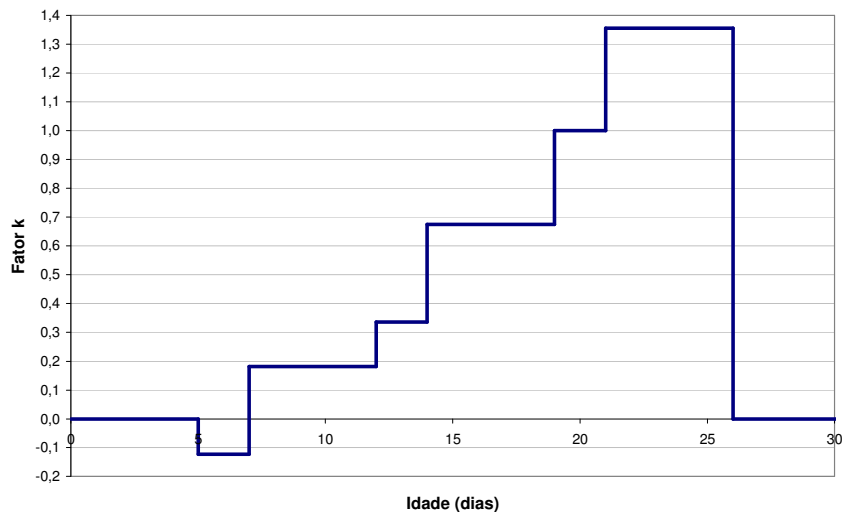


Figura 14: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes no pavimento 3 (M03-S38-C75)

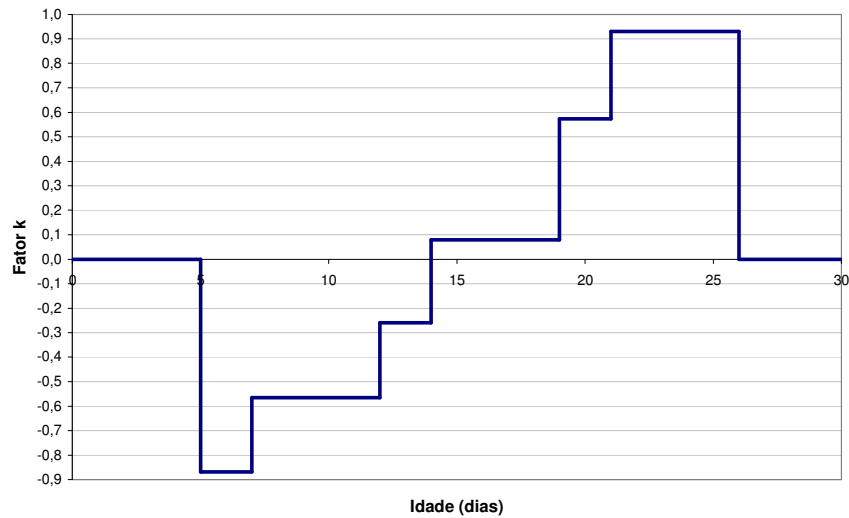


Figura 15: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes no pavimento 4 (M03-S38-C75)

Os gráficos mostram o início do carregamento, com sinal negativo, quando o pavimento é o último (mais jovem) dentre aqueles que estão ligados por meio de pontaletes, na medida em que o único carregamento presente é de baixo para cima (negativo), proveniente do último jogo de pontaletes. No decorrer do processo construtivo, os fatores aumentam até atingir o valor máximo, com sinal positivo, quando o pavimento é o primeiro da sequência, na medida em que o único carregamento presente é de cima para baixo (positivo), proveniente do primeiro jogo de pontaletes. Na figura 16, é possível ter uma noção do histórico dos fatores k para os doze primeiros pavimentos aplicados na mesma situação anterior (M03-S38-C75).

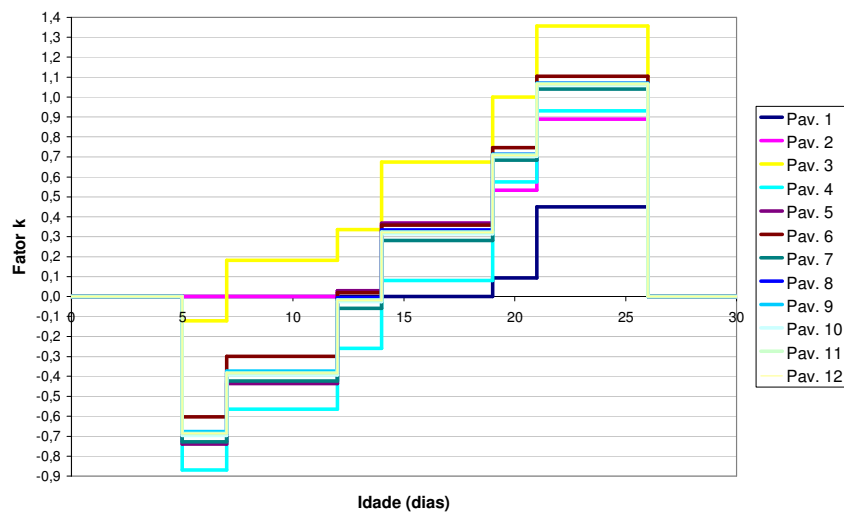


Figura 16: histórico dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes dos doze primeiros pavimentos (M03-S38-C75)

A leitura da figura 16 fica prejudicada pelo excesso de linhas sobrepostas. Para minimizar este efeito e permitir a visualização da evolução dos fatores k em todos os pavimentos, construiu-se um gráfico com os valores dos fatores k, nas idades correspondentes, ligados por retas entre um evento e outro. Este gráfico não representa o histórico de carga dos pavimentos, na medida em que mostra uma variação linear artificial entre fatores de carga, e pode ser analisado na figura 17.

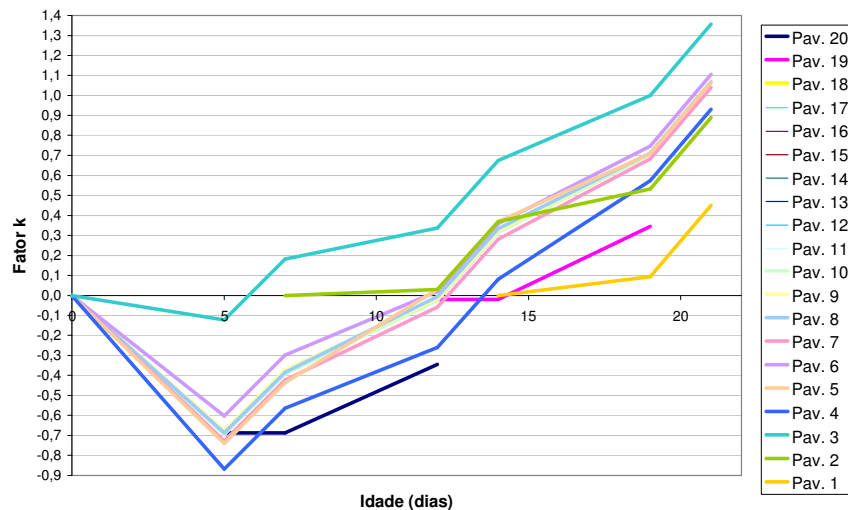


Figura 17: evolução dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes em todos os pavimentos (M03-S38-C75)

O gráfico da figura 17 mostra que o pavimento que recebe o maior fator k negativo é o pavimento 4, e o pavimento que recebe o maior fator k positivo é o pavimento 3.

Importante destacar que em todas as 27 combinações estudadas ocorrem as mesmas situações limites:

a) o pavimento que recebe o maior fator de carga positivo, aplicado pelos pontaletes, é o último pavimento (mais jovem) quando do evento em que todos estão ligados por meio de pontaletes até a base da edificação. O instante em que este fator máximo ocorre é o evento em que o referido pavimento é o primeiro (mais antigo) dentre os que estão ligados, ou seja, o último evento antes deste pavimento ser desligado dos demais.

Os pavimentos nesta situação limite e suas respectivas idades seguem o seguinte regramento: $M0x-S00-Cy0$. O fator máximo ocorre no pavimento x aos $x.y$ dias de idade. Como exemplo,

pode-se citar a combinação M03-S38-C75. O fator máximo ocorre no pavimento 3 aos 21 dias de idade.

b) o pavimento que recebe o maior fator de carga negativo, aplicado pelos pontaletes, é o pavimento imediatamente superior à situação anterior. O instante em que este fator máximo ocorre, é no primeiro evento imediatamente após a concretagem deste pavimento, ou seja, quando este é o último pavimento (mais jovem) dentre aqueles que estão ligados por meio de pontaletes. Os pavimentos nesta situação seguem o seguinte regramento: $M0x-S00-C0y$. O fator máximo negativo ocorre no pavimento $x+1$ aos y dias de idade. Como exemplo, pode-se citar a combinação M03-S38-C75. O fator máximo ocorre no pavimento 4 aos 5 dias de idade.

Cabe mencionar, também, a evolução dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, ao longo dos vinte pavimentos analisados, para cada idade dos eventos críticos considerados. Para o estudo de Grundy e Kabaila (1963) (M03-S38-C75), esta evolução pode ser visualizada na figura 18.

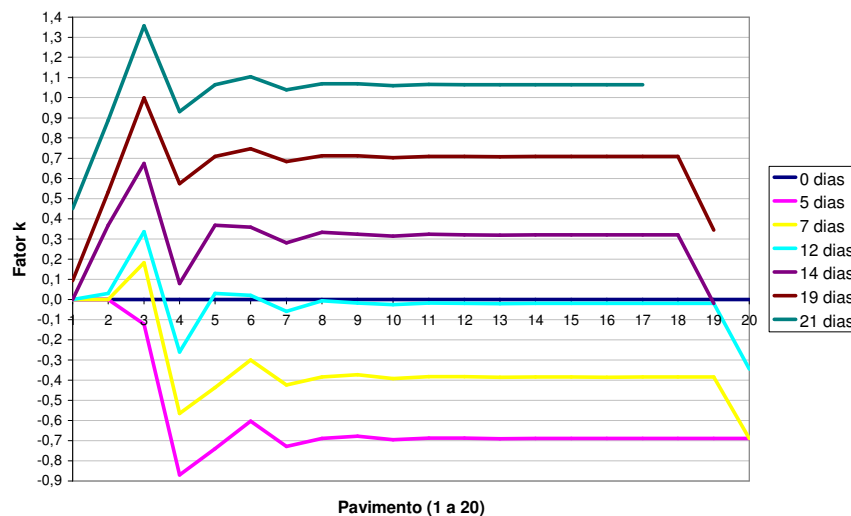


Figura 18: evolução dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, para cada idade dos eventos críticos (M03-S38-C75)

No gráfico da figura 18, pode-se observar, para a situação M03-S38-C75, o máximo fator positivo ocorrendo aos 21 dias de idade no pavimento 3, e o máximo fator negativo ocorrendo aos 5 dias de idade no pavimento 4. Ainda, pode-se observar que os fatores k convergem para os mesmos valores, ao longo dos pavimentos, a partir do pavimento 8, havendo um descompasso nos últimos pavimentos, decorrentes do final da construção.

Na tabela 03, pode-se analisar uma envoltória de máximos e mínimos para cada situação estudada nas idades correspondentes aos eventos críticos. Os valores máximos e mínimos de mesmo sinal tiveram seu valor mais favorável descartado.

Tabela 03: fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos: envoltória de máximos e mínimos

		Idade																						
		1	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	18	19	20	21	23	26	27	28	32	36		
M02 S38 C51	Máx.		0,18				1,24																	
	Mín.	-0,71	-0,24	0,71																				
M02 S38 C75	Máx.				0,39				0,72	1,25														
	Mín.		-0,72		-0,25																			
M02 S38 C95	Máx.					0,39				0,72									1,24					
	Mín.		-0,72			-0,24																		
M02 S25 C51	Máx.		0,29	0,71			1,23																	
	Mín.	-0,71	-0,23																					
M02 S25 C75	Máx.				0,43				0,73	1,25														
	Mín.		-0,73		-0,25																			
M02 S25 C95	Máx.					0,42				0,73									1,25					
	Mín.		-0,73			-0,25																		
M02 S20 C51	Máx.		0,33	0,72			1,23																	
	Mín.	-0,72	-0,23																					
M02 S20 C75	Máx.				0,44				0,73	1,25														
	Mín.		-0,73		-0,25																			
M02 S20 C95	Máx.					0,44				0,73									1,25					
	Mín.		-0,73			-0,25																		
M03 S38 C51	Máx.			0,15			0,49	0,94				1,30												
	Mín.	-0,87	-0,76	-0,39			-0,03																	
M03 S38 C75	Máx.				0,18				0,34	0,68								1,00			1,36			
	Mín.		-0,87		-0,69				-0,35	-0,02														
M03 S38 C95	Máx.					0,17				0,33								0,67			1,00	1,35		
	Mín.		-0,87			-0,69				-0,35								-0,02						
M03 S25 C51	Máx.		0,05	0,24			0,58	0,96				1,31												
	Mín.	-0,87	-0,73	-0,37			-0,02																	
M03 S25 C75	Máx.				0,23				0,37	0,71								1,01			1,36			
	Mín.		-0,87		-0,68				-0,34															
M03 S25 C95	Máx.					0,23				0,37								0,70			1,01	1,35		
	Mín.		-0,87			-0,68				-0,34								-0,01						
M03 S20 C51	Máx.		0,10	0,28			0,61	0,97				1,32												
	Mín.	-0,87	-0,72	-0,36			-0,02																	
M03 S20 C75	Máx.				0,25				0,39	0,72								1,02			1,36			
	Mín.		-0,88		-0,68				-0,34															
M03 S20 C95	Máx.					0,25				0,38								0,72			1,01	1,36		
	Mín.		-0,88			-0,68				-0,34														
M04 S38 C51	Máx.			0,04			0,29	0,43				0,70	1,05					1,32						
	Mín.	-0,93	-0,83	-0,57			-0,57	-0,28				-0,02												
M04 S38 C75	Máx.				0,07				0,16	0,41								0,59			0,85	1,14	1,41	
	Mín.		-0,92		-0,77				-0,53	-0,52								-0,26						
M04 S38 C95	Máx.					0,06				0,15								0,40			0,58	0,84	1,14	1,40
	Mín.		-0,92			-0,78				-0,53								-0,52			-0,26			
M04 S25 C51	Máx.			0,04			0,29	0,50				0,75	1,08					1,35						
	Mín.	-0,93	-0,81	-0,54			-0,54	-0,27																
M04 S25 C75	Máx.				0,13				0,21	0,46								0,63			0,89	1,16	1,42	
	Mín.		-0,93		-0,76				-0,53	-0,51								-0,25						
M04 S25 C95	Máx.					0,12				0,21								0,45			0,62	0,88	1,15	1,41
	Mín.		-0,93			-0,77				-0,53								-0,51			-0,26			
M04 S20 C51	Máx.			0,09			0,33	0,53				0,79	1,10					1,36						
	Mín.	-0,93	-0,80	-0,54			-0,54	-0,27																
M04 S20 C75	Máx.				0,15				0,23	0,48								0,64			0,90	1,16	1,42	
	Mín.		-0,93		-0,76				-0,54	-0,51								-0,25						
M04 S20 C95	Máx.					0,15				0,23								0,48			0,64	0,89	1,16	1,42
	Mín.		-0,93			-0,76				-0,53								-0,51			-0,25			

Os valores mínimos da tabela (máximo fator negativo) ocorrem, conforme já mencionado, nas primeiras idades e serão discutidos posteriormente.

Para os máximos fatores positivos que ocorrem nos pavimentos 2 quando $m = 2$, 3 quando $m = 3$ e 4 quando $m = 4$, pode-se observar que:

- a) com o aumento de um jogo de pontaletes, de $m = 2$ para $m = 3$, os fatores de carga máximos, ocorridos no último evento crítico, sofreram um aumento entre 5 e 9%;
- b) com o aumento de um jogo de pontaletes, de $m = 3$ para $m = 4$, os fatores de carga máximos, ocorridos no último evento crítico, sofreram um aumento entre 2 e 4%;
- c) com o aumento de dois jogos de pontaletes, de $m = 2$ para $m = 4$, os fatores de carga máximos, ocorridos no último evento crítico, sofreram aumento entre 6 e 14%;
- d) ainda que pareça contraintuitivo, os resultados numéricos mostraram que a utilização de um cimento de cura mais rápida aumentou até 3% os fatores máximos, ocorridos no último evento crítico, para ciclos de 5 dias (C51) e $m = 4$. Para as demais combinações, houve aumento de até 1,5%, com uma redução de valor desprezível;
- e) a utilização de ciclos mais rápidos de execução, de C95 para C75, aumentou os fatores máximos, ocorridos no último evento crítico, entre zero e 1%;
- f) a utilização de ciclos mais rápidos de execução, de C75 para C95, diminuiu os fatores máximos, ocorridos no último evento crítico, entre 1 e 6%.

Os resultados do estudo indicam que os tipos de cimento e os ciclos de execução avaliados, muito pouco alteram os fatores de carga máximos, ocorridos no último evento crítico, e que, somente a quantidade de jogos de pontaletes pode fazer alguma diferença (de até 14%), porém, de forma contra intuitiva, na medida em que o aumento do número de jogos afetou os fatores desfavoravelmente. Destaca-se, no entanto, que a problemática apresentada não é restrita aos fatores de carga, pois a idade do concreto, e sua consequente resistência, influenciam no comportamento da estrutura sob ação destas cargas.

Para os fatores de carga mínimos (negativos), ocorridos no primeiro evento crítico, a mesma tendência é observada para os tipos de cimento e ciclos de execução avaliados, sendo que com

o aumento do número de jogos de pontaletes, os valores podem aumentar desfavoravelmente até 31%. A presente situação, conforme já comentado, será melhor abordada posteriormente.

Esta discussão traz à tona a forma como os fatores de carga dos pontaletes são aplicados nos pavimentos, através das solicitações resultantes nos elementos estruturais, a idade em que estas solicitações surgem, e a verificação do dimensionamento das armaduras, através da perda dos coeficientes de segurança de projeto.

3.3.2 Fator de Solicitação e Perda de Segurança

Os fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, bem como os demais fatores de carga, consideram um valor médio para o pavimento da edificação, de forma que os pontaletes são imaginados como próximos uns dos outros de modo a aproximar estas cargas como uniformemente distribuídas. No entanto, para o escoramento remanescente, ou o reescoramento dos elementos estruturais de superfície (lajes), os pontaletes podem ser posicionados, dependendo das dimensões, em uma ou duas faixas de pontaletes concentrados, como é mostrado na figura 19.



Figura 19: (a) reescoramento com pontaletes concentrados no centro da laje, (b) reescoramento concentrado em duas faixas de pontaletes

Prado (2002) lembra que podem existir regiões nos pavimentos mais ou menos solicitadas pelos pontaletes e que este fato deve ser entendido e sempre considerado.

Com esta situação de carregamento concentrado, oriundo dos pontaletes, as solicitações provocadas nas lajes são maiores que seriam, se o carregamento fosse uniformemente distribuído. Neste sentido, para verificar a segurança do elemento estrutural, é necessário

estabelecer fatores de solicitação levando em consideração a forma como o carregamento é aplicado nas lajes. Para isso, é necessário que o projetista estrutural tenha conhecimento do projeto de reescoramento, ou escoramento remanescente, para estabelecer a grandeza das solicitações atuantes durante a construção.

Para os sistemas estruturais formados por vigas, lajes e pilares de concreto armado moldados no local, correntemente encontrados em edificações de múltiplos andares que utilizam ciclos rápidos de execução, as lajes são os elementos estruturais fletidos que mais podem sofrer com as ações concentradas oriundas dos pontaletes. Na medida em que estes elementos têm como principal solicitação os momentos fletores, propõe-se estabelecer o fator de solicitação (momento fletor) para as lajes (k_m).

Este fator de solicitação k_m corresponde à relação entre a solicitação total suportada pelo pavimento em construção (peso próprio + fator de carga aplicado pelos pontaletes), e o momento fletor total de projeto (peso próprio + revestimentos + carregamento variável). Desta forma, o fator de solicitação estabelece quantas vezes o momento fletor de projeto pode ser superado durante as etapas construtivas, conforme mostra a equação 06.

$$k_m = \frac{\text{solicitação total suportada pelo pavimento em construção}}{\text{solicitação total de projeto}} \quad (06)$$

Considerando que o peso próprio do pavimento corresponde a $k = 1$, pode-se estimar, de forma geral, que o carregamento total de projeto (peso próprio + revestimentos + carregamento variável) corresponde ao dobro do valor ($k = 2$). Considerando-se, ainda, que o fator de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos corresponde a um carregamento uniformemente distribuído, mas que o mesmo, na prática executiva, pode ocorrer de forma concentrada. Para fazer a correção, propõe-se estabelecer um coeficiente multiplicador Ω (ômega) que transforme um carregamento concentrado num carregamento uniformemente distribuído que provoque um momento fletor equivalente. Este fator de correção depende das dimensões da laje, da vinculação nos bordos, e da posição do carregamento concentrado. Nestas condições, o fator de solicitação é dado por:

$$k_m = \frac{1 + (k_p \cdot \Omega)}{2} \quad (07)$$

onde k_p é o fator de carga aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, considerado uniformemente distribuído.

Para o estudo comparativo, proposto neste capítulo, de modo simplificado, considere-se uma laje armada em apenas uma direção (unidirecional), com vínculos simétricos supostamente rotulados (bi-apoiados), o coeficiente $\Omega = 2$, quando o carregamento for concentrado em um único ponto, no centro do vão, sendo deduzido por:

- para um carregamento uniformemente distribuído, $M_{q,máx} = \frac{q.l^2}{8}$
- para o mesmo carregamento concentrado ($P = q.l$) no centro do vão, $M_{P,máx} = \frac{P.l}{4}$

$$\Omega = \frac{M_{P,máx}}{M_{q,máx}} = \frac{\frac{P.l}{4}}{\frac{q.l^2}{8}} = \frac{q.l.l}{q.l^2} = 2$$

Desta forma, para a configuração apresentada, o fator de sollicitação é dado por:

$$k_m = \frac{1 + (k_p \cdot 2)}{2} \quad (08)$$

A partir da equação 8 e dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes nos pavimentos (k_p), mostrados na tabela 03, calculou-se os fatores de sollicitação (k_m) para as combinações propostas, o que pode ser analisado na tabela 04. Os valores escritos nas cores verde e vermelho serão explicados posteriormente.

Para a configuração apresentada, observe-se que os valores inferiores a 1 correspondem a momentos fletores menores que os momentos provocados pelo carregamento total de projeto. Já os valores maiores que 1 correspondem a momentos fletores maiores que aqueles previstos em projeto. Estes valores representam quantas vezes as sollicitações de projeto estão sendo superadas durante as etapas construtivas.

Destaca-se que os valores inferiores a zero (negativos) correspondem a momentos fletores negativos surgidos no centro do vão da laje proposta. Esta situação representa, de imediato,

uma inversão de esforços, sendo que, para esta laje, não haveria previsão de armadura negativa para atender a esta solicitação. Diante desta situação, cabe exclusivamente verificar se esta solicitação excede o momento fletor de fissuração da laje.

Tabela 04: fatores de solicitação (k_m) no centro da laje proposta (unidirecional, bi-apoiada, carregamento de projeto correspondente a $k = 2$ e pontaletes posicionados em ponto único no centro do vão)

		Idade																				
		1	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	18	19	20	21	23	26	27	28	32	36
M02 S38 C51	Máx.	-0,21	0,68	1,21			1,74															
	Mín.		0,26																			
M02 S38 C75	Máx.		-0,22		0,89				1,22	1,75												
	Mín.				0,25																	
M02 S38 C95	Máx.		-0,22			0,89				1,22								1,74				
	Mín.					0,26																
M02 S25 C51	Máx.	-0,21	0,79	1,21			1,73															
	Mín.		0,27																			
M02 S25 C75	Máx.		-0,23		0,93				1,23	1,75												
	Mín.				0,25																	
M02 S25 C95	Máx.		-0,23			0,92				1,23								1,75				
	Mín.					0,25																
M02 S20 C51	Máx.	-0,22	0,83	1,22			1,73															
	Mín.		0,27																			
M02 S20 C75	Máx.		-0,23		0,94				1,23	1,75												
	Mín.				0,25																	
M02 S20 C95	Máx.		-0,23			0,94				1,23								1,75				
	Mín.					0,25																
M03 S38 C51	Máx.	-0,37	-0,26	0,65			0,99	1,44				1,80										
	Mín.		0,11				0,47															
M03 S38 C75	Máx.		-0,37		0,68				0,84	1,18					1,50			1,86				
	Mín.				-0,19				0,15	0,48												
M03 S38 C95	Máx.		-0,37			0,67				0,83				1,17			1,50		1,85			
	Mín.					-0,19				0,15				0,48								
M03 S25 C51	Máx.	-0,37	0,55	0,74			1,08	1,46				1,81										
	Mín.		-0,23	0,13			0,48															
M03 S25 C75	Máx.		-0,37		0,73				0,87	1,21					1,51			1,86				
	Mín.				-0,18				0,16													
M03 S25 C95	Máx.		-0,37			0,73				0,87				1,20			1,51		1,85			
	Mín.					-0,18				0,16				0,49								
M03 S20 C51	Máx.	-0,37	0,60	0,78			1,11	1,47				1,82										
	Mín.		-0,22	0,14			0,48															
M03 S20 C75	Máx.		-0,38		0,75				0,89	1,22					1,52			1,86				
	Mín.				-0,18				0,16													
M03 S20 C95	Máx.		-0,38			0,75				0,88				1,22			1,51		1,86			
	Mín.					-0,18				0,16												
M04 S38 C51	Máx.	-0,43	-0,33	0,54			0,79	0,93				1,20	1,55			1,82						
	Mín.			-0,07			-0,07	0,22				0,48										
M04 S38 C75	Máx.		-0,42		0,57				0,66	0,91					1,09		1,35		1,64		1,91	
	Mín.				-0,27				-0,03	-0,02					0,24							
M04 S38 C95	Máx.		-0,42			0,56				0,65				0,90			1,08		1,34		1,64	1,90
	Mín.					-0,28				-0,03				-0,02			0,24					
M04 S25 C51	Máx.	-0,43	-0,31	0,54			0,79	1,00				1,25	1,58			1,85						
	Mín.			-0,04			-0,04	0,23														
M04 S25 C75	Máx.		-0,43		0,63				0,71	0,96					1,13		1,39		1,66		1,92	
	Mín.				-0,26				-0,03	-0,01					0,25							
M04 S25 C95	Máx.		-0,43			0,62				0,71				0,95			1,12		1,38		1,65	1,91
	Mín.					-0,27				-0,03				-0,01			0,24					
M04 S20 C51	Máx.	-0,43	-0,30	0,59			0,83	1,03				1,29	1,60			1,86						
	Mín.			-0,04			-0,04	0,23														
M04 S20 C75	Máx.		-0,43		0,65				0,73	0,98					1,14		1,40		1,66		1,92	
	Mín.				-0,26				-0,04	-0,01					0,25							
M04 S20 C95	Máx.		-0,43			0,65				0,73				0,98			1,14		1,39		1,66	1,92
	Mín.					-0,26				-0,03				-0,01			0,25					

Para a situação apresentada, esta laje unidirecional bi-apoiada poderia ter um vão da ordem de 3,5 m, uma espessura de 10 cm (adotado o valor mínimo que atenda aos estados limites de serviço de deformação excessiva) e um carregamento total de 5 kN/m, correspondendo a um momento fletor máximo de 7,66 kN.m/m. Para estimar o momento de fissuração (M_r), considere-se um concreto produzido com cimento de cura rápida, conforme ensaios experimentais de Salvador (2007), com as propriedades de resistência à compressão e tração com um dia de idade, como tendo 22% da resistência aos 28 dias. Os momentos de fissuração e a relação destes com o momento fletor máximo ($7,66\text{kN.m/m}$), para 4 classes usuais de concreto, aparecem na tabela 05.

Tabela 05: momentos de fissuração (kN.m/m) com um dia de idade e relação destes com o momento fletor máximo ($7,66\text{kN.m/m}$), para 4 classes de concreto

	C25	C30	C35	C40
M_r	2,34	2,64	2,92	3,20
$M_r / M_{m\acute{a}x}$	0,31	0,34	0,38	0,42

Pode-se observar que para M04, os eventos críticos, com um dia de idade, teriam o momento de fissuração superado para qualquer classe de concreto. Para M03, os mesmos eventos críticos teriam o momento de fissuração superado para concreto classe C25 e C30. Para M02, os mesmos eventos críticos não teriam o momento de fissuração superado. Considerando que estas situações estão próximas dos limites, que o coeficiente Ω pode chegar a 3 (bi-engastada) e, que o momento de fissuração é fortemente influenciado pela resistência do concreto à tração, comprovadamente de alta variabilidade, conclui-se que, no primeiro evento crítico é bastante provável que ocorram fissuras na face superior das lajes. Considere-se, ainda, que este cálculo não prevê a possibilidade de um reescoramento executado com aperto excessivo dos pontaletes, podendo provocar tensões de tração, na borda superior da laje, várias vezes maior.

Os fatores de solicitação (k_m) dos últimos eventos críticos (maiores que 1) indicam que o momento fletor de projeto foi superado durante a construção. O dimensionamento das armaduras, em projeto, utiliza vários coeficientes de segurança definidos pela NBR 6118/2007 ($\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$), o que pode ser um aspecto favorável, na medida em que estes coeficientes podem majorar o momento fletor máximo admissível, em situações nas quais as incertezas que originam os coeficientes de segurança, podem ser minimizadas.

Por outro lado, este dimensionamento, caso ocorresse na idade do evento crítico, teria uma resistência à compressão menor que àquela esperada para os 28 dias, logo, um momento fletor máximo admissível menor.

Neste sentido, propõe-se uma análise de perda de segurança, verificando-se o momento fletor máximo admissível para uma determinada situação de projeto ($M_{k,máx,PROJETO}$), utilizando-se um concreto com resistência à compressão aos 28 dias, comparando-se com duas situações:

a) verificação do momento fletor máximo admissível sem os coeficientes de segurança prescritos pela NBR 6118/2007 ($\gamma_f = 1,0$; $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_s = 1,0$), considerando o concreto com resistência à compressão de acordo com a idade do evento crítico e o tipo de cimento ($M_{k,máx,1}$).

b) verificação do momento fletor máximo admissível com todos os coeficientes de segurança prescritos pela NBR 6118/2007 ($\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$), considerando o concreto com resistência à compressão de acordo com a idade do evento crítico e o tipo de cimento ($M_{k,máx,2}$).

A relação $\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ estabelece o limite a partir do qual o fator de solitação (k_m)

corresponde a um momento fletor atuante no evento crítico, em que o dimensionamento de projeto para a armadura está totalmente sem nenhum coeficiente de segurança capaz de absorver tensões acima daquelas previstas em projeto. Esta situação limite corresponde à pior situação no que diz respeito à segurança do elemento estrutural, decorrente da inexistência dos coeficientes de segurança ($\gamma_f = 1,0$; $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_s = 1,0$) e da resistência do concreto à compressão ser inferior à prevista para os 28 dias.

A relação $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ estabelece o limite a partir do qual o fator de solitação (k_m)

corresponde a um momento fletor atuante no evento crítico, em que o dimensionamento de projeto para a armadura passa a perder a segurança estabelecida pela NBR 6118/2007, decorrente da resistência do concreto à compressão ser inferior à prevista para os 28 dias.

A verificação do momento fletor máximo admissível ($M_{k,máx}$) é dada por:

$$M_{k,máx} = \frac{1}{\gamma_f} \cdot 0,68 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (09)$$

onde:

x é a altura da linha neutra até a borda mais comprimida dada por:

$$x = \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_s}{0,68 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w} \quad (10)$$

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;

A_s área da armadura tracionada;

b_w é a largura da viga (para lajes, $b_w = 100cm$);

d é a altura útil da viga ou laje ($d = h - d''$);

γ_f é o coeficiente segurança ou de ponderação das ações (para combinações de ações normais com cargas permanentes e variáveis em situação desfavorável, $\gamma_f = 1,4$ - NBR 6118/2007);

γ_c é o coeficiente de segurança ou de ponderação da resistência do concreto (no estado limite último, para combinações de ações normais, $\gamma_c = 1,4$ - NBR 6118/2007);

γ_s é o coeficiente de segurança ou de ponderação da resistência do aço (no estado limite último, para combinações de ações normais, $\gamma_s = 1,15$ - NBR 6118/2007);

Para o estudo apresentado, sugere-se a seguinte situação de projeto: concreto de classe C30 ($f_{ck} = 30MPa$); aço CA 50 ($f_{yk} = 50kN/cm^2$); $h = 10cm$; $d = 7,5cm$; $b_w = 100cm$;

$A_s = 3,60\text{cm}^2 / \text{m}$; $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$. A partir desta configuração, obtém-se $M_{k,máx,PROJETO} = 7,90\text{kN.m}$, com a equação 09.

Os valores de f_{ck} para diferentes idades do concreto dependem do tipo de cimento. Para os três tipos de cimento propostos (S20, S25 e S38), nas idades dos eventos críticos deste estudo, os valores calculados conforme recomendação do CEB-FIP Model Code (1990), a partir dos coeficientes de crescimento calculados pela equação 03, podem ser visualizados na tabela 06.

Tabela 06: valores de f_{ck} (MPa) para três tipos de cimento (cura lenta → S38; cura normal → S25; cura rápida → S20) nas idades dos eventos críticos, para concreto classe C30

		Cimento	S38	S25	S20
Idade (dias)	1		5,87	10,26	12,72
	5		17,85	21,32	22,83
	6		19,30	22,45	23,79
	7		20,52	23,36	24,56
	9		22,44	24,79	25,75
	10		23,23	25,35	26,22
	11		23,93	25,85	26,63
	12		24,55	26,29	27,00
	14		25,63	27,05	27,61
	15		26,10	27,38	27,88
	16		26,54	27,67	28,12
	18		27,31	28,20	28,55
	19		27,66	28,44	28,74
	20		27,98	28,66	28,92
	21		28,29	28,86	29,09
	23		28,84	29,23	29,39
	26		29,57	29,72	29,77
	27		29,79	29,86	29,89
28		30,00	30,00	30,00	
32		30,75	30,49	30,39	
36		31,38	30,90	30,72	

A partir destes valores, é possível calcular a relação $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$, com $\gamma_f = 1,4$, $\gamma_c = 1,4$ e

$\gamma_s = 1,15$, e a relação $\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$, com $\gamma_f = 1,0$, $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$. Os demais valores

(f_{yk} , d , b_w e A_s) permanecem inalterados. O resultado deste cálculo pode ser visualizado na tabela 07.

Tabela 07: relações $\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ e $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ para três tipos de cimento (cura lenta → S38; cura normal → S25; cura rápida → S20) nas idades dos eventos críticos, para concreto classe C30

$\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$			$\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$		
S38	S25	S20	S38	S25	S20

Idade (dias)	1	1,297	1,473	1,518	0,750	0,883	0,917
	5	1,573	1,595	1,602	0,959	0,975	0,981
	6	1,583	1,600	1,606	0,966	0,980	0,984
	7	1,590	1,605	1,610	0,972	0,983	0,987
	9	1,600	1,611	1,614	0,980	0,987	0,990
	10	1,604	1,613	1,616	0,982	0,989	0,991
	11	1,607	1,615	1,617	0,985	0,990	0,992
	12	1,610	1,616	1,619	0,987	0,991	0,993
	14	1,614	1,619	1,621	0,990	0,993	0,995
	15	1,615	1,620	1,621	0,991	0,994	0,995
	16	1,617	1,621	1,622	0,992	0,995	0,996
	18	1,620	1,622	1,623	0,994	0,996	0,997
	19	1,621	1,623	1,624	0,995	0,997	0,997
	20	1,622	1,624	1,624	0,996	0,997	0,998
	21	1,623	1,624	1,625	0,996	0,998	0,998
	23	1,624	1,625	1,626	0,998	0,998	0,999
	26	1,626	1,627	1,627	0,999	0,999	1,000
	27	1,627	1,627	1,627	1,000	1,000	1,000
	28	1,627	1,627	1,627	1,000	1,000	1,000
32	1,629	1,629	1,629	1,001	1,001	1,001	
36	1,631	1,630	1,629	1,003	1,002	1,001	

Esta configuração de projeto sugerida é hipotética e corresponde à situação mostrada anteriormente na tabela 05. No entanto, aumentando-se a taxa de armadura em 30%, os valores calculados aumentam entre 8 e 11% para concreto com um dia de idade, sendo que, para as demais idades, este percentual cai de 2% (5 dias) a zero (28 dias). Aumentando-se a taxa de armadura em 60%, os valores aumentam entre 16 e 22% para concreto com um dia de

idade e cai de 3% (5 dias) a zero (28 dias). Mantendo-se a armadura proposta ($A_s = 3,60\text{cm}^2$) e aumentando a altura útil (d) de 7,5cm para 9,5cm, os valores diminuem entre 6 e 8% para concreto com um dia de idade e caem para 1% (5 dias) a zero (28 dias). Alterando-se a resistência do concreto à compressão entre classes C20, C30 e C40, as variações são de grandezas parecidas. Desta forma, pode-se concluir que os valores apresentados na tabela 07 representam bem uma situação básica de projeto, para idades superiores a 5 dias, tendo alguma variação para idades inferiores.

Importante destacar que os fatores de sollicitação (k_m) superiores à relação $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ indicam que o dimensionamento de projeto da armadura de tração positiva, para a ação do momento fletor correspondente, na idade do evento crítico, está com os coeficientes de segurança menores que aqueles preconizados pela NBR 6118/2007. Os fatores de sollicitação nesta condição estão mostrados na tabela 04 em cor verde.

Da mesma forma, os fatores de sollicitação (k_m) superiores à relação $\frac{M_{k,máx,1}}{M_{k,máx,PROJETO}}$ indicam que o dimensionamento de projeto da armadura de tração positiva, para a ação do momento fletor correspondente, na idade do evento crítico, está sem nenhuma segurança, tendo portando uma deficiência de armadura de tração. Os fatores de sollicitação nesta condição estão mostrados na tabela 04 em cor vermelho.

Através da análise dos limites indicados na tabela 07, e dos fatores de sollicitação da tabela 04, mostrados em verde e vermelho, observa-se que em boa parte dos eventos críticos, as sollicitações de projeto estão superadas. Em vermelho destacam-se os últimos eventos críticos que estão com perda total de segurança, sendo ainda superados em percentuais que variam de 8,5 % a 18%.

Cabe destacar que os coeficientes de segurança, preconizados pela NBR 6118/2007, representam incertezas de projeto para garantir a estabilidade do elemento estrutural no estado limite último. Desta forma, os fatores de sollicitação (k_m), em cor verde na tabela 04, não garantem que os coeficientes de segurança, mesmo que minimizados, sejam capazes de absorver as tensões acima daquelas previstas em projeto, haja vista que as incertezas ainda estão presentes.

Observe-se que, com o aumento do número de jogos de pontaletes, os últimos eventos críticos tiveram os fatores de solicitação com aumento de perda de segurança, chegando ao limite de 18% além da perda máxima de segurança.

A utilização de diferentes tipos de cimento não mostrou tendência de melhora ou piora da perda de segurança em todas as situações testadas. O mesmo é observado para os diferentes ciclos de execução testados.

Desta forma, pode-se dizer que, a partir do estudo teórico realizado, há uma situação crítica de segurança estrutural presente em todas as situações testadas. Observe-se, ainda, que a utilização de um número maior de jogos de pontaletes, o uso de um cimento de cura mais rápida, ou a adoção de ciclos mais lentos de execução, não se mostraram capazes de minimizar o problema apresentado. A situação observada do número de jogos de pontaletes apresenta uma tendência contra intuitiva, na medida em que o seu aumento piora a situação de perda de segurança.

Os coeficientes de segurança preconizados pela NBR 6118/2007 ($\gamma_f = 1,4$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$) podem ser representados por um coeficiente global de segurança, sendo que, para idade de projeto (28 dias), resulta num valor médio próximo de 1,66. Para a situação apresentada neste estudo comparativo, o coeficiente global de segurança é de 1,627. Para outras situações de dimensionamento, este valor fica em torno de 1,61 e 1,72.

Do ponto de vista teórico, este estudo sugere que este coeficiente global de segurança de projeto deveria ser majorado. Se considerada uma situação hipotética, durante as etapas construtivas, em que as incertezas que dão origem à segurança normativa de projeto forem inexistentes, o coeficiente global de segurança para projeto deveria ser majorado em até 8,5% para $m = 2$, até 14,6% para $m = 3$ e até 18% para $m = 4$, independente do tipo de cimento ou ciclo de execução utilizados. Nesta situação, os coeficientes de segurança de projeto para utilização da edificação seriam incluídos na segurança da estrutura nas etapas construtivas, com os acréscimos sugeridos.

Considerando-se outra situação, na qual existam as mesmas incertezas de projeto para utilização da edificação, durante as etapas construtivas, o coeficiente global de segurança para projeto deveria ser majorado em até 78% para $m = 2$, até 87% para $m = 3$ e até 92% para $m = 4$, independente do tipo de cimento ou ciclo de execução utilizados. Nesta situação, os

coeficientes de segurança de projeto para utilização da edificação não são incluídos na segurança da estrutura durante as etapas construtivas, sendo, portanto, acrescentados a estes.

A NBR 6118/2007 estabelece que, para combinações de construção, o coeficiente de segurança γ_c pode ser reduzido de 1,4 para 1,2, assim como o coeficiente γ_f pode ser reduzido de 1,4 para 1,3. Recalculando-se a relação $\frac{M_{k,máx,2}}{M_{k,máx,PROJETO}}$, com estes coeficientes, os acréscimos sugeridos cairiam, de 78% para 62% quando $m = 2$, de 87% para 72% quando $m = 3$, e de 92% para 77% quando $m = 4$.

Cabe destacar que as normas não estabelecem cargas variáveis durante as etapas construtivas, para serem consideradas no dimensionamento de projeto, sendo, portanto, um item a ser aprimorado na normatização. Destaca-se, ainda, que as solicitações que surgem nos elementos estruturais, analisadas nos estudos teóricos, pressupõem que os pontaletes estejam no mesmo prumo entre os diferentes pavimentos. Importante observar que a não ocorrência deste prumo em obra pode acarretar em solicitações bastante diferentes daquelas previstas no cálculo teórico. Este fato deve ser objeto de detalhamento e especificação clara em projeto e, principalmente, de um procedimento adequado e rigoroso em obra.

Os valores máximos apresentados neste estudo provém dos primeiros pavimentos e estes picos tem forte influência na consideração inicial de cálculo, onde a base da edificação é rígida. Em termos práticos, a consideração da rigidez da base da edificação é de difícil análise, haja vista que envolve as condições superficiais do solo, as condições de apoio dos pontaletes, além de uma análise geotécnica. É provável que para um solo com rocha na superfície, estes valores representem bem a realidade. No entanto, para outras situações em que a base é menos rígida, espera-se que os fatores de carga máximos se aproximem dos valores convergidos, observados a partir do pavimento 8, na medida em que a base da edificação tenha uma rigidez equivalente à rigidez dos pavimentos de concreto. Nesta situação os fatores de carga máximos, positivo e negativo, sofrem uma redução da ordem de 20%.

Outro aspecto importante a ser discutido neste capítulo refere-se à análise dos máximos fatores de carga negativos aplicados pelos pontaletes nos pavimentos, no instante da concretagem do mesmo. Nos gráficos apresentados nas figuras 14 e 15, estes fatores ($k = -1$) foram desprezados (considerados $k = 0$). Esta consideração encontra justificativa nas

condições reais de execução do pavimento, pois, no instante da concretagem, o carregamento correspondente ao peso do concreto fresco está suportado por uma estrutura provisória formada por vigas metálicas transversais e longitudinais à laje, com vinculações rotuladas, formando um plano capaz de acomodar-se ao formato da laje. Nesta condição, quaisquer deformações que ocorram nos pavimentos inferiores serão transmitidas ao pavimento que está sendo concretado e este irá iniciar o processo de endurecimento numa geometria já deformada. Desta forma, entende-se que o concreto fresco e nas primeiras idades, não é solicitado por um fator de carga $k = -1$, já que, na condição de fresco, possui capacidade de acomodação, e, na condição de início de endurecimento (primeiras idades), é suportado por um sistema de escoramento (vigas metálicas transversais e longitudinais) com puntaletes próximos uns dos outros.

Por fim, discute-se a situação da perda de segurança, através da redução dos coeficientes globais de segurança. Em que pese o fato destes coeficientes representarem várias incertezas de projeto, o dimensionamento é realizado no Estado Limite Último e a inexistência de segurança representa assumir que a estrutura possa chegar ao limiar do colapso, com níveis de deformação e fissuração que provocam danos irreversíveis aos elementos estruturais. Desta forma, entende-se que para quaisquer situações de carregamento, além daquelas previstas em projeto (com coeficiente de segurança), provocado por ações durante a construção, não se deve abrir mão da segurança normativa, ou permitir uma redução compatível com as características do carregamento (combinações de construção).

4 DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA EXPERIMENTAL

O programa experimental desta pesquisa propõe instrumentar uma parte representativa de uma estrutura de concreto armado de uma edificação em construção em Porto Alegre, que trabalhe em ritmo acelerado, visando atingir os objetivos inicialmente propostos. Para isso, optou-se por instrumentar os pontaletes que fazem parte de um conjunto que liga vários pavimentos, acoplando células de carga no topo dos mesmos.

Para atingir tais objetivos, é fundamental o desenvolvimento de uma metodologia experimental, haja vista o ineditismo e as peculiaridades deste tipo de ensaio de campo, em que pese todas as variáveis envolvidas e o ambiente com potencial fortemente agressivo. Esta metodologia foi desenvolvida gradativamente num processo de aprendizado, na medida em que os equipamentos foram testados e retestados.

A viabilidade econômica deste projeto de pesquisa ancorou-se no processo de construção dos equipamentos com custos comedidos.

Neste cenário, restam definidos os equipamentos necessários e suas respectivas características, conforme segue:

a) construção de células de carga que apresentem fidedignidade⁵ e validade⁶ de resultados adequados, contando com as seguintes características:

i) reprodutibilidade⁷ de resultados, adequando-se às imperfeições das escoras, já que foram utilizadas as escoras disponíveis na obra, e às variações térmicas, visto que o ambiente do ensaio não é controlado, podendo ser monitorado para posterior análise de possível interferência nos resultados;

ii) repetitividade⁸ de resultados adequada à grandeza dos valores em questão;

⁵ Fidedignidade se refere ao grau de repetibilidade e reprodutibilidade do resultado de uma medição (precisão)

⁶ Validade se refere ao grau de exatidão (acurácia) do resultado de uma medição (o quanto o resultado se refere ao que se queria medir ou se pensava estar medindo)

⁷ Reprodutibilidade de resultados se refere ao grau de concordância entre resultados das medições de um mesmo mensurado sob condições variadas de medição

⁸ Repetitividade de resultados se refere ao grau de concordância entre os resultados de medições sucessivas de um mesmo mensurado efetuadas sob as mesmas condições de medição

iii) níveis de tensão inferiores ao limite elástico para os níveis de carga exigidos, para o material utilizado;

iv) carga mínima adequada aos níveis de carga exigidos;

v) respostas numéricas preferencialmente lineares, mas não obrigatoriamente.

b) montagem de um sistema de aquisição de dados robusto e autônomo com as seguintes características:

i) leituras contínuas durante todo o período do ensaio;

ii) memória com autonomia adequada;

iii) resolução adequada;

iv) robustez capaz de enfrentar a agressividade do ambiente de uma obra, como intempéries ou até mesmo ações danosas não intencionais.

A descrição da construção dos equipamentos é apresentada a seguir.

4.1 CONSTRUÇÃO DA CÉLULA DE CARGA

Julgou-se viável construir um modelo de célula de carga adequado ao fim que se destina. Para isso, foram testados vários protótipos que atendessem às necessidades desta pesquisa.

Foram observadas as condições dos pontaletes utilizados em obra e constatou-se que havia várias imperfeições geométricas, fruto do desgaste natural frente ao uso do equipamento, como amassados ao longo do comprimento e, principalmente, o empenamento da chapa de base. Desta forma, mesmo com o pontalete apumado, a célula de carga deve dar respostas idênticas independente da posição frente ao giro ao longo do seu eixo longitudinal.

As intempéries também fazem parte das variáveis que podem influenciar nos resultados. Assim, a célula de carga deve ser capaz de absorver estas variações sem alterar os resultados, ou alterando valores que não sejam significativos para o ensaio.

O material utilizado para a construção da célula de carga foi o aço, e buscou-se um nível de tensão abaixo do limite elástico, ou seja, a partir de uma leitura “zero” até um determinado carregamento, a leitura deve voltar ao valor inicial (zero) com a retirada da carga. O nível de carga testado inicialmente foi de 12kN, passando para 15kN posteriormente.

O equipamento deve ter um valor mínimo a ser medido com confiabilidade, razão pela qual este valor deve ser adequado ao uso. Estima-se que para o ensaio em questão, a célula de carga deve ter uma leitura mínima confiável da ordem de 0,5 kN. Da mesma forma, os incrementos de leitura ou resolução podem ser da ordem de 0,3 kN. Estes valores são estimados, uma vez que se acredita que um ensaio desta natureza não necessite de valores excessivamente precisos.

A linearidade de resultados frente a incrementos de carga é uma característica desejada, pois viria a facilitar o tratamento dos dados coletados após o ensaio. No entanto, a não observância desta característica não inviabiliza a sua utilização.

As células de carga foram construídas com a utilização de extensômetros elétricos de resistência (strain gages), haja vista tratar-se de uma tecnologia amplamente utilizada na engenharia e apresentar custos compatíveis com uma pesquisa acadêmica. Desta forma, faz-se necessário um breve esclarecimento da forma de utilização destes dispositivos elétricos.

4.1.1 Extensômetros Elétricos de Resistência

O extensômetro é composto de um material base, em geral poliamida, e de um elemento resistor, em geral de cobre-níquel ou níquel-cromo de várias espessuras, que podem ser de fio ou lâmina, conforme mostra a figura 20.

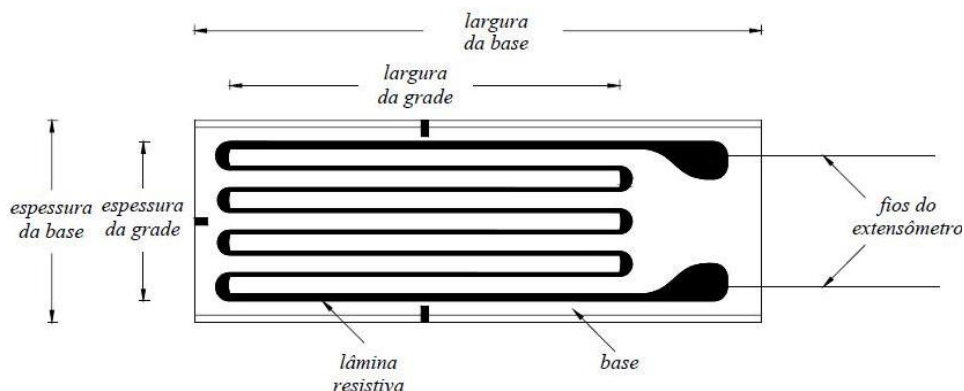


Figura 20: extensômetros elétricos de resistência

Sua utilização baseia-se no fato de que os metais mudam a sua resistência elétrica quando sofrem uma deformação. Sendo l o comprimento original antes da deformação e apresentando uma resistência elétrica R , após um determinado alongamento, o comprimento passa a ser $l + \Delta l$, e a resistência será igual a $R + \Delta R$. A resistência também aumenta com a diminuição da seção do condutor (efeito Poisson).

A célula de carga é composta de uma peça em aço que, sob ação de um carregamento, sofre deformações por flexão, compressão ou tração, provocando tensões normais de tração e compressão no material. Para analisar estas tensões, as deformações específicas são determinadas por meio da variação da resistência elétrica. Para isso, cola-se o extensômetro elétrico de resistência sobre a superfície do material (aço), ficando ele sujeito à mesma deformação da referida superfície. Logo, se a peça em aço for alongada (tracionada) ou encurtada (comprimida) na região do extensômetro, a resistência elétrica também irá variar a partir do valor em repouso R . A deformação específica é dada pela equação 11.

$$\frac{\Delta R}{R} = K\varepsilon \quad (11)$$

onde K é a constante característica do extensômetro;

R é a resistência elétrica do fio, em Ω ;

ΔR é a variação da resistência elétrica do fio, em Ω ;

ε é a deformação longitudinal específica (m/m) do fio.

A medição dos extensômetros é feita através de circuitos elétricos especiais para medidas de deformação. O circuito geralmente empregado é a ponte de Wheatstone, sendo o mais utilizado e o que apresenta maior precisão para medidas de pequenas variações de resistência. A figura 21 apresenta um exemplo deste circuito.

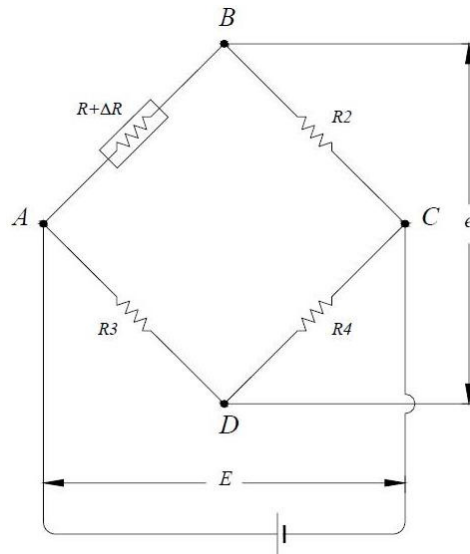


Figura 21: circuito em ponte de Wheatstone

R é a resistência do extensômetro, R_2 , R_3 e R_4 são resistores fixos e uma tensão (diferença de potencial elétrico) E é aplicada no circuito da ponte, medindo-se uma diferença de potencial de saída e . Considerando que o extensômetro sofra uma determinada deformação, e a resistência mude para $R + \Delta R$, então existirá uma tensão, $e + \Delta e$, gerada nos terminais de saída da ponte, que representa a diferença de potencial entre os pontos D e B que se pretende medir.

A variação de voltagem de saída da ponte Δe é proporcional à variação relativa na resistência do extensômetro ΔR e proporcional à deformação, ϵ . Logo, para se determinar o valor da deformação, é necessário apenas medir a variação da voltagem de saída da ponte.

É importante mencionar que o circuito de entrada de todo instrumento de medida de deformação inclui um circuito de ponte, e os braços da ponte são formados por extensômetros e resistores fixos de precisão com os mesmos valores de resistência inicial, ou seja, balanceada, cuja disposição pode ser:

- a) um quarto de ponte: consiste na utilização de um extensômetro posicionado em um dos braços, o qual estará colado no material da célula de carga, e de três resistores de precisão nos outros três braços. Nesta condição, não há compensação de temperatura;
- b) meia ponte: consiste na utilização de dois extensômetros em dois braços diferentes da ponte, os quais serão colados no material da célula de carga, e de dois resistores de precisão nos outros dois braços. Nesta condição, se ambos em tração (ou compressão) em 1 e 4, ou 2 e

3, não há compensação de temperatura. Se um em tração e um em compressão, em 1 e 2, ou 3 e 4, há compensação de temperatura;

c) ponte completa: consiste na utilização de quatro extensômetros ligados em cada um dos braços da ponte, os quais estarão todos colados no material da célula de carga. Esta condição exige 1 e 4 em tração, e 2 e 3 em compressão, ou vice-versa, havendo compensação de temperatura. Se 1 e 2 em tração, e 3 e 4 em compressão, o sistema não funciona.

Ao se utilizar extensômetros, pretende-se medir exclusivamente as deformações na célula de carga em função do carregamento (mecânico) aplicado. Porém, a dilatação ou retração do material, devido às variações térmicas, provocam variações volumétricas, cujas deformações não podem ser desprezadas. O coeficiente de dilatação do aço fica em torno de $\alpha = 0,00001 / ^\circ\text{C}$, o que significa que para cada grau Celsius variado no ambiente do ensaio, a deformação devido à temperatura será de $10\mu\epsilon$. Desta forma, para o ambiente de ensaio em obra, estas variações podem provocar resultados indesejados.

Andolfato et al. (2004) sugerem a utilização de um extensômetro compensador para anular as variações sofridas no corpo-de-prova. Esta técnica, cujo circuito também é classificado pelo autor como um quarto de ponte, utiliza um extensômetro colado no corpo-de-prova, chamado de extensômetro ativo (R1), no caso a célula de carga, e outro colado em um corpo-de-prova semelhante ao que será ensaiado, de mesmo material, mas que não sofrerá deformação nenhuma devido ao carregamento. Este último é chamado de compensador e deve ocupar a posição de R2 ou R3, nunca em R4. Nos dois braços restantes da ponte são utilizados resistores fixos.

Qualquer que seja a configuração da ponte, é importante que o posicionamento dos extensômetros em cada braço da ponte seja feito de forma correta com relação àquilo que se quer medir.

Para uma configuração de ponte de Wheatstone, a variação de tensão, Δe , é dada pela equação 12, se todos os braços da ponte tiverem a mesma resistência.

$$\Delta e = \frac{K.E}{4} \cdot (-\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 - \epsilon_4) \quad (12)$$

onde:

K é a constante característica que representa a sensibilidade à deformação do material metálico do extensômetro (fator do extensômetro ou *gage factor*), cujo valor varia de acordo com o material resistivo, mas que em geral é aproximadamente igual a 2;

ε_1 , ε_2 , ε_3 e ε_4 são as deformações específicas dos extensômetros 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

Esta equação explica alguns detalhes importantes para definir a configuração da ponte de Wheatstone e o posicionamento dos extensômetros nos braços da ponte, sabendo-se que os sinais da deformação acompanham o significado físico dos mesmos, ou seja, positivo para alongamento e negativo para encurtamento. Importa lembrar que é desejável que a leitura de saída, Δe , seja o maior valor possível, na medida em que esta amplificação proporciona leituras com maior precisão.

A partir da figura 22, tem-se que todos os resistores (extensômetros ou resistores fixos de precisão) possuem a mesma resistência inicial (balanceada) e os extensômetros, o mesmo *gage factor*, podendo ser feitas algumas considerações, conforme seguem abaixo:

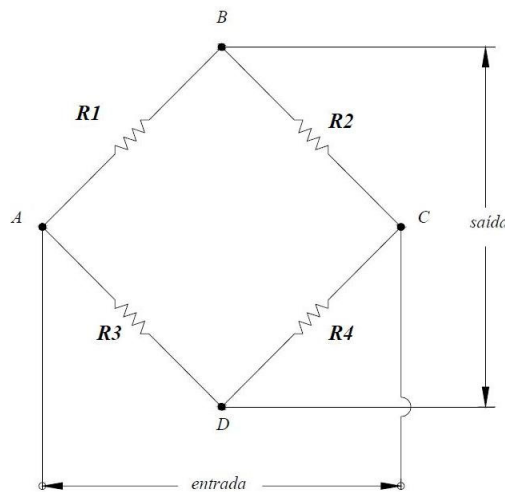


Figura 22: circuito em ponte de Wheatstone

- a) em uma configuração de um quarto de ponte, o extensômetro pode estar na posição de qualquer resistor (R_1 , R_2 , R_3 e R_4);
- b) em uma configuração de meia ponte, se os dois extensômetros forem tracionados ou comprimidos, os mesmos deverão ocupar posições opostas nos braços da ponte, ou seja, R_1 e R_4 , ou R_2 e R_3 . Caso contrário, se as tensões forem iguais, o resultado da leitura, Δe , será zero, e se forem diferentes, a leitura será excessivamente pequena;

c) em uma configuração de meia ponte, se um extensômetro for tracionado e o outro comprimido, os mesmos deverão ocupar os braços adjacentes da ponte, ou seja, $R1$ e $R3$, $R2$ e $R4$, $R1$ e $R2$, ou $R3$ e $R4$. Caso contrário, se as tensões tiverem valor igual em módulo, o resultado será zero, ou excessivamente pequeno;

d) em uma configuração de ponte completa, se os quatro extensômetros forem tracionados ou comprimidos e se as tensões forem iguais, o resultado será zero e, se houver diferenças de grandeza, a leitura será bastante pequena;

e) em uma configuração de ponte completa, se dois extensômetros forem tracionados e dois comprimidos, os pares de mesmo sinal deverão ocupar posições opostas nos braços da ponte, ou seja, os tracionados, em $R1$ e $R4$, e os comprimidos, em $R2$ e $R3$. Caso contrário, se as tensões tiverem valor igual em módulo, o resultado será zero;

f) uma configuração de ponte completa, com dois extensômetros tracionados e dois comprimidos, com tensões iguais em módulo, resulta numa leitura, Δe , quatro vezes maior que a mesma tensão em apenas um extensômetro (um quarto de ponte) e duas vezes maior que a mesma tensão em dois extensômetros (meia ponte);

g) uma configuração de ponte completa, com os extensômetros sob as mesmas condições ambientais, pode anular as deformações devido às variações térmicas. Já que esta variação dimensional é volumétrica, os quatro extensômetros estariam sujeitos às mesmas deformações (tração / dilatação e compressão / retração), resultando, assim, numa leitura zero. O que, por sua vez, é uma configuração bastante desejável;

h) a tensão de saída na ponte, Δe , é diretamente proporcional à tensão de entrada, E . Logo, é possível concluir que aumentando o valor de E até o limite especificado pelo fabricante, será aumentada a faixa de leitura e, conseqüentemente, a precisão.

Almeida (1996) destaca a provável necessidade de dispositivos condicionadores de sinais para amplificar as leituras de saída, Δe , tendo em vista serem muito baixos os valores medidos em investigações de peças metálicas. Esses circuitos, denominados de condicionadores de extensometria, são constituídos de amplificadores com ganhos de até 600 vezes.

Para obtenção de leituras confiáveis e com amplificação adequada, é necessário saber de antemão a natureza e a grandeza aproximada das tensões para posicionar os extensômetros em uma célula de carga.

Cabe lembrar, também, que alguns conceitos descritos aqui foram incorporados ao aprendizado ao longo do processo de construção dos equipamentos, motivo pelo qual nem tudo foi aplicado desde o início.

Os extensômetros elétricos de resistência ou strain gages (SG) utilizados nesta pesquisa, recomendados para instrumentações desta natureza, foram do tipo folha para uso geral, unidirecional, fabricado pela Kyowa Instruments Co. Ltd , modelo KFG-5-120-C1-11.

Para facilitar a soldagem dos cabos nos extensômetros, foram utilizados terminais para sistemas com 3 fios com dimensões de 13 x13 x 0,1mm e temperatura de trabalho de -196° a 120°C, que ligam os fios dos extensômetros nos cabos, de modo que qualquer movimento nos cabos não fosse transmitido para os extensômetros.

A colagem dos extensômetros e dos terminais foi feita de acordo com as especificações do fabricante e pode ser visualizada na figura 23.

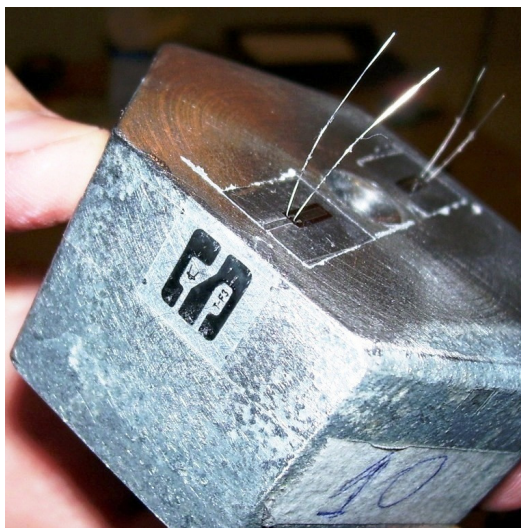


Figura 23: extensômetro e terminal colados no metal

4.1.2 Desenvolvimento Mecânico

Os pontaletes utilizados nos ensaio de campo são de dois modelos. Porém, com alguns ajustes localizados, a célula de carga adaptou-se às duas situações. Os pontaletes são constituídos por dois tubos metálicos, onde o tubo superior se encaixa no inferior, tendo graduações de abertura através de furos a cada 10 cm, e um dispositivo com rosca para um ajuste fino de altura acrescidas de chapas de aço no topo e na base. Os dois tipos de pontaletes utilizados podem ser visualizados na figura 24.

O desenvolvimento mecânico das células de carga, compatíveis com os pontaletes metálicos utilizados nas obras, passou por várias etapas e foram testados exaustivamente vários protótipos. Primeiramente, tentou-se acoplar um dispositivo junto ao encaixe das duas partes que compõem o pontalete. Posteriormente, foram testados vários modelos para serem fixados no topo do pontalete, junto ao fundo do elemento estrutural.



Figura 24: modelos de pontaletes utilizados nos ensaios de campo

Concluiu-se que o modelo de célula de carga mais adequado deve ter uma geometria em que o carregamento provoque flexão na peça, tendo o ponto de aplicação conhecido e fixo, de forma a garantir uma distribuição de tensões independente das condições geométricas e da posição do pontalete na estrutura. Observou-se também que, para anular as excentricidades do carregamento, devem ser utilizadas rótulas permitindo o giro tri-dimensional, o que pode ser obtido com auxílio de uma esfera, levando estaticamente a aplicação da carga ao ponto fixo e conhecido que se deseja. Uma situação supostamente ideal seria a de conceber um dispositivo com uma rótula entre o pontalete e a célula de carga e outra rótula no contato com o fundo da

laje ou fôrma. Porém, este modelo seria hipostático, já que a base constitui-se numa terceira rótula. Como o fundo das estruturas consiste num plano adequadamente nivelado, pode-se conceber um modelo em que a célula de carga esteja no topo do pontalete, com a superfície superior igualmente plana e bem executada, evitando quaisquer imperfeições que provoquem excentricidades. Desta forma, apenas uma rótula entre o pontalete e a célula de carga é suficiente.

Depois de terem sido testados vários protótipos nas condições previstas anteriormente, optou-se por utilizar um tampão hidráulico sextavado de ferro maleável preto, com a carga aplicada através de uma esfera no centro da peça. O carregamento provoca flexão na placa sextavada do tampão e os extensômetros são colados na face externa da peça. Este tampão tem custo baixo no mercado e isso se tornou um grande atrativo, uma vez que não se produziria apenas uma célula de carga, mas no mínimo dez peças, motivo pelo qual as questões econômicas não puderam ser desconsideradas. O tampão possui 5 cm (2”) de rosca interna.

Para melhorar a superfície onde foram colados os extensômetros e a superfície oposta, e também para garantir a planicidade junto ao fundo da estrutura ou fôrma, procedeu-se um processo de usinagem com um passe de acabamento de profundidade e avanço pequenos. O protótipo proposto pode ser visualizado na figura 25.



Figura 25: tampão hidráulico sextavado de ferro maleável preto, com a carga aplicada através de uma esfera no centro da peça

Para avaliar a capacidade limite do tampão, procedeu-se um teste expedito, aplicando carga até a ruptura de uma peça não instrumentada. O limite elástico foi controlado visualmente

através da observância de alteração do comportamento de resposta do tampão frente ao carregamento crescente de 12 kN por minuto. O resultado deste ensaio indicou o limite elástico próximo de 17 kN, e a ruptura ocorreu por perfuração da esfera na placa do tampão aos 21,5 kN de carga.

Inicialmente, utilizou-se apenas um extensômetro colado ao tampão, com configuração de um quarto de ponte, haja vista que, naquele momento, desejou-se testar somente a parte mecânica da célula de carga, frente às imperfeições geométricas do pontalete e de um possível posicionamento fora de prumo em obra. Os testes foram realizados em uma prensa Shimadzu, com aquisição de dados pelo sistema SYSTEM 5000.

Comparou-se a leitura do extensômetro com a leitura da prensa Shimadzu, aplicando-se um carregamento centrado e crescente de zero a 12 kN. O resultado pode ser visto na figura 26.

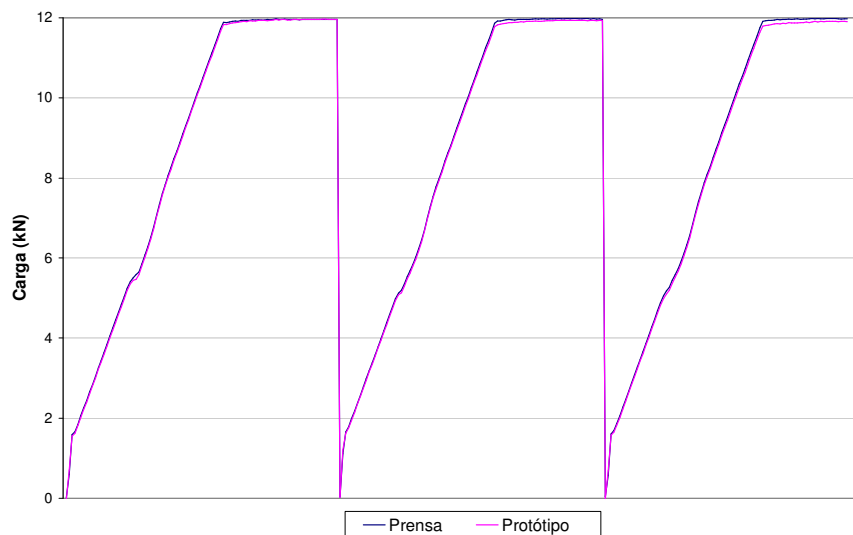


Figura 26: protótipo com carregamento centrado de 0 a 12 kN

Observou-se um bom comportamento, o que permitiu dar continuidade aos testes neste protótipo.

Para proteger o tampão instrumentado contra as intempéries e agressividades ambientais normais de um canteiro de obras, utilizou-se um *cap* de PVC, de diâmetro nominal de 100 mm utilizado em tubulações de esgoto. Para unir a chapa de topo do pontalete com a chapa de base do tampão, foram utilizadas quatro molas de tração. A esfera que aplica o carregamento do pontalete no tampão, atuando juntamente com as molas, permite que o conjunto gire livremente, anulando quaisquer excentricidades, compondo uma rótula.

A fim de garantir que este modelo de protótipo anule as referidas excentricidades, executou-se o mesmo ensaio anterior, provocando-se excentricidades através de inclinações no eixo que simula o pontalete, como pode ser visualizado na figura 27. O carregamento aplicado foi crescente de zero a 10 kN. Os resultados são apresentados na figura 28.

Repetiu-se o ensaio com carregamento crescente de zero a 12 kN. A condição de ensaio proposta foi de posicionar o eixo do tubo que simula o pontalete, excêntrico com relação ao eixo do protótipo, como é mostrada na figura 29, e centrada. Os resultados podem ser visualizados na figura 30.

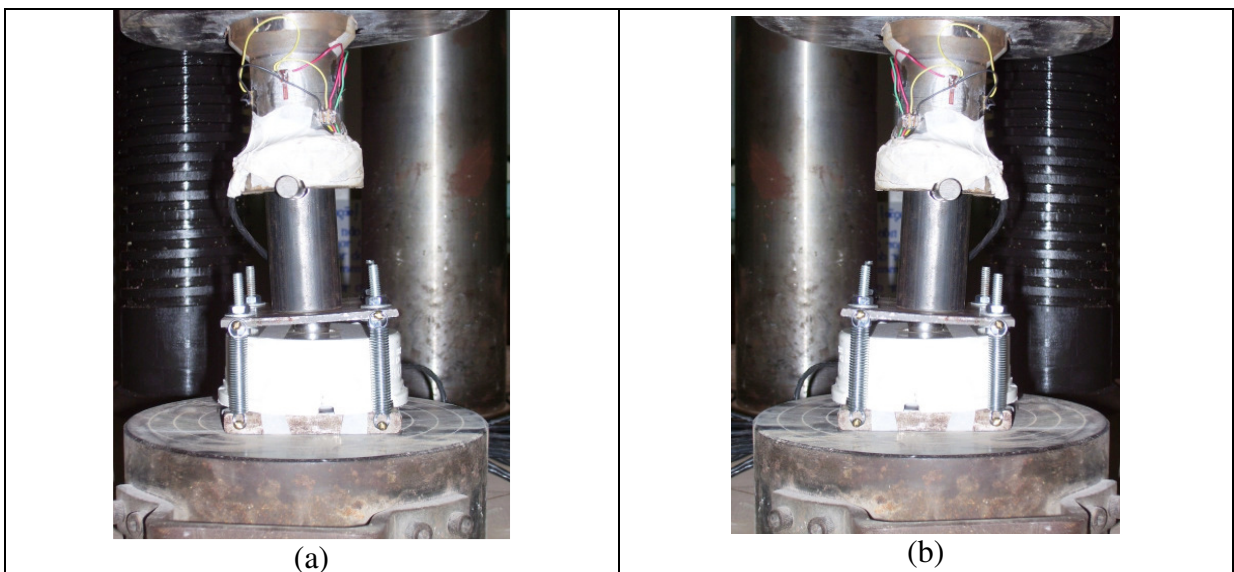


Figura 27: (a) condição de ensaio 1, (b) condição de ensaio 2

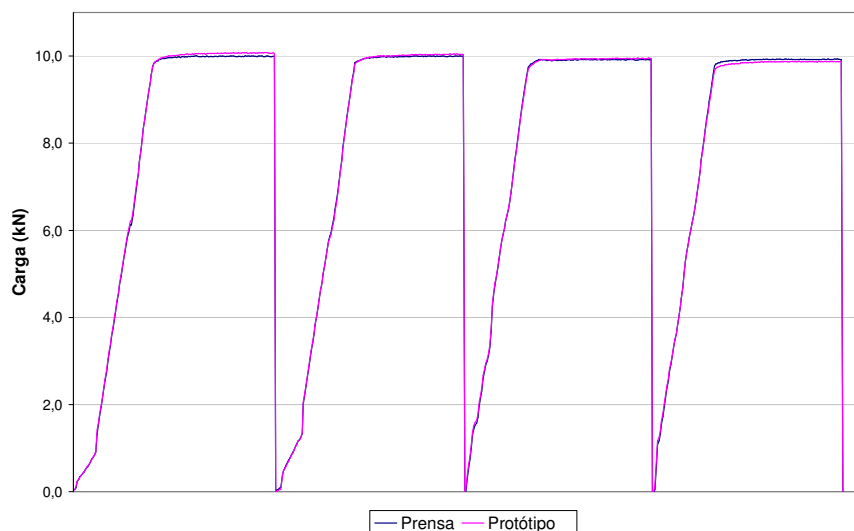


Figura 28: condição de ensaio 1 (2 vezes) e condição de ensaio 2 (2 vezes)

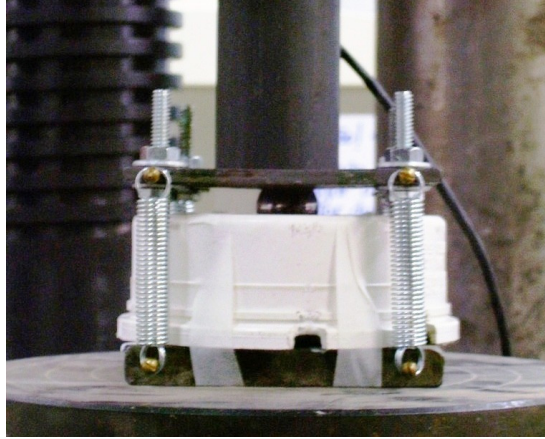


Figura 29: condição de ensaio excêntrica

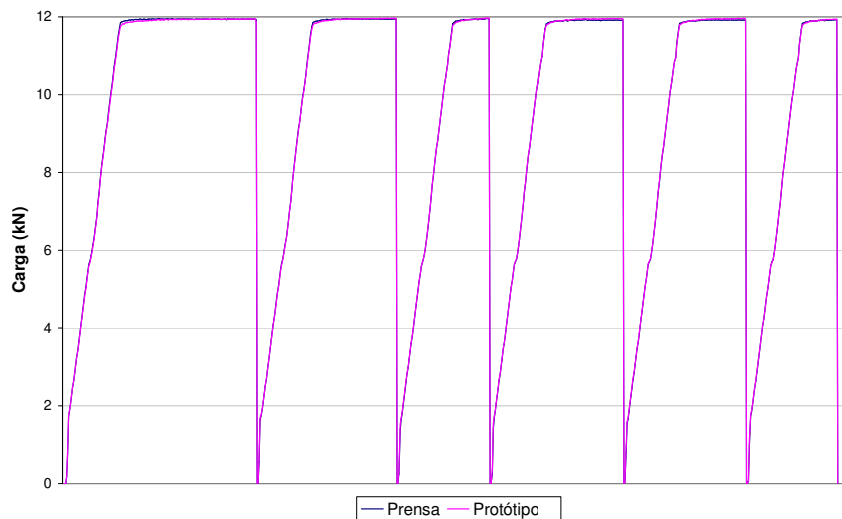


Figura 30: condição de ensaio centrada (3 vezes), excêntrica (3 vezes)

Os resultados demonstraram que o modelo é suficientemente capaz de anular as excentricidades provocadas nestes ensaios. Esta conclusão é reforçada ao analisar-se o comportamento frente aos incrementos de carga mostrados na figura 31, através do gráfico comparativo entre a leitura da prensa e a leitura do protótipo, mostrando uma tendência de comportamento linear e com boa repetitividade, sendo, portanto, adequado ao uso que se pretende.

A boa repetitividade também ocorre devido aos vários ciclos de carga pelos quais a peça foi submetida, eliminando prováveis acomodações entre os componentes.

Os resultados obtidos até o momento aprovam este modelo, restando testá-lo junto ao pontalete. Este último ensaio representa a forma mais aproximada àquela que será submetida em obra.

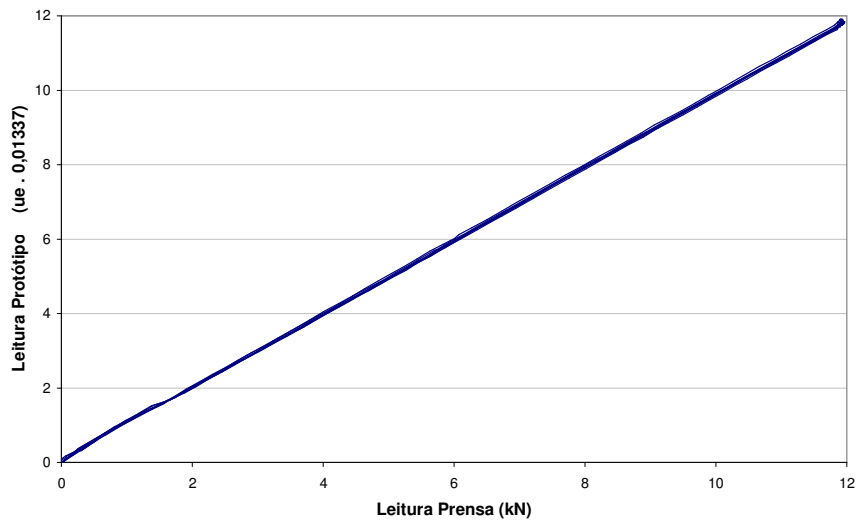


Figura 31: análise de comportamento e repetitividade - centrada (3X), excêntrica (3X)

O referido ensaio foi realizado com auxílio de um pórtico metálico, um macaco hidráulico, uma célula de carga industrial de 30kN (CI-30) e do sistema SYSTEM 5000. Ao se comparar as duas leituras (protótipo e célula CI-30), pretendeu-se avaliar o desempenho do protótipo a partir de uma leitura confiável, devidamente calibrada (CI-30). Logo, acredita-se que a melhor situação para esta comparação é posicionar o protótipo e a célula CI-30 ligados diretamente um ao outro. Para facilitar a execução do ensaio e permitir as mudanças de posicionamento do pontalete, inverteu-se o sentido do pontalete, para que o protótipo e a célula CI-30 ficassem junto à base do pórtico. Na figura 32, pode-se observar o modo de realização dos ensaios.

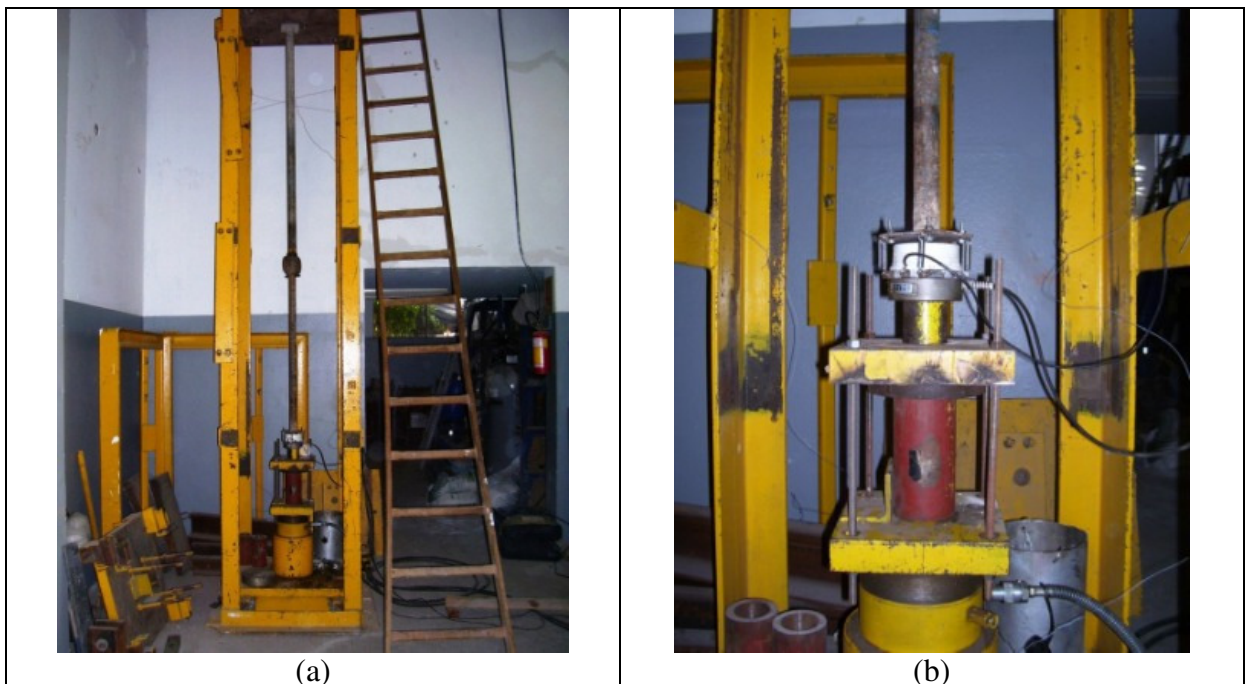


Figura 32: posicionamento de ensaio

As condições de ensaio foram alteradas vinte e uma vezes e, para cada condição, foram feitas 3 repetições, totalizando 63 repetições. São apresentadas abaixo apenas as cinco primeiras condições de ensaio, em razão da semelhança dos resultados. Foi alternada a posição da escora segundo o giro em torno do seu eixo longitudinal e a situação de prumo foi igualmente alternada entre a posição vertical e inclinada de aproximadamente 3° (no prumo e fora de prumo, respectivamente). As cinco primeiras condições de ensaio são descritas abaixo:

- a) pontalete no prumo e na posição 0° segundo seu eixo longitudinal;
- b) pontalete fora de prumo e na posição 90°;
- c) pontalete no prumo e na posição 90°;
- d) pontalete no prumo e na posição 180°;
- e) pontalete fora do prumo e na posição 270°.

Na figura 33, é possível visualizar a condição de prumo e fora de prumo. Na figura 34, os resultados são apresentados, com três repetições para cada condição de ensaio.

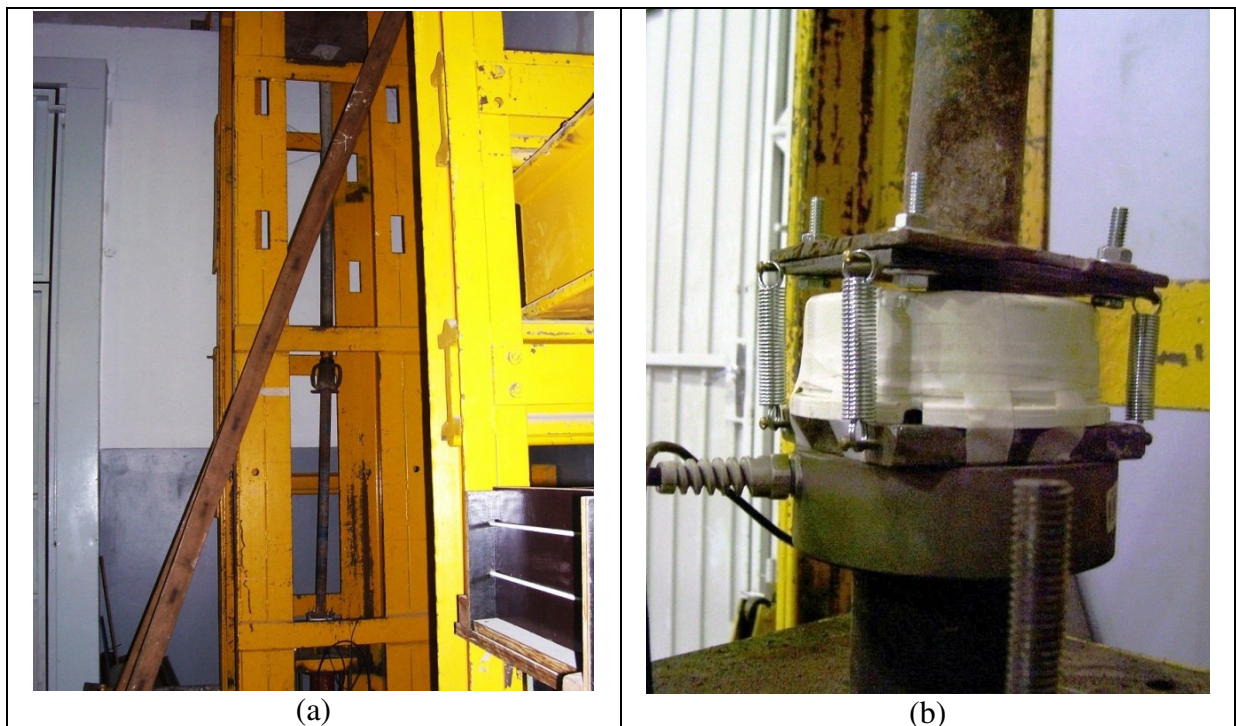


Figura 33: posicionamento fora de prumo

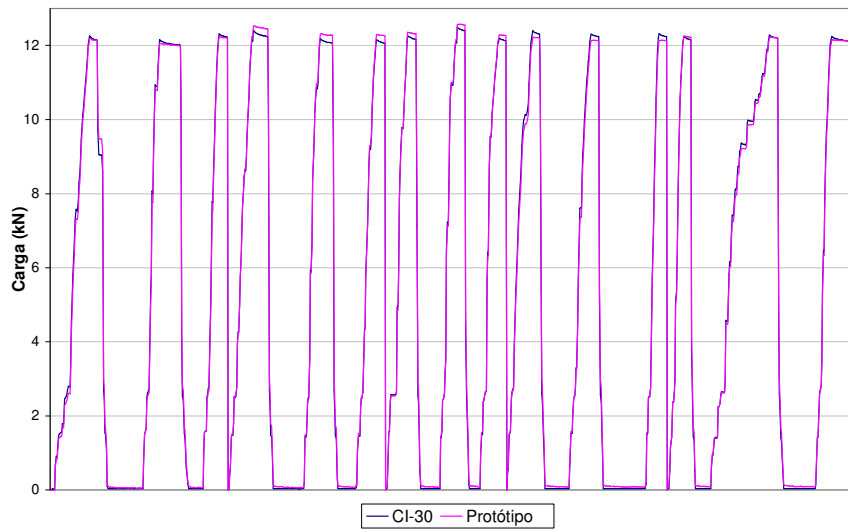


Figura 34: condição de ensaio a, b, c, d, e (todas repetidas 3 vezes).

Pode-se observar que os resultados apresentados possuem variações de pequena grandeza, sendo compatível com o que se espera do protótipo.

Na figura 35, verifica-se a comprovação da condição de comportamento e da repetitividade de todas as sessenta e três leituras.

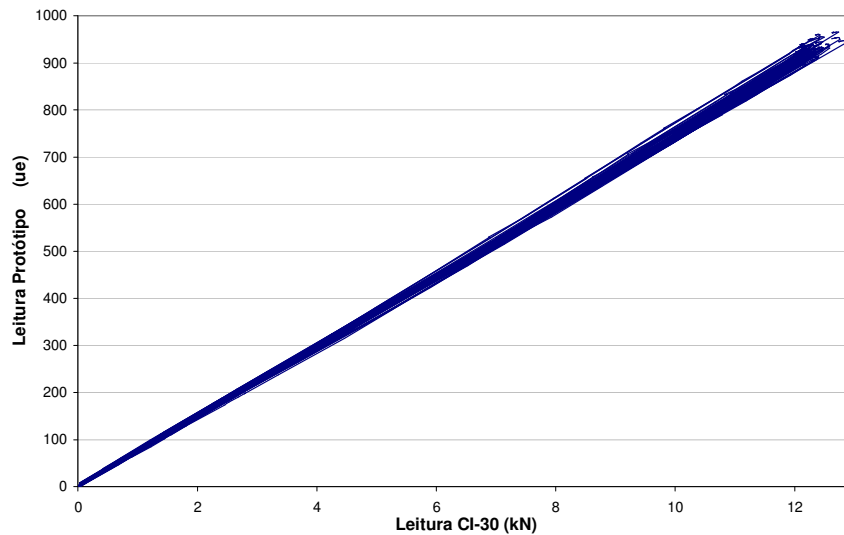


Figura 35: análise de comportamento e repetitividade – 63 repetições (21 condições de ensaio)

O gráfico mostra um comportamento aproximadamente linear e uma dispersão de leitura que varia de acordo com o nível de carregamento. Na faixa de 10 kN, a dispersão é da ordem de $\pm 3\%$, e no carregamento máximo (12kN) a dispersão passa para $\pm 3,8\%$. Isto significa dizer que, se a célula de carga registrar em obra uma leitura de 10 kN, a leitura real pode ser de 9,7 a 10,3 kN. Acredita-se que esta dispersão de leitura é adequada para o fim a que se destina.

Procedeu-se, ainda, um último teste no protótipo, aplicando-se uma carga constante por um determinado período de tempo, haja vista a suspeita de que pudessem ocorrer falhas de colagem do extensômetro, bem como um comportamento do aço semelhante à fluência do concreto. O referido carregamento foi aplicado na prensa Shimadzu com grandeza de 12 kN, por um período de 3 horas. O resultado pode ser visualizado na figura 36.

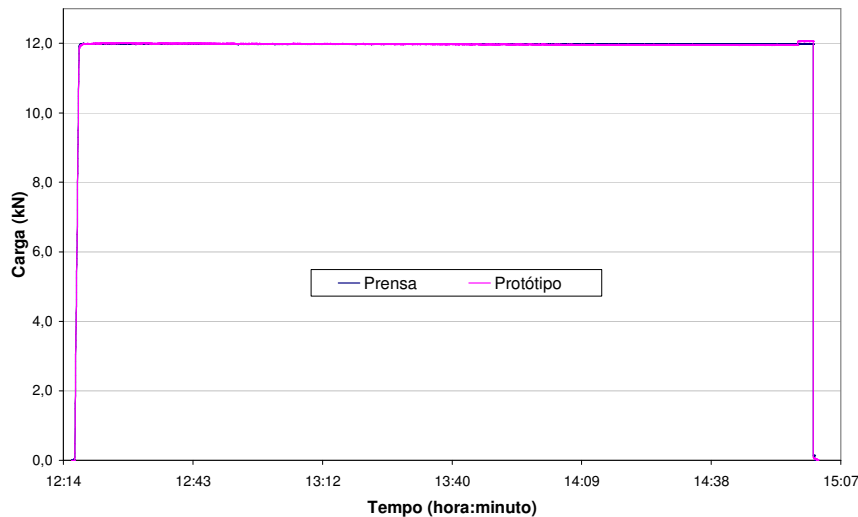


Figura 36: teste de carga permanente

Desta forma, este modelo foi o escolhido para ser utilizado nos ensaios de obra, haja vista que atendeu satisfatoriamente às características inicialmente previstas, conforme descrição que segue:

- a) o modelo se mostrou capaz de reproduzir resultado independente das condições geométricas das escoras, seja pelas próprias imperfeições, seja pelas condições de apoio na base e prumo. As condições frente às variações térmicas serão objeto de estudo posteriormente;
- b) os testes mostraram boa repetitividade de resultados, frente às grandezas em questão;
- c) o material não experimentou tensões que superassem o limite elástico;
- d) o protótipo apresentou bons resultados de comportamento nas faixas de carga mais baixas. A resolução será objeto de análise a seguir, quando da discussão do sistema de aquisição de dados e da provável amplificação do sinal;

e) o comportamento do material, frente aos incrementos de carga, mostrou uma boa linearidade;

f) os fatores de correção ou calibração tiveram pequenas alterações ao longo dos ensaios, fato que se justifica pelas acomodações dos componentes do conjunto da célula de carga, fazendo com que as peças definitivas passassem por um processo de ciclagem para sofrer as mesmas acomodações antes do ensaio de campo.

Pertinente referir que outros testes foram realizados neste processo de construção. Porém, apresentam-se neste texto somente aqueles que serviram de base para tomadas de decisões.

O croquis do projeto da parte mecânica da célula de carga e uma foto são mostrados nas figuras 37 e 38, respectivamente.

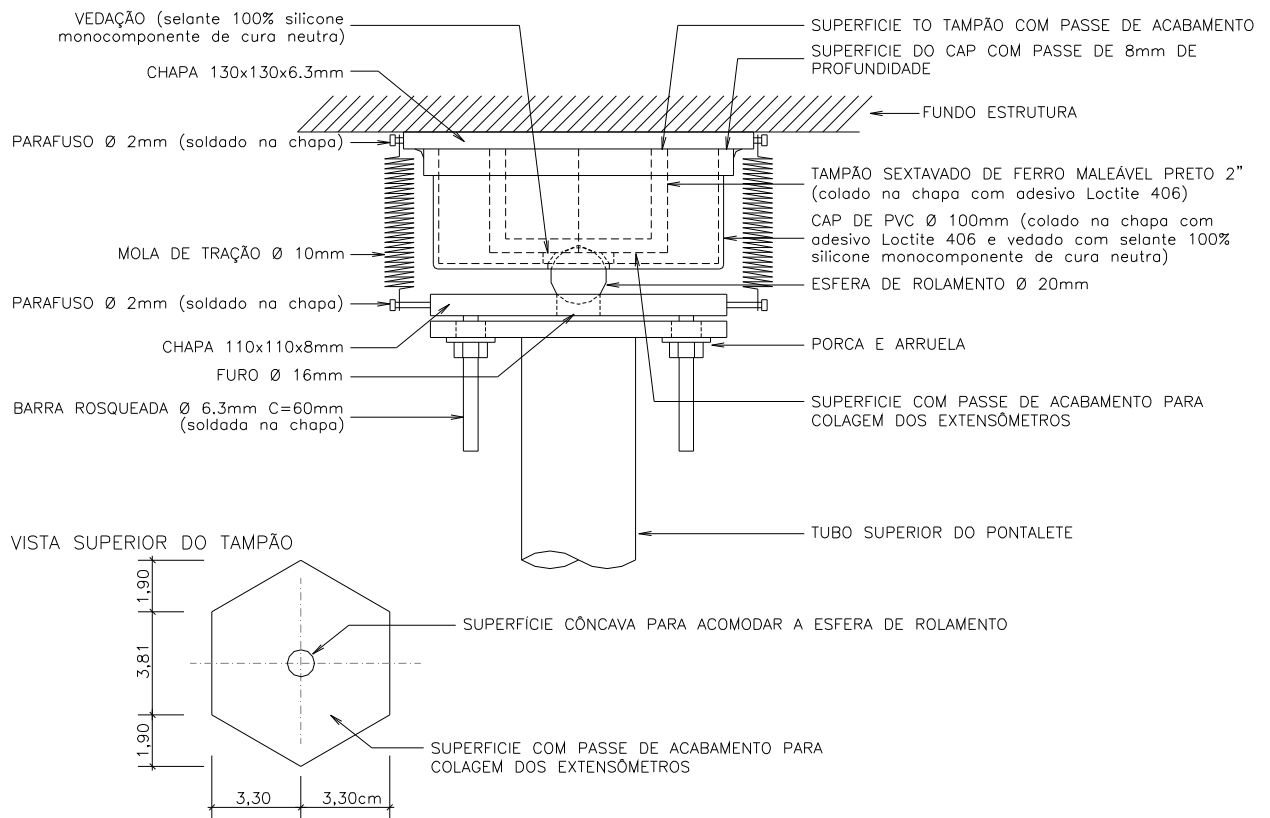


Figura 37: croquis da célula de carga



Figura 38: foto da célula de carga

Antes da colagem dos extensômetros nos tampões, as peças foram submetidas a ciclos de carga e descarga, com objetivo de minimizar acomodações futuras indesejadas. Este procedimento foi realizado na prensa Shimadzu, com sete ciclos de carga e descarga de 12 kN.

4.1.3 Desenvolvimento Elétrico

Os componentes elétricos das células de carga passaram por três fases de desenvolvimento, sendo que cada uma foi testada em um ensaio de campo, considerados ensaios teste. A última fase corresponde ao modelo definitivo utilizado nos ensaios de campo. A seguir, descreve-se as três fases de desenvolvimento elétrico das células de carga.

- Fase 1:

Nesta fase, a instrumentação da célula de carga deu-se através da utilização de dois extensômetros elétricos colados no tampão metálico, conforme mostra a figura 39, sendo que os mesmos estão sujeitos a deformações de tração.

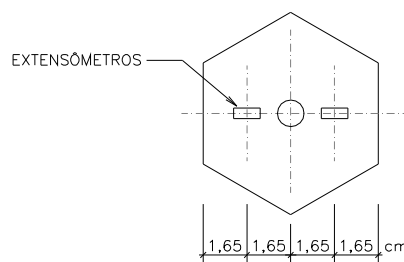


Figura 39: posição dos extensômetros no tampão

Para compor a ponte de Wheatstone, foram utilizados dois resistores fixos com resistência, R , de 120Ω , ocupando posições opostas nos braços da ponte. Esta configuração consiste em meia ponte. Tendo em vista que os dois extensômetros estão em tração, esta configuração não dispõe de compensação de temperatura.

Nesta fase, utilizou-se, ainda, um condicionador de sinal para cada célula de carga, sendo que os dois resistores fixos da ponte de Wheatstone foram mantidos junto a este circuito.

O amplificador operacional utilizado no condicionador de sinal foi o LM308, que consiste num circuito integrado com dois amplificadores operacionais no mesmo encapsulamento e atua com alimentação simétrica de $+8V$ e $-8V$. Igualmente, de forma simétrica, a ponte foi alimentada com $+2,5V$ e $-2,5V$, representando uma diferença de potencial de $5V$. Desta forma, simplificadamente, o circuito que foi construído recebe uma alimentação de $+12V$, $-12V$ e o terra (GND), reduz esta tensão para $+8V$ e $-8V$ (alimentação do amplificador operacional), reduz ainda para $+2,5V$ e $-2,5V$ (alimentação da ponte de Wheatstone), recebe a tensão de saída da ponte e amplifica em, aproximadamente, 1000 vezes o sinal. Este sinal é enviado para um registrador, porém, antes da entrada, é reduzido para um valor compatível com a faixa de leitura do equipamento. As ampliações visavam reduzir ruído e perda de sinal ao longo dos cabos entre a ponte e o registrador.

A comunicação da fonte de alimentação com o condicionador de sinal ($+12V$, $-12V$ e GND) foi feita por 3 condutores de dois pares de fio telefônico interno $2 \times 0,6$ cinza. Já o sinal amplificado foi transmitido por meio de dois condutores de um cabo 4×26 AWG com blindagem em malha AFT 300V.

O primeiro ensaio teste realizado em obra mostrou a necessidade de melhorar a célula de carga, dotando-a de dispositivo de compensação de temperatura.

- Fase 2:

Na fase 2, utilizou-se a mesma célula de carga (com dois extensômetros em tração) e condicionador de sinal da fase anterior. Porém, acrescentou-se, em cada célula de carga, um tampão metálico idêntico e nas mesmas condições ambientais, instrumentado com dois extensômetros compensadores de temperatura. Esta configuração consiste em ponte completa,

sendo que dois extensômetros estão em tração, ocupando posições opostas nos braços da ponte, e outros dois em repouso, para compensar as variações de temperatura.

Com este modelo foi feito um segundo ensaio teste, constatando-se que a compensação de temperatura foi parcial, e que o condicionador de sinal não possui robustez e confiabilidade necessárias para um ensaio experimental desta natureza.

- Fase 3:

Nesta fase, abandonou-se o condicionador de sinal e os extensômetros compensadores de temperatura. A célula de carga foi instrumentada com quatro extensômetros, sendo dois em tração e dois em compressão, ocupando posições opostas nos braços da ponte. A posição dos extensômetros pode ser visualizada na figura 40.

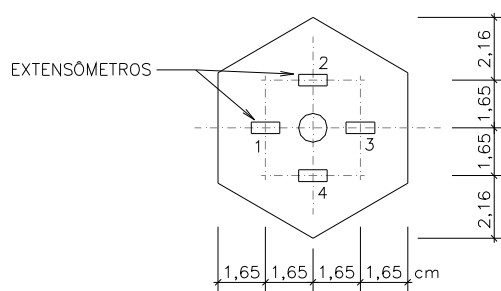


Figura 40: posição dos extensômetros no tampão

Com leituras individuais em cada extensômetro, realizadas no sistema System 5000, aplicando-se um carregamento de 12 kN no centro do tampão, observou-se as seguintes deformações: 1 ($821\mu\epsilon$), 2 ($-700\mu\epsilon$), 3 ($721\mu\epsilon$) e 4 ($-849\mu\epsilon$). Nota-se que os extensômetros 1 e 3 (traçoados) apresentam deformações, em módulo, da mesma ordem de grandeza dos extensômetros 2 e 4 (comprimidos). Com esta configuração, tem-se uma ponte completa dotada de compensação de temperatura e máxima amplificação possível do sinal de saída da ponte.

A comunicação da célula de carga com a fonte de alimentação (dois condutores) e com o registrador de dados (dois condutores) foi feita pelos 4 condutores do mesmo cabo utilizado anteriormente (4x26 AWG com blindagem em malha AFT 300V).

Um terceiro ensaio teste realizado em obra mostrou que este modelo é confiável, robusto e capaz de compensar as variações térmicas do ambiente na célula de carga. Desta forma, este foi o modelo de célula de carga utilizado nos ensaios de campo.

4.2 CONSTRUÇÃO DA CENTRAL DE AQUISIÇÃO DE DADOS

A central de aquisição de dados consiste num conjunto de equipamentos que cumpre as seguintes funções: suprir as células de carga com energia (fonte de alimentação); fazer o registro das leituras na saída da ponte de Wheatstone e armazená-las ininterruptamente durante o período do ensaio (registrador). Este equipamento também é dotado de conexões, suporte para os cabos de comunicação, entre outros acessórios.

4.2.1 Registrador

Para leitura de saída da ponte de Wheatstone das células de carga e armazenamento dos dados, utilizou-se o registrador eletrônico Fieldlogger, fabricado pela Novus Produtos Eletrônicos. Este é um equipamento de aquisição e registro de variáveis analógicas que opera como um registrador eletrônico de dados, armazenando as informações adquiridas em uma memória interna. Não é dedicado à leitura de extensômetros, mas é um equipamento micro processado com oito canais de entrada configuráveis independentemente, o que possibilita sua utilização em inúmeras aplicações. Sua configuração é feita através de um software que processa sobre sistemas operacionais amplamente utilizados em computadores pessoais. A entrada de sinal admite tensão elétrica (0 a 50mV), entre outras. Possui precisão de 0,2% da faixa máxima (50mV), capacidade de memória interna para 131.072 (128k) registros, alimentação primária de 100 a 240Vca/cc (50/60Hz) e secundária de 6 a 24Vcc. A comunicação com o microcomputador é feita através de um conversor isolado, modelo USB-485i. O registrador e o conversor podem ser visualizados na figura 41.

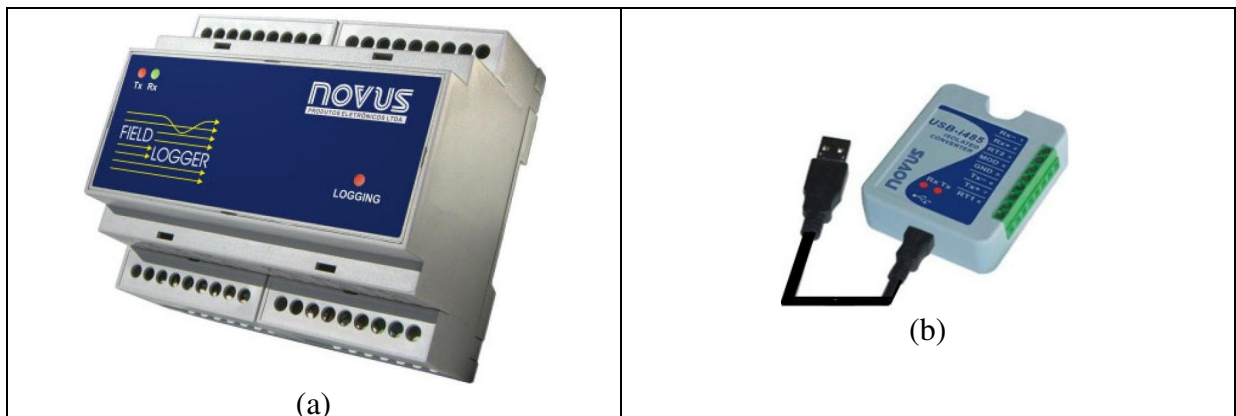


Figura 41: (a) registrador, (b) conversor

O sistema de aquisição necessita do software Field Chart 8C para leitura e configuração dos oito canais do registrador.

A entrada de dados utilizada (tensão elétrica de 0 a 50mV) pode ser lida com precisão de duas casas decimais, o que representa, aproximadamente, 1 μ e de resolução para uma configuração de ponte completa.

A memória do equipamento permite uma autonomia bastante razoável. Para leituras com intervalos de 5 minutos, os oito canais terão a memória esgotada com 57 dias de uso. Logo, este é o período máximo que se pode esperar para levar um computador portátil para o canteiro de obras e fazer a coleta de dados e esvaziamento da memória.

4.2.2 Fonte de Alimentação

A fonte de alimentação acompanhou as três fases de desenvolvimento, descritas anteriormente, sendo explicadas a seguir:

- Fase 1:

Na fase 1, adotou-se uma fonte única para as oito células de carga, através de uma alimentação primária a partir de um transformador de 15V x 15V, corrente de 1A e entrada de 110/220V selecionada por chave. A tensão obtida passa por um regulador LM7812 e LM7912, obtendo-se na saída uma tensão regulada de +12V e -12V.

O primeiro ensaio teste mostrou um conjunto de incertezas nos dados coletados, de origem pouco clara.

- Fase 2:

Nesta fase, também com fonte única para todo o sistema, foi construído um circuito para suprir o condicionador de sinal com +12V, -12V e GND, sendo que este possui, ainda, uma alimentação secundária através de duas baterias recarregáveis tipo gel com tensão de 12V e carga elétrica de 7Ah (Ampère-hora). Na falta de energia elétrica na obra, a fonte é substituída pelas baterias que alimentam o condicionador de sinal. Com o restabelecimento da energia elétrica, a fonte volta a alimentar o condicionador e ainda recarrega as baterias.

Durante o segundo ensaio teste, a fonte não cumpriu as funções desejadas, e constatou-se que o registrador era incompatível com este tipo de alimentação.

- Fase 3:

Os dois ensaios teste, realizados anteriormente, e outros testes em laboratório mostraram que o registrador não é compatível com este tipo de ligação elétrica (oito canais independentes com ponte de Wheatstone), pois possui uma referência única para os oito canais. Conseqüentemente, a leitura de uma célula em repouso é afetada por outra em carga. Por este motivo, foram adotadas fontes independentes por canal (célula de carga), com alimentação tipo linear, com tensão reduzida por um transformador, retificada por diodos, filtrada e regulada por circuito regulador de tensão. Estas fontes são usualmente utilizadas em *zip-drives* e fornecem tensões precisas, com baixo ruído.

Os testes de laboratório e o terceiro ensaio teste mostraram que este modelo de alimentação apresentava perfeita estabilidade de leitura entre os canais, independentemente destes estarem em carga ou não.

A fonte utilizada para alimentar cada canal, da marca Hayama, é estabilizada. A mesma possui tensão de entrada 127/220Vac-60Hz (comutável manualmente) e tensão de saída 5Vdc – 1 Ampère – CTO(+). Segundo o fabricante, esta fonte fornece 5V ($\pm 5\%$) em toda a faixa de 1 Ampère. Em função desta pequena variação, as dez células de carga (oito para uso e duas para reserva) foram fixadas nas dez fontes de alimentação, sendo calibradas e utilizadas sempre com a mesma combinação célula-fonte.

4.2.3 Conexões e Demais Acessórios

A central de aquisição de dados conta com alguns itens adicionais, tais como: caixa de proteção, conectores e suporte para os cabos de comunicação e de alimentação.

Foi elaborada uma caixa metálica de proteção dos equipamentos, com um trilho DIN 35mm para fixação do registrador, um filtro de linha de quatro tomadas, o conversor isolado USB/RS485 e os conectores. Esta caixa ainda acondicionava a fonte de alimentação e as baterias utilizadas na fase 2, sendo fixada em local seguro.

As conexões dos cabos com a fonte de alimentação e o registrador, inicialmente (fase 1 de desenvolvimento), foram bastante simplificadas. Posteriormente (fases 2 e 3), construiu-se um painel com conectores e outras ligações mais robustas.

As três fases de desenvolvimento da central de aquisição de dados podem ser visualizadas na figura 42.

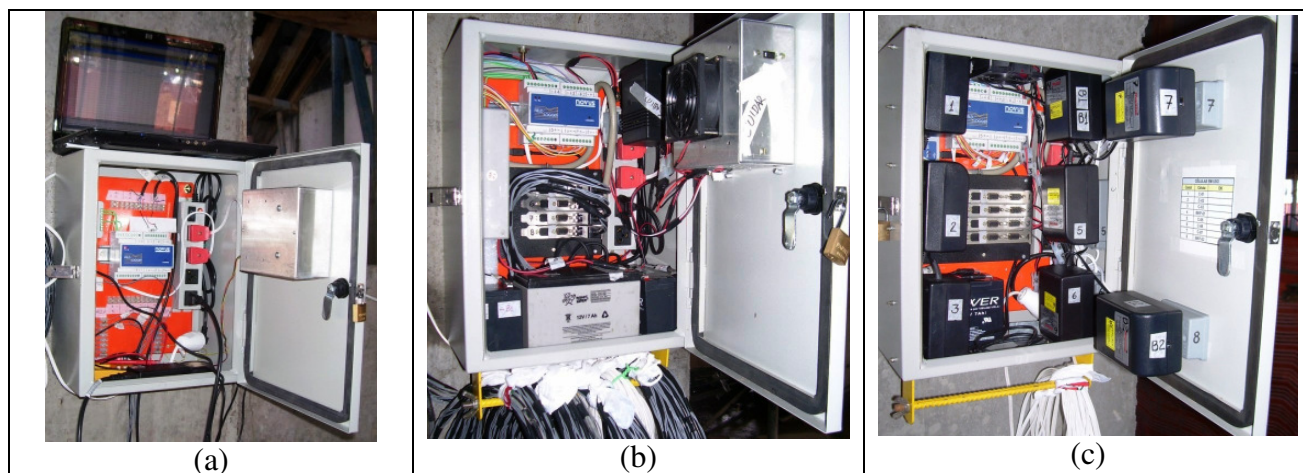


Figura 42: central de aquisição de dados: (a) fase 1, (b) fase 2, (c) fase 3

Na fase 3 de desenvolvimento, acrescentou-se, ainda, um equipamento eletrônico registrador de temperatura e umidade relativa do ar, Logbox RHT-LCD, fabricado pela Novus Produtos Eletrônicos. Este equipamento é semelhante ao registrador Fieldlogger. Porém, possui apenas dois canais configuráveis dedicados ao fim que se destina. A capacidade de memória é idêntica ao Fieldlogger, e a alimentação se dá por meio de uma bateria de lítio de 3,6 V, tamanho 1/2 AA. A coleta de dados ocorreu através de uma interface ótica IR-Link-3 USB, conectada a um computador através do software LogChart II, fornecido pelo fabricante.

A central de aquisição de dados fixada em obra, com a caixa fechada, com o acréscimo de outra caixa metálica para proteger o registrador Logbox, e com os cabos pendurados sob a caixa, podem ser visualizados na figura 43.



Figura 43: central de aquisição de dados em obra (fase 3)

4.3 ÚLTIMOS TESTES DO APARATO DE ENSAIO

O aparato de ensaio consistiu num conjunto dos equipamentos, descritos anteriormente, que foram desenvolvidos e testados exaustivamente. Descreve-se, a seguir, os últimos testes realizados no equipamento utilizado nos ensaios de campo.

4.3.1 Teste do Registrador e da Fonte de Alimentação

Em decorrência da interferência observada anteriormente nas leituras de células de carga em repouso, frente a outra em carga, procedeu-se um teste no qual foram ligadas todas as oito células de carga e carregadas uma a uma, individualmente. Na figura 44, pode-se comprovar a estabilidade de leitura de células em repouso, frente a uma série de seis e cinco repetições aplicadas nas células C1 e C2.

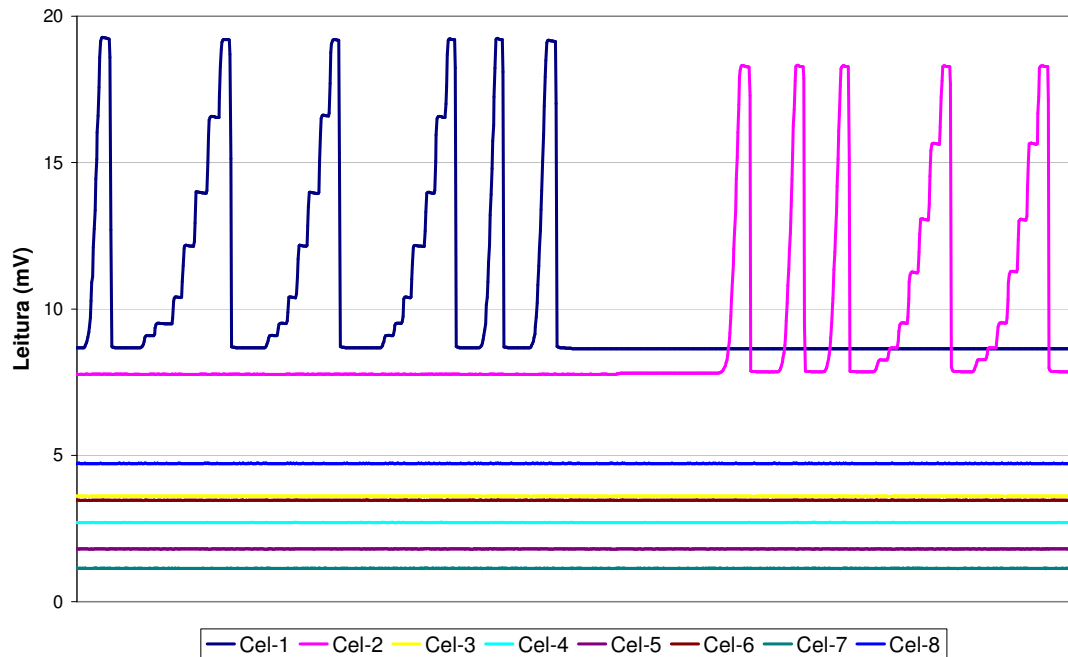


Figura 44: exemplo de estabilidade de leitura de células em repouso

4.3.2 Teste de Temperatura

O teste de temperatura foi realizado numa sala climatizada com um aparelho condicionador de ar, mantendo todas as células de carga submetidas às mesmas condições ambientais. As leituras de temperatura foram realizadas por meio de um termo-higrômetro digital (modelo HT-208, marca Icel).

Primeiramente, foram testadas as oito células (C1 a C8), sendo que a célula C8 ficou fora do ambiente climatizado. A diferença entre a maior e a menor temperatura foi de 8° C num período de trinta e oito horas. O gráfico da figura 45 mostra o resultado deste teste, sendo que as leituras das células em repouso foram multiplicadas por 10.

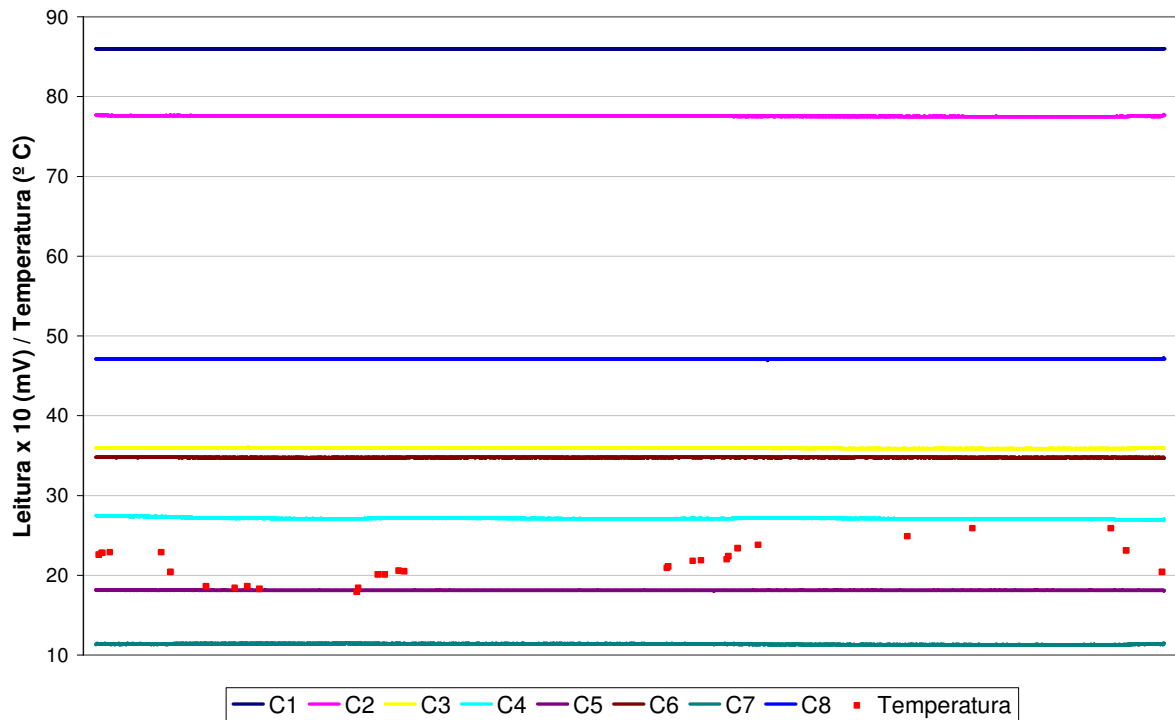


Figura 45: teste de temperatura das células C1 a C7 em ambiente climatizado

No gráfico da figura 46, pode-se visualizar os resultados do mesmo ensaio realizado com as células C4, C8, C9 e C10, sendo que a célula C4 ficou fora do ambiente climatizado. Este ensaio testou a célula C8, excluída anteriormente do ambiente climatizado, acrescentou as peças de reserva (C9 e C10) e utilizou a célula C4 como referência fora do ambiente. O período do ensaio foi igual ao anterior e observou-se uma diferença entre a maior e a menor temperatura de 11,2° C.

Para as variações térmicas impostas, a diferença entre as maiores e menores leituras foi: C1 (zero), C2 (0,03 mV), C3 (0,02 mV), C4 (0,07 mV), C5 (0,02 mV), C6 (0,01 mV), C7 (0,02 mV), C8 (0,05 mV), C9 (0,01 mV) e C10 (0,02 mV). Se desconsiderada a segunda casa decimal, somente as células C4 e C8 atingiram 0,1 mV.

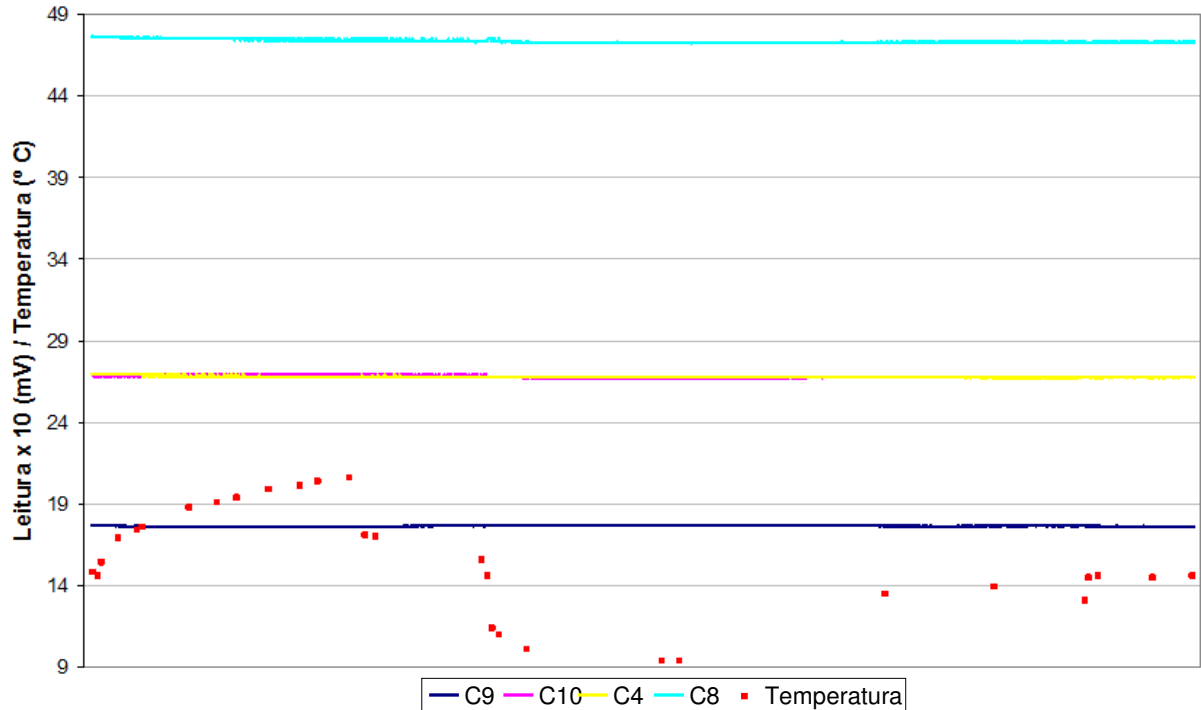


Figura 46: teste de temperatura das células C8, C9 e C10 em ambiente climatizado

4.3.3 Teste de Carga Permanente

O teste de carga permanente, com todas as células de carga, foi realizado em um mesmo dispositivo mecânico dotado de quatro barras rosqueadas com diâmetro de 10 mm, porcas e chapas nas extremidades, de 10 e 20 mm de espessura. Na figura 47, pode-se visualizar as células no dispositivo de carregamento. O período do ensaio foi de oitenta e quatro horas (três dias e meio), e a carga aplicada foi pouco inferior a 12 kN. No gráfico da figura 48, pode-se observar os resultados deste ensaio.

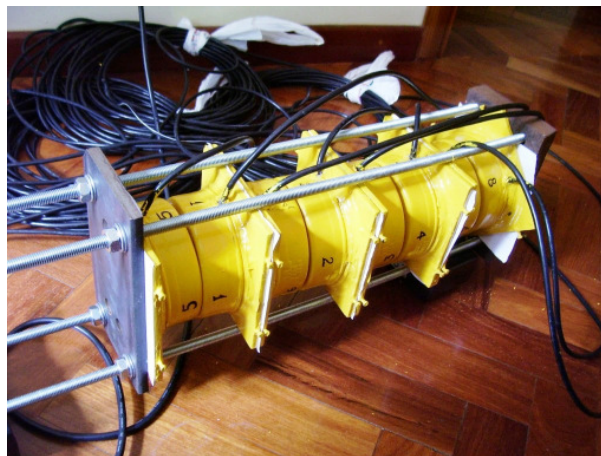


Figura 47: teste de carga permanente

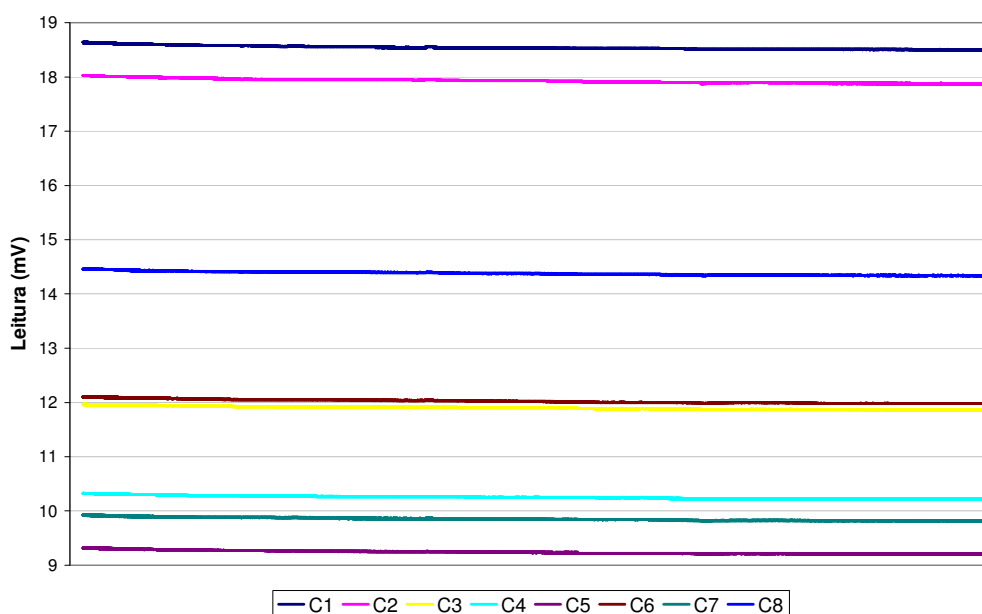


Figura 48: resultado do teste de carga permanente

As diferenças entre as leituras máximas e mínimas para este período de ensaio foram: C1 (0,14 mV), C2 (0,16 mV), C3 (0,11 mV), C4 (0,11 mV), C5 (0,12 mV), C6 (0,13 mV), C7 (0,12 mV) e C8 (0,13 mV). Entende-se que este dispositivo utilizado para aplicação da carga não dispõe de mecanismos adequados para manutenção do carregamento. Soma-se, ainda, ao fato do comportamento das células serem muito semelhantes, ou seja, as pequenas quedas nas leituras podem estar reproduzindo a imprecisão do dispositivo e não das células. Diante disso, este ensaio teve efeito de avaliação comportamental aproximada, concluindo-se que as células aparentaram desempenho adequado aos fins a que se destinaram.

4.4 CALIBRAGEM DAS CÉLULAS DE CARGA

Dentre os inúmeros testes realizados anteriormente, observou-se que, em muitos casos, a primeira leitura da célula em repouso foi menor que as demais, mantendo-se, a partir do segundo carregamento, em condição estável. Avaliando-se as prováveis causas, entendeu-se que o contato da esfera com a quina do furo na chapa sobre o pontalete metálico pode sofrer uma deformação ou amassamento inicial por ocasião dos primeiros carregamentos. Foram feitos testes comparando chapas que já tinham entrado em carga com outras que ainda não tinham sido utilizadas. Concluiu-se que este fenômeno, de fato, ocorreu. Desta forma, as chapas foram numeradas, formando par com as respectivas células de carga. Antes do

processo de calibragem, todas foram submetidas a um carregamento para provocar a referida acomodação ou amassamento inicial da quina circular da chapa de aço. Destaca-se, também, que as células possuem um cabo fixo a elas e fonte própria de alimentação.

A calibragem das células de carga foi realizada na prensa do Laboratório de Materiais de Construção da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos). A prensa foi fabricada pela Emic Equipamentos e Sistemas de Ensaio e possuía capacidade de carga de até 20kN, através de acionamento mecânico, controlado por meio de software específico. Na figura 49, pode-se visualizar os equipamentos de ensaio.

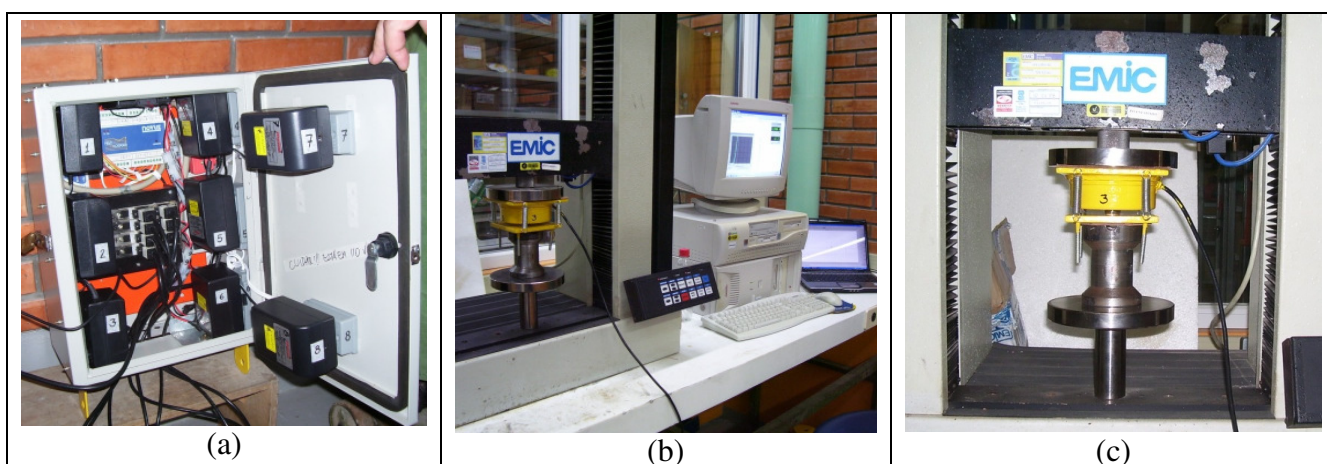


Figura 49: equipamentos de calibragem

As cargas crescentes foram aplicadas a uma velocidade de deslocamento de 2mm por minuto. O deslocamento observado na aplicação do carregamento máximo de 12kN foi de aproximadamente 1,8mm. Desta forma, a velocidade de carregamento resultante foi semelhante aos ensaios anteriores. As cargas foram escalonadas de 0, 0,5, 1, 2, 4, 6, 9 e 12kN. O carregamento máximo ficou mantido pelo tempo necessário para registrar as leituras (aproximadamente 15 segundos), retornando a zero. Em todas as células de carga foram realizadas duas séries não consecutivas. Na primeira série foram feitas três repetições escalonadas, mais duas de zero a 12kN e, na segunda série, três repetições de zero a 12kN, três escalonadas e duas de zero a 12kN. Nesta calibragem, o escalonamento foi rigoroso nas cargas iniciais, já que a prensa permitiu isso. Para exemplificar, os gráficos com as leituras originais (não zeradas) das células C4 e C5 são mostrados a seguir, contendo todas as repetições.

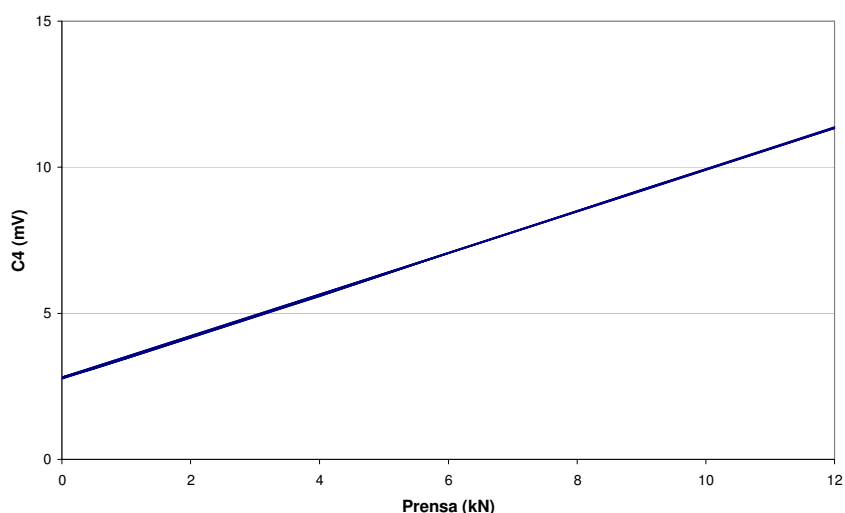


Figura 50: gráfico de calibragem da célula C4

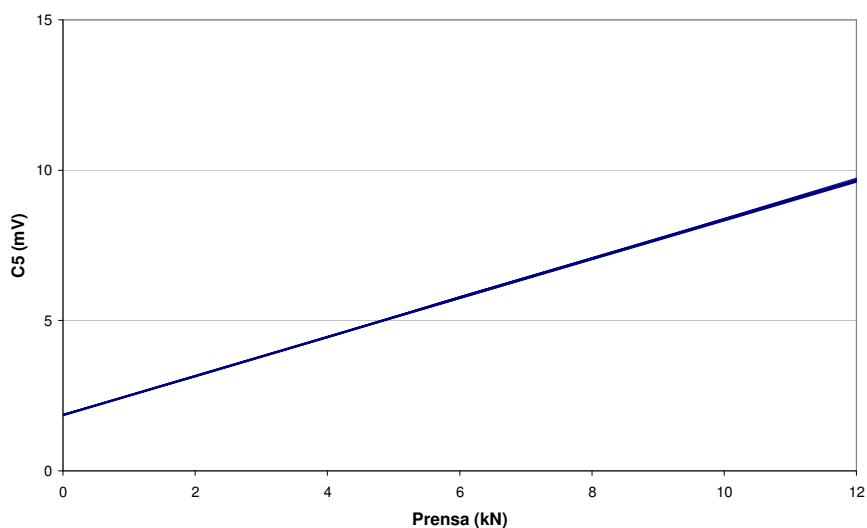


Figura 51: gráfico de calibragem da célula C5

Os gráficos demonstram uma ótima linearidade das leituras, bem como uma repetitividade adequada.

A partir das seis repetições escalonadas (duas séries de três repetições não consecutivas), com os valores zerados, ou seja, subtraindo todas as leituras pela leitura inicial, pode-se analisar a repetitividade dos resultados com maior grau de certeza, haja vista que as leituras em obra foram realizadas com este procedimento de obtenção das cargas. Nas tabelas abaixo, apresentam-se a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação obtidos para cada célula em cada faixa de carga ensaiada. Os valores foram analisados com duas casas decimais.

Tabela 08: análise de repetitividade da célula C1

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,42	0,84	1,73	3,50	5,31	7,93	10,56
Desvio padrão (mV)	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
Coef. de variação (%)	-	1,79	1,62	0,57	0,53	0,32	0,34	0,38

Tabela 09: análise de repetitividade da célula C2

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,41	0,84	1,70	3,47	5,29	7,91	10,57
Desvio padrão (mV)	0,00	0,01	0,01	0,04	0,05	0,07	0,10	0,12
Coef. de variação (%)	-	1,98	1,59	2,40	1,40	1,28	1,33	1,10

Tabela 10: análise de repetitividade da célula C3

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,40	0,79	1,57	3,14	4,72	7,05	9,37
Desvio padrão (mV)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
Coef. de variação (%)	-	3,49	1,13	0,85	0,27	0,19	0,34	0,32

Tabela 11: análise de repetitividade da célula C4

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,33	0,68	1,38	2,80	4,26	6,41	8,55
Desvio padrão (mV)	0,00	0,01	0,01	0,01	0,03	0,03	0,04	0,04
Coef. de variação (%)	-	1,69	0,81	1,00	1,10	0,61	0,67	0,44

Tabela 12: análise de repetitividade da célula C5

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,32	0,64	1,28	2,58	3,91	5,85	7,81
Desvio padrão (mV)	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03
Coef. de variação (%)	-	1,60	0,00	0,59	0,29	0,21	0,20	0,33

Tabela 13: análise de repetitividade da célula C6

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,35	0,70	1,40	2,85	4,34	6,54	8,76
Desvio padrão (mV)	0,00	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
Coef. de variação (%)	-	4,90	2,16	1,71	0,88	0,77	0,44	0,46

Tabela 14: análise de repetitividade da célula C7

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,36	0,73	1,46	2,94	4,44	6,67	8,90
Desvio padrão (mV)	0,00	0,01	0,03	0,05	0,06	0,08	0,08	0,08
Coef. de variação (%)	-	3,04	3,83	3,27	2,06	1,89	1,26	0,94

Tabela 15: análise de repetitividade da célula C8

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	-0,01	0,41	0,84	1,69	3,36	5,07	7,53	9,99
Desvio padrão (mV)	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,02	0,01	0,01
Coef. de variação (%)	-	3,58	2,47	0,95	0,85	0,40	0,16	0,15

Tabela 16: análise de repetitividade da célula C9

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,32	0,64	1,29	2,57	3,89	5,81	7,75
Desvio padrão (mV)	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,03	0,06	0,06
Coef. de variação (%)	-	1,28	1,53	1,53	1,01	0,84	0,96	0,79

Tabela 17: análise de repetitividade da célula C10

	Carga (kN)							
	0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	9,0	12,0
Média (mV)	0,00	0,40	0,81	1,63	3,26	4,93	7,33	9,76
Desvio padrão (mV)	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,03	0,04
Coef. de variação (%)	-	2,12	1,56	0,95	0,27	0,28	0,38	0,38

As tabelas demonstram que as células de pior repetitividade foram as células C2, C7 e C9, pois tiveram um desvio padrão superior a 0,05 mV, em faixas de carregamento superior a 4

kN. A célula C2 excedeu este desvio padrão nas faixas de 6, 9 e 12 kN. A célula C7 excedeu nas faixas de 4, 6, 9 e 12 kN. Já a célula C9 excedeu o desvio de 0,05 mV nas faixas de 9 e 12 kN. As demais células de carga tiveram desvios inferiores a este, com destaque para C3, C5 e C8, com desvio máximo de 0,03 mV.

Na tabela 18, pode-se analisar os fatores de calibração de cada célula de carga, obtidos pela razão entre a leitura zerada e a carga aplicada na prensa. Os valores foram calculados para cada faixa de carga (7 faixas) e para as seis repetições. Logo, a média e o desvio padrão referem-se a quarenta e duas repetições.

Tabela 18: Fatores de calibração das células de carga

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Média(kN/mV)	1,15	1,16	1,27	1,45	1,55	1,40	1,36	1,19	1,55	1,23
Desvio(kN/mV)	0,02	0,03	0,02	0,05	0,02	0,04	0,04	0,02	0,02	0,02
C. var (%)	2,16	2,88	1,38	3,38	0,98	2,72	2,58	1,85	1,22	1,57

A tabela acima permite avaliar o desempenho das células de carga, demonstrando boa uniformidade e confiabilidade. O coeficiente de variação máximo observado foi de 3,38 % e o mínimo de 0,98%, com média de 2,07%. No modelo testado das fases 1 e 2, utilizando os condicionadores de sinal, o maior coeficiente de variação foi de 10,77 e o menor de 2,04, com média de 7,45%. Analisando-se a dispersão⁹ da célula de maior variabilidade (C4), concluiu-se que a faixa de carga em pior situação (9 kN) corresponde a uma dispersão de $\pm 0,34$ kN, ou seja, se for registrada uma leitura de 9 kN, o carregamento real pode estar entre 8,66 kN e 9,34 kN. Pode-se afirmar, ainda, que em todas as células, as dispersões, em valores absolutos, reduzem para faixas de carga mais baixa. Em valores percentuais, as dispersões para cada faixa de carregamento são: 0,5 kN ($\pm 7,45\%$), 1,0 kN ($\pm 3,12\%$), 2,0 kN ($\pm 1,67\%$), 4,0 kN ($\pm 2,31\%$), 6,0 kN ($\pm 3,15\%$), 9,0 kN ($\pm 3,79\%$), 12,0 kN ($\pm 3,51\%$). Estas mesmas dispersões observadas no modelo das fases 1 e 2 (com os condicionadores de sinal) foram de $\pm 4,5\%$ para um carregamento de 12 kN e $\pm 9,0\%$ para 6 kN. Comprova-se mais uma vez uma melhora considerável no modelo da fase 3, e destaca-se que o sistema ficou mais simples com a eliminação dos condicionadores de sinal.

⁹ Esta dispersão refere-se à semi-amplitude entre a máxima e a mínima leitura (metade da diferença entre a leitura máxima e mínima)

Com a realização do terceiro ensaio teste (correspondente à fase 3), cujas características do ensaio serão descritas posteriormente, observou-se que, em quatro pontaletes, as células de carga tiveram seu limite de carga e de calibragem (12kN) superados. Por este motivo, após o referido ensaio, decidiu-se fazer uma recalibragem de todas as células de carga, com o objetivo de testar, de forma segura, o real limite elástico das mesmas, considerando a possibilidade de encruamento do aço.

Utilizou-se a mesma prensa da calibragem anterior, aumentando-se o carregamento gradativamente, de forma que o retorno ao carregamento nulo provocasse uma deformação residual claramente definida nas leituras dos extensômetros. Como exemplo, são mostrados a seguir os testes feitos na célula C6 (célula que mais superou o limite de 12 kN no terceiro ensaio teste) e C7 (célula que não superou o mesmo limite).

A recalibragem da célula C6 mostrou que houve deformações residuais crescentes a partir de 18 kN de carga, sendo que com 16 kN, as mesmas cessaram com cinco repetições. Logo, pode-se concluir que C6 teria uma faixa de calibração segura até 16 kN de carga, o que representa um aumento do limite de carga bastante importante. Nas demais células, esta nova faixa de calibração segura variou entre 16 kN e 17 kN. Poder-se-ia considerar, com uma margem de segurança, que as células de carga poderiam ser calibradas até 15 kN.

No gráfico da figura 52, pode-se observar o carregamento aplicado na célula C6, sendo constituído de quatro repetições de 0 a 16 kN (atingindo a maior leitura registrada no terceiro ensaio teste), cinco repetições de 0 a 17 kN, seis repetições de 0 a 18 kN, seis repetições de 0 a 17 kN, três repetições de 0 a 17,5 kN, cinco repetições de 0 a 16 kN, finalizando com três repetições escalonadas de 0, 1, 2, 4, 6, 9, 12, 14, 16 kN.

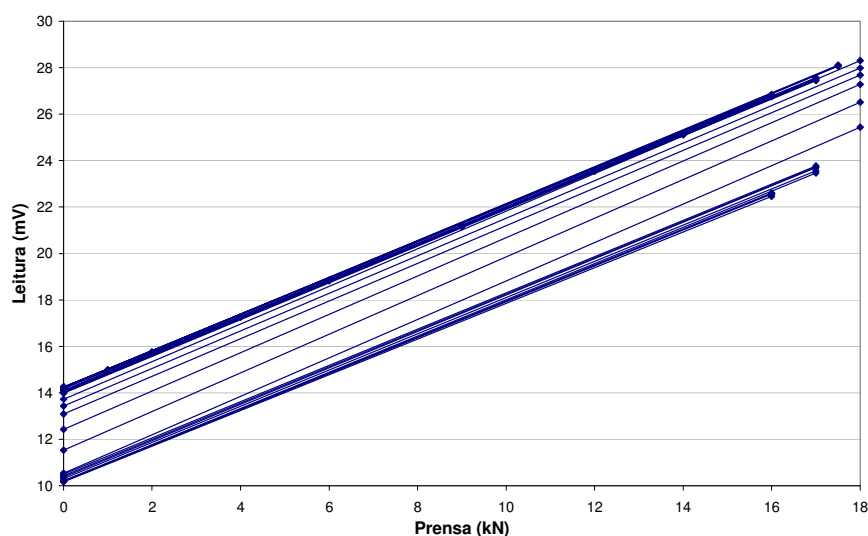


Figura 52: gráfico de re-calibragem da célula C6

O gráfico da figura 53 mostra a realização da re-calibragem da célula C6 com o tempo representado no eixo das abcissas.

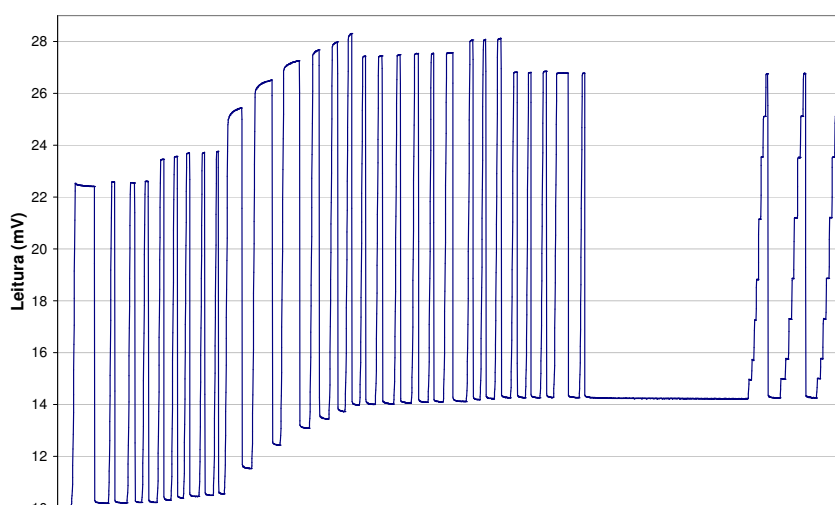


Figura 53: re-calibragem da célula C6 (leitura em função do tempo)

Este gráfico mostra claramente as deformações residuais surgidas quando da aplicação de 18 kN de carga.

Pode-se, ainda, comparar o comportamento de C6 com C7, na medida em que possuem sensibilidade ao carregamento (precisão) semelhantes (0,134 kN e 0,137 kN, respectivamente). A célula C7 foi operante durante todo o terceiro ensaio teste, pois não ultrapassou o limite de calibração. Nesta célula, a recalibragem realizada se deu aumentando gradativamente o carregamento a partir de 12 kN, observando-se as deformações residuais,

que podem ser observadas nas figuras 54 e 55. Foram realizados carregamentos crescentes de 0 a 12, 0 a 14, 0 a 16, 0 a 17, 0 a 18 (duas repetições), 0 a 17 (três repetições), 0 a 16 (duas repetições), seguidas de três repetições escalonadas de 0, 1, 2, 4, 6, 9, 12, 14, 16 kN. Cabe salientar que esta célula ultrapassou a faixa de calibração pela primeira vez neste ensaio de laboratório.

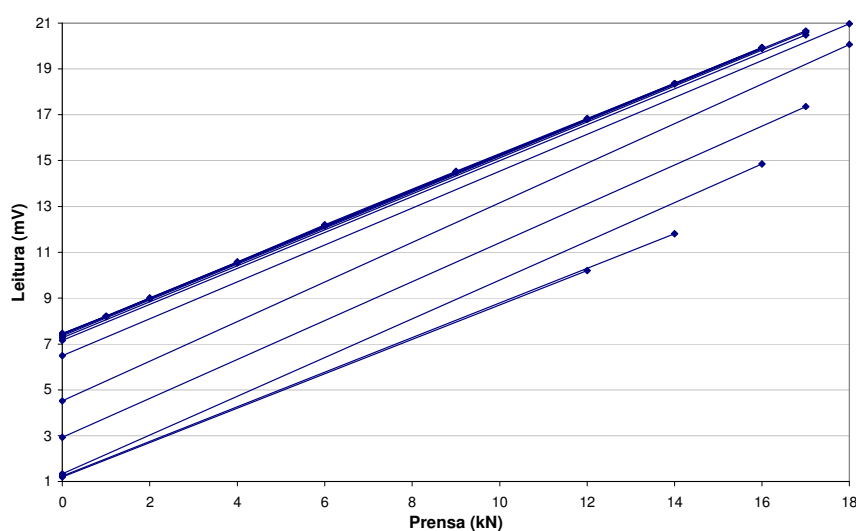


Figura 54: gráfico de re-calibragem da célula C7

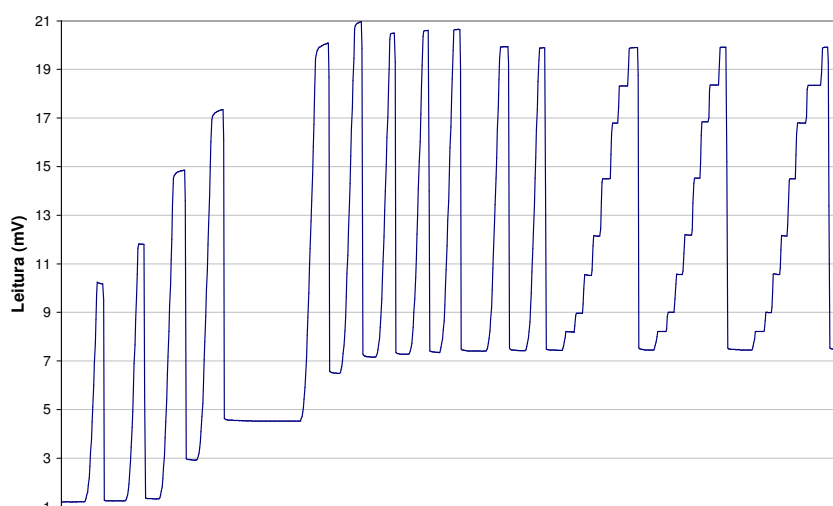


Figura 55: re-calibragem da célula C7 (leitura em função do tempo)

Os gráficos demonstram que C7 não apresentou deformações residuais até 14 kN de carga, sendo crescentes a partir de 16 kN. Desta feita, as células de carga foram utilizadas nos ensaios de campo com limite de carga e de calibração estabelecidos em 15 kN, considerando uma margem de segurança.

Na tabela 19, é possível observar os novos fatores de calibração de cada célula de carga, obtidos pela razão entre a leitura zerada e a carga aplicada na prensa. Os valores foram calculados para cada faixa de carga, de um total de seis (2, 4, 6, 9, 12 e 15 kN), com duas repetições. Logo, a média e o desvio padrão referem-se a doze repetições.

Tabela 19: Novos fatores de calibração das células de carga

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C9 (C8)
Média(kN/mV)	1,11	1,16	1,30	1,35	1,51	1,34	1,30	1,55
Desvio(kN/mV)	0,05	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,04	0,05
C. var (%)	4,14	3,55	3,27	3,43	3,64	4,45	3,21	3,20

As células C8 e C10 foram acidentalmente inutilizadas. Desta forma, a célula C9 passará a ser denominada C8.

Antes do início de cada ensaio de campo, a calibragem das células de carga foi refeita, sendo que os coeficientes de variação sempre se mantiveram nos mesmos padrões (inferior a 5%).

4.5 ENSAIOS TESTE

Foram realizados três ensaios teste com objetivo de desenvolver o aparato de ensaio (células de carga, registrador e fonte de alimentação), e definir uma metodologia de ensaio que permitisse atingir os objetivos desta pesquisa.

Em todos os ensaios, entendeu-se como única alternativa viável, a instrumentação (instalação de células de carga) de pontaletes correspondentes ao reescoramento ou ao escoramento remanescente. Estas peças referem-se aos pontaletes que ficam sob a chamada faixa de reescoramento e permanecem entre os pavimentos, unindo-os através de ligações rotuladas.

A escolha do elemento estrutural, cujos pontaletes foram instrumentados, levou em consideração uma distribuição de cargas clara, bem definida e com pouca influência de outros elementos estruturais. Desta forma, a melhor alternativa foi de instrumentar os pontaletes de uma única laje. A instrumentação de uma viga teria influência de reações de uma ou mais lajes e vínculo com pilares ou outras vigas. Desejou-se, também, que a laje tivesse dimensões grandes, espessura maior possível (maior peso próprio) e geometria no plano de simples

análise. Em razão do limitado número de células de carga (oito) com leituras simultâneas, as opções de instrumentação adotadas foram:

- a) dois pontaletes de uma laje em quatro pavimentos subsequentes;
- b) quatro pontaletes de uma laje em dois pavimentos subsequentes;
- c) oito pontaletes de uma laje em um único pavimento.

4.5.1 Primeiro Ensaio Teste (Fase 1)

No primeiro ensaio teste foram instrumentados dois pontaletes, de um total de quatro, em uma mesma laje, onde se pretendeu instrumentar quatro pavimentos subsequentes. As peças instrumentadas foram posicionadas antes da concretagem, sendo, portanto, um escoramento remanescente. A faixa de reescoramento ainda possuía dois pontaletes adicionais (não instrumentados) que foram instalados após a concretagem, sendo, portanto, um reescoramento. A figura 56 mostra a laje escolhida e o projeto de escoramento e de reescoramento.

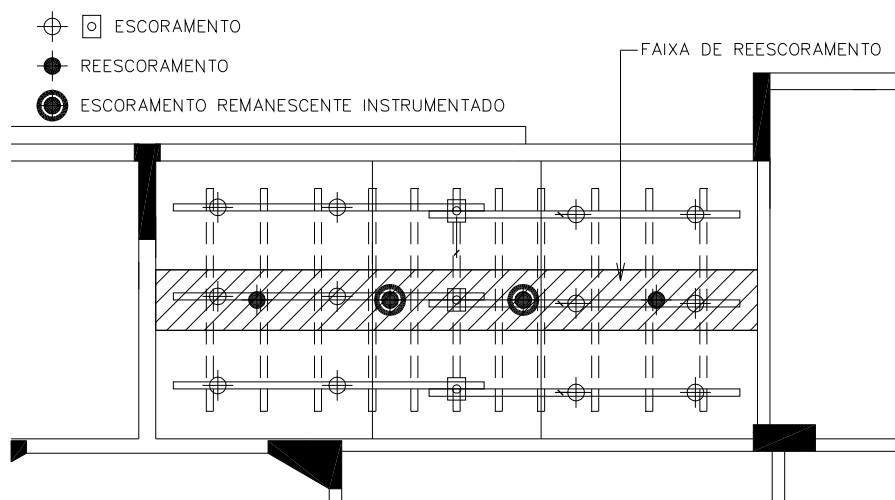


Figura 56: escoramento mais reescoramento da laje

Na figura 57, é possível visualizar as fotos do primeiro ensaio teste.

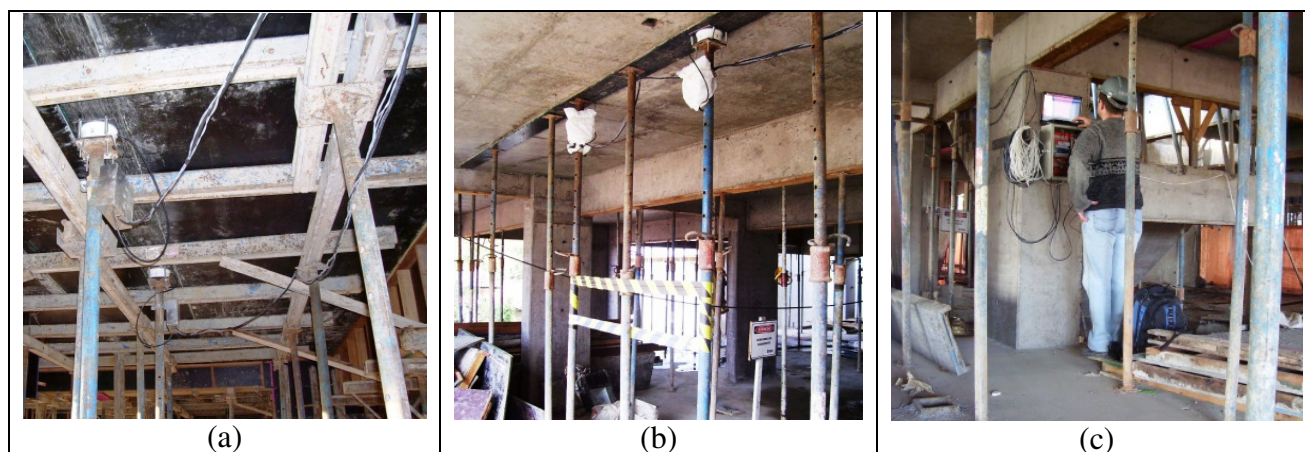


Figura 57: montagem do primeiro ensaio teste. (a) escoras remanescentes instrumentadas posicionadas sob a laje, (b) laje com pontaletes instrumentados e reescoramento em excesso, (c) central de aquisição de dados no pavimento inferior.

Além dos problemas de natureza elétrica já identificados nesta fase, constatou-se que os procedimentos executivos em obra dificultaram a instrumentação dos pontaletes antes da concretagem. Da mesma forma, houve sérias dificuldades devido à presença dos cabos de comunicação durante a retirada do escoramento, colocação do reescoramento e retirada de painéis das vigas e das lajes. De outro lado, constatou-se, ainda, que a laje com dois pontaletes instrumentados e dois não instrumentados, fez com que não se tivesse um grau de confiabilidade necessário para avaliar a transmissão de cargas entre os pavimentos.

4.5.2 Segundo Ensaio Teste (Fase 2)

No segundo ensaio teste, foram adotados quatro pontaletes instrumentados em uma mesma laje, em torre idêntica, representando a totalidade das peças previstas para este elemento estrutural. Esta escolha implicou em instrumentar dois pavimentos subsequentes, haja vista a existência de oito canais de leitura. Os pontaletes instrumentados foram posicionados após a concretagem, sendo, portanto, um reescoramento. Os cabos de comunicação foram conectados após a retirada do escoramento e dos painéis de vigas e lajes. A figura 58 mostra a mesma laje de uma torre idêntica e o projeto de escoramento e de reescoramento. Na figura 59, pode-se visualizar a montagem do segundo ensaio teste.

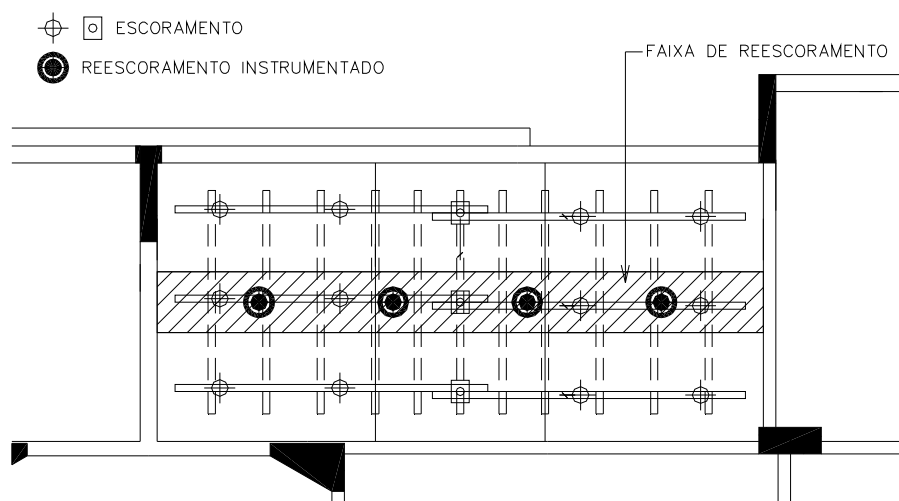


Figura 58: escoramento e reescoramento instrumentado da laje



Figura 59: montagem do segundo ensaio teste. (a) reescoramento instrumentado juntamente com o escoramento, (b) somente os pontaletes instrumentados sob a faixa de reescoramento

Além dos problemas de natureza elétrica, já identificados nesta fase, constatou-se que a conexão dos cabos junto aos condicionadores causou problemas de imprecisão nas leituras.

4.5.3 Terceiro Ensaio Teste (Fase 3)

No terceiro ensaio teste foram instrumentados oito pontaletes de uma mesma laje, tendo-se, portanto, apenas um pavimento instrumentado. Os pontaletes foram posicionados após a conclusão de todo processo de reescoramento, Logo, isto ocorreu após a retirada do escoramento e dos painéis de vigas e lajes. Neste ensaio, as reescoras foram substituídas pelas peças instrumentadas. Em virtude deste procedimento e da exclusão dos condicionadores de sinal, os cabos de comunicação puderam ser soldados nas células de carga (sem conectores), ficando a conexão móvel restrita ao painel junto à central de aquisição de dados. A figura 60 mostra a laje de um segundo empreendimento imobiliário adotado, ainda da mesma empresa construtora dos ensaios anteriores, e o projeto de reescoramento. Na figura 61, é possível visualizar a montagem do terceiro ensaio teste.

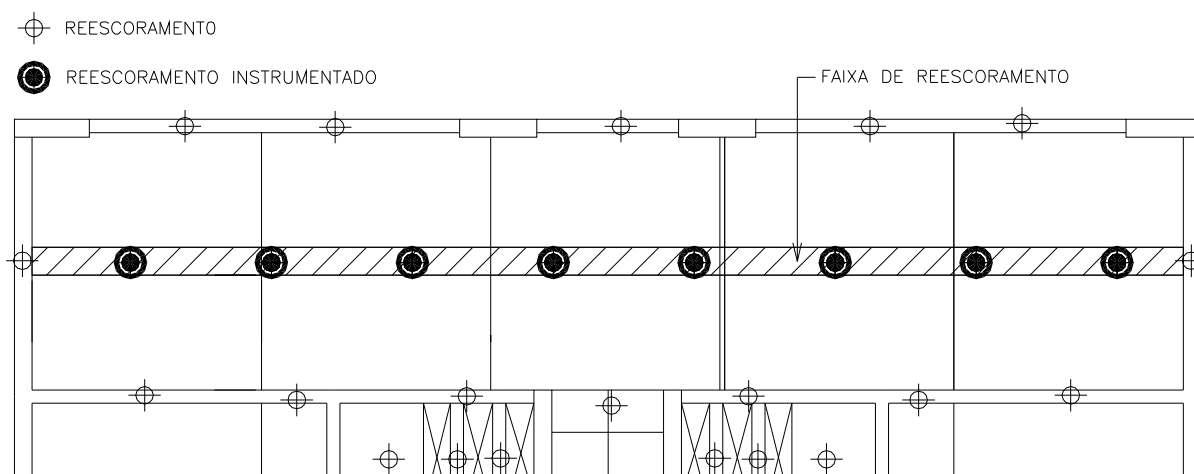


Figura 60: reescoramento instrumentado da laje

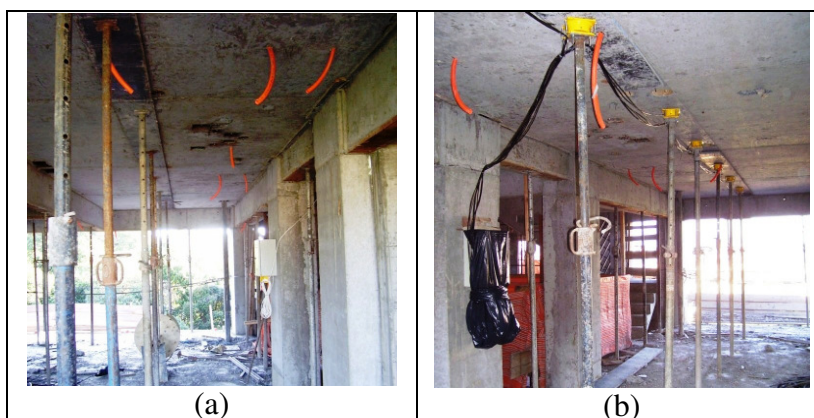


Figura 61: montagem do terceiro ensaio teste. (a) reescoras não instrumentadas, (b) reescoras instrumentadas

Com a realização do terceiro ensaio teste, foi possível confirmar a confiabilidade do aparato de ensaio. Exceto no que diz respeito a quatro pontaletes, cujas células de carga superaram a carga máxima prevista, ultrapassando a faixa de calibração (12kN). Por este motivo, o limite inicialmente estabelecido foi majorado para 15kN, conforme descrito anteriormente, através de um processo de recalibragem. Importante destacar que o excesso de carga, registrado nos pontaletes, ocorreu em decorrência de um procedimento, usualmente utilizado neste e em outros empreendimentos, de aperto nos pontaletes por ocasião do reescoramento. Este aperto é feito com controle meramente empírico, aplicando cargas na estrutura, que podem chegar a níveis excessivamente altos.

4.6 DISCUSSÃO

O desenvolvimento de uma metodologia experimental passou por etapas de aprendizado, sendo que uma delas permitiu a construção de um aparato de ensaio adaptado às condições ambientais severas de um canteiro de obras. Outra etapa, não menos importante, é a definição da metodologia de ensaio. Os ensaios teste e a observação dos procedimentos de movimentação dos pontaletes em vários empreendimentos mostraram um caminho de investigação experimental a ser seguido, necessário para atingir os objetivos desta pesquisa, inicialmente propostos.

Concluiu-se que o ensaio experimental deve ser realizado com os pontaletes instrumentados posicionados sob o sistema de fôrmas, desde o instante da concretagem. Nesta condição, os pontaletes instrumentados correspondem ao escoramento remanescente. Desta forma, é possível que todos os passos sejam monitorados e que se tenha um parâmetro inicial de análise para definir o fator de carga $k = 1$. Esta situação só é possível desde que não haja interferência de carregamento externo aplicado nos pontaletes, decorrente de apertos descontrolados. Na presença das dificuldades operacionais observadas no primeiro ensaio teste, em condição semelhante, fez-se necessário adotar um método de operação e proteção dos equipamentos que viabilizassem o experimento.

Entendeu-se que o procedimento usual de aperto dos pontaletes após a concretagem, por ocasião do reescoramento, também deve ter suas consequências investigadas, e o nível de

aperto medido. Para viabilizar a análise dos dados, uma equalização deste aperto é necessária, a partir de um nível médio, medido antes da realização do ensaio.

Desta forma, propõe-se duas análises experimentais para atingir os objetivos desta pesquisa: uma de sistemas de escoramento remanescente e outra de sistemas de reescoramento.

5 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE ESCORAMENTO REMANESCENTE

A análise experimental de sistemas de escoramento remanescente baseou-se no ensaio de campo realizado num empreendimento imobiliário em Porto Alegre, cujas características construtivas permitiram instrumentar pontaletes metálicos em situação de escoramento remanescente. Este empreendimento era de responsabilidade de uma empresa construtora presente no cenário nacional, sendo diferente da empresa na qual foram realizados os demais ensaios desta pesquisa. Todos os empreendimentos eram de portes semelhantes.

Descreve-se, a seguir, as características da construção da edificação e do ensaio, bem como os resultados e discussão acerca dos mesmos.

5.1 CARACTERÍSTICAS DA CONSTRUÇÃO

As características construtivas deste empreendimento possuem algumas peculiaridades da empresa construtora, mas enquadram-se numa normalidade observada na maioria dos empreendimentos desta região metropolitana.

5.1.1 Descrição da Edificação

A torre que foi utilizada para este ensaio de campo possui doze pavimentos, sendo que o pavimento tipo vai do terceiro ao décimo segundo pavimento (10 repetições). As paredes externas e internas são de blocos modulares cerâmicos com 19 e 14cm de largura, respectivamente. O projeto especifica um concreto de classe C35, com módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) de $33000MPa$, e relação água cimento menor que 0,6. Na figura 62, é possível observar uma planta geral do pavimento tipo com a geometria dos elementos estruturais, e na figura 63, uma foto do empreendimento em construção.

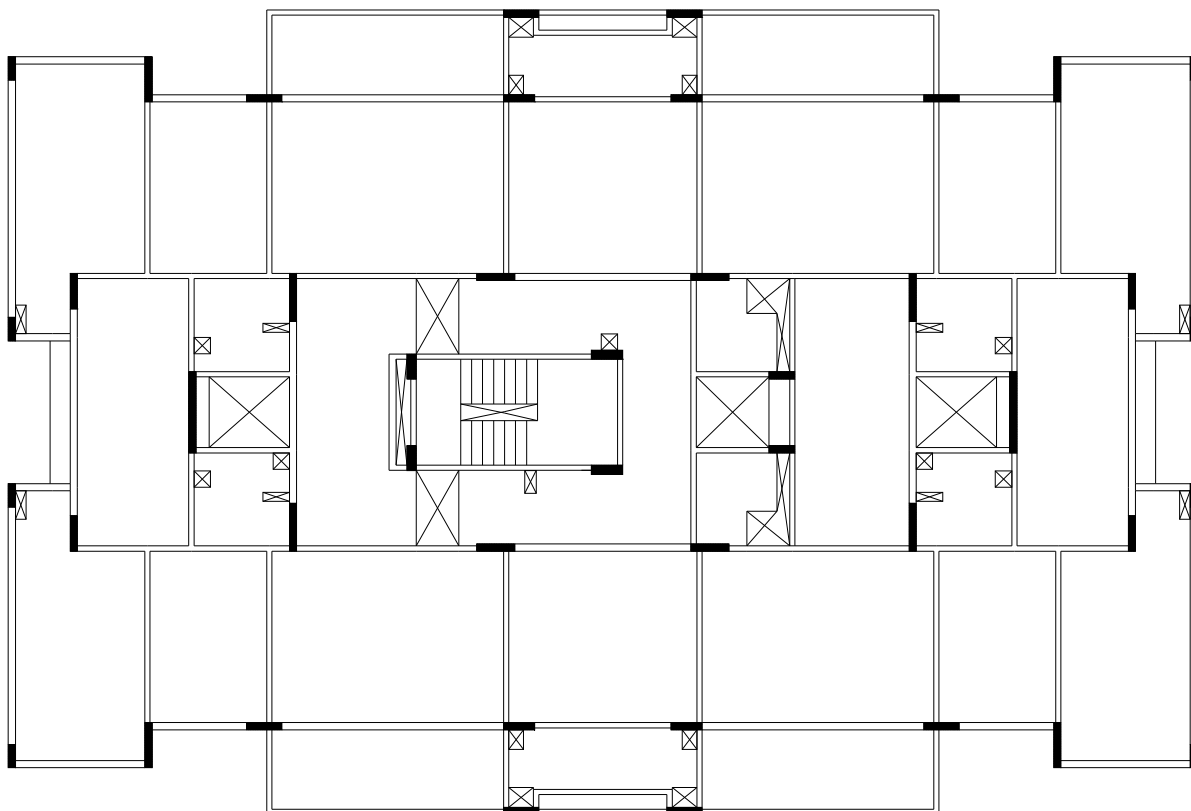


Figura 62: geometria dos elementos estruturais do pavimento tipo



Figura 63: foto do empreendimento em construção

Observa-se que a torre possui dois eixos ortogonais de simetria, havendo quatro apartamentos idênticos por pavimentos.

5.1.2 Cronograma Físico de Montagem e Desmontagem do Sistema de Fôrmas

O cronograma de execução desta obra previa a concretagem de uma laje a cada sete dias úteis, com cinco dias de trabalho por semana (ciclo de 9 dias), podendo-se utilizar o sábado como dia de trabalho em turno integral ou em meio turno. Ao longo do acompanhamento do ensaio de campo, observaram-se algumas variações neste cronograma em decorrência de imprevistos.

Os prazos para retirada dos pontaletes metálicos previam uma situação de até cinco pavimentos ligados por meio destes, da mesma forma como ocorreu em todos os ensaios desta pesquisa. Foram utilizadas tiras de chapas que compõem os painéis das lajes sobre o reescoramento (comumente denominada faixa de reescoramento). Estas chapas foram mantidas desde a concretagem até a retirada final dos pontaletes.

A proposta desta análise experimental previa a instrumentação de um elemento estrutural, ligando vários pavimentos através de pontaletes correspondentes ao escoramento remanescente. No entanto, o restante da edificação adotou o sistema de reescoramento dos pavimentos.

Descreve-se, a seguir, as etapas executivas de um novo pavimento (montagem das fôrmas, armaduras e concretagem), seguido de algumas figuras esquemáticas, que serão utilizadas posteriormente neste texto para indicar o andamento da obra, e de figuras que ilustram as etapas na referida obra.

i: locação dos pilares (gastalhos de pé de pilar):




Figura 64: figura esquemática da locação dos pilares

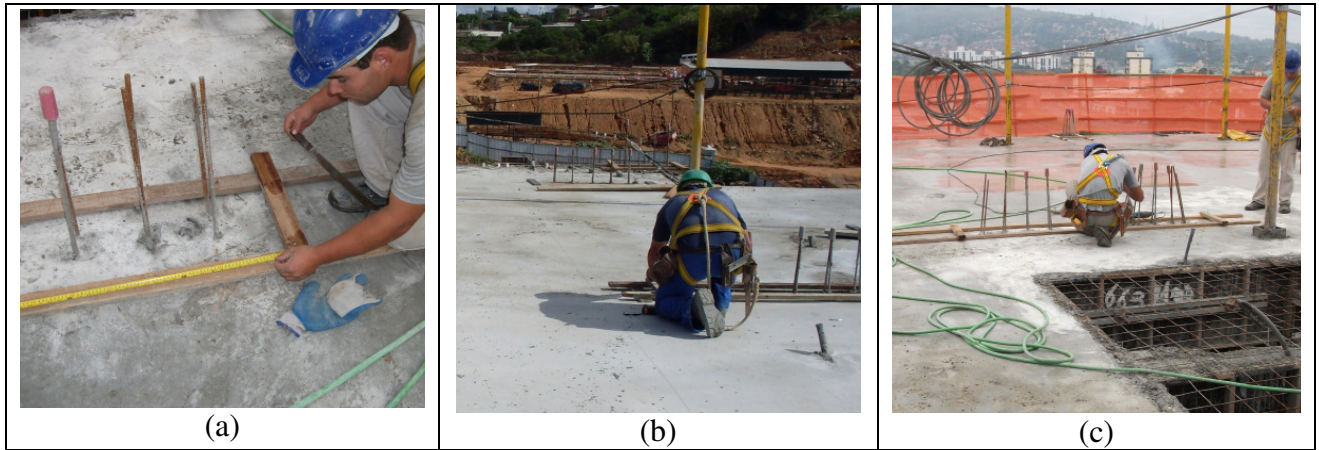


Figura 65: fotos ilustrativas da locação de pilares

ii: posicionamento da armadura dos pilares:

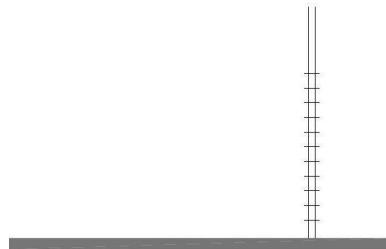


Figura 66: figura esquemática da armadura dos pilares

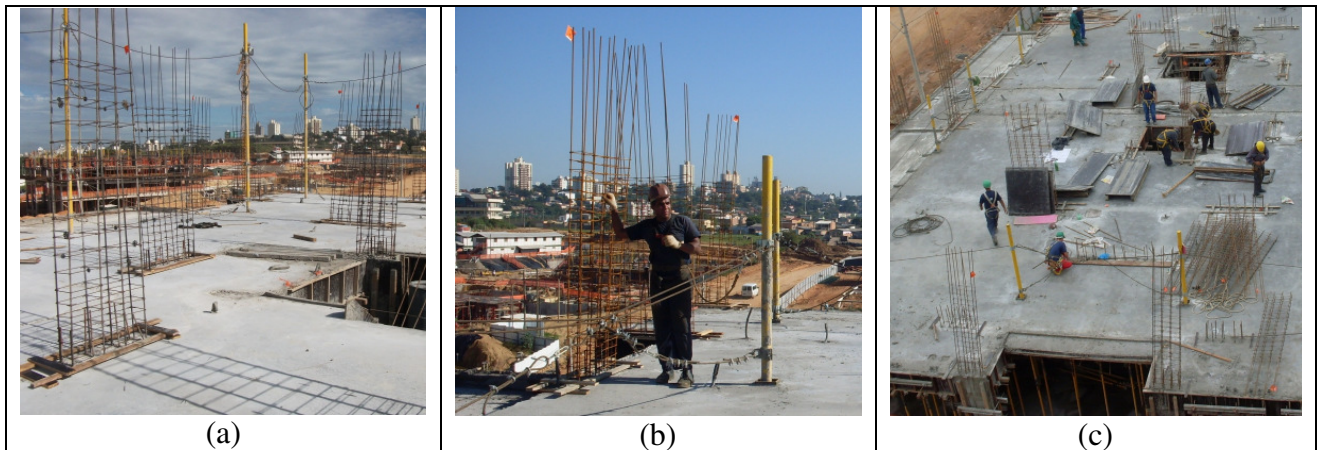


Figura 67: fotos ilustrativas da armadura dos pilares

iii: posicionamento das fôrmas dos pilares (painéis e contenções) e prumo:

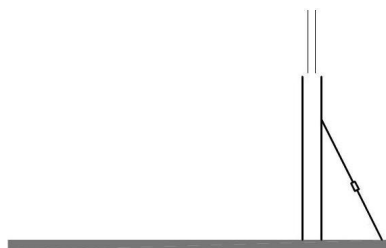


Figura 68: figura esquemática das fôrmas dos pilares e prumo

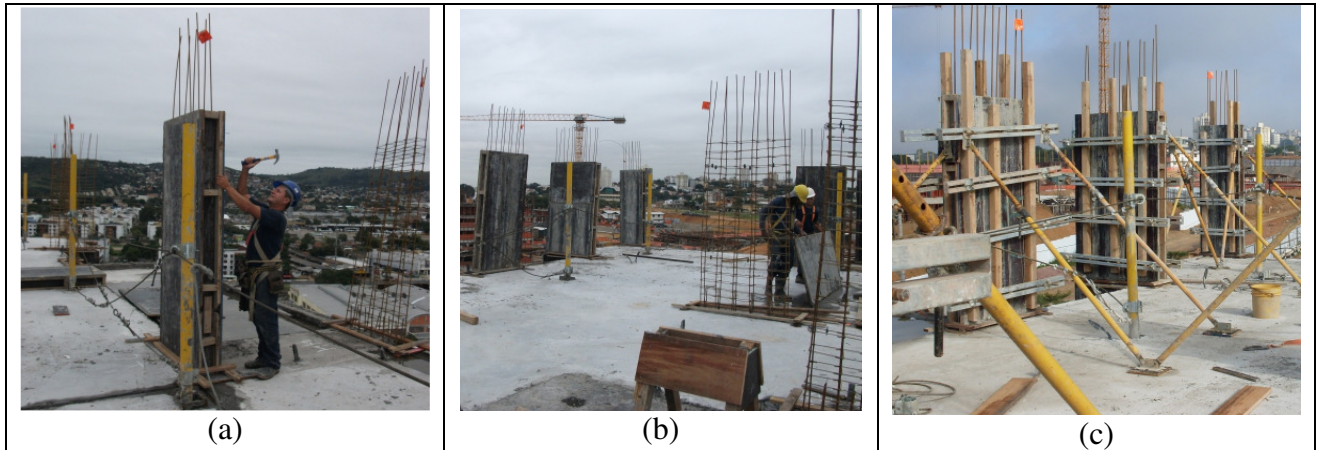


Figura 69: fotos ilustrativas das fôrmas dos pilares e prumo

iv: escoramento, painéis de fundo das vigas e nivelamento:

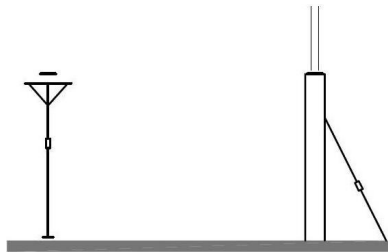


Figura 70: figura esquemática do escoramento e painéis de fundo das vigas

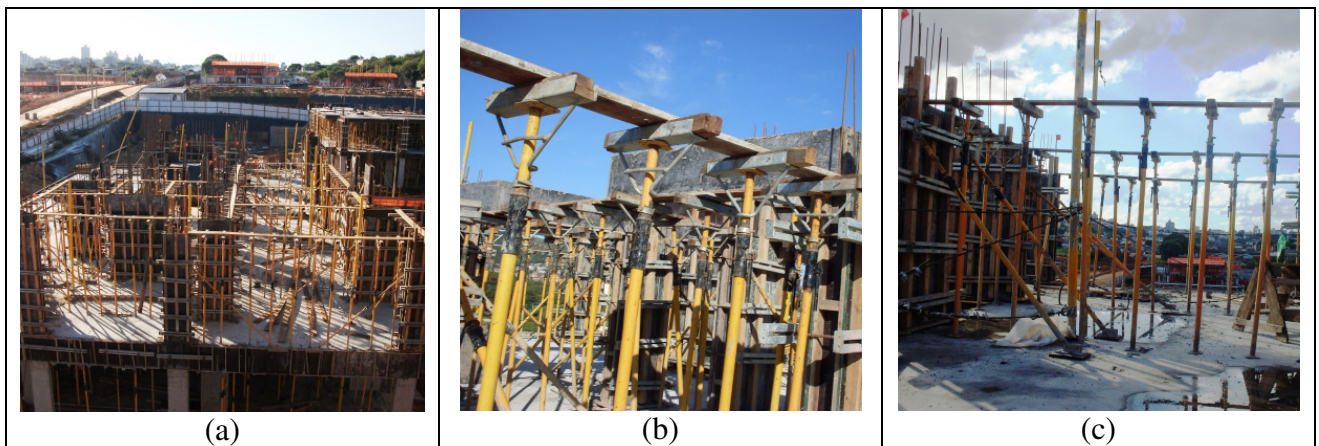


Figura 71: fotos ilustrativas do escoramento e painéis de fundo das vigas

v: posicionamento dos painéis laterais das vigas internas e internas das vigas periféricas:

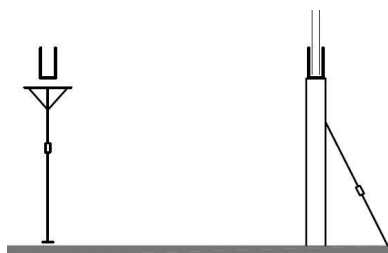


Figura 72: figura esquemática dos painéis laterais das vigas



Figura 73: fotos ilustrativas dos painéis laterais das vigas

vi: escoramento com tripé do vigamento principal das lajes:

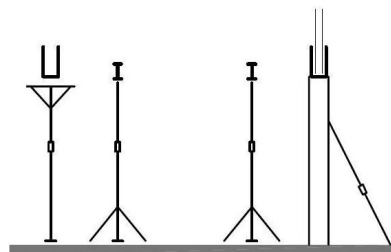


Figura 74: figura esquemática do escoramento do vigamento principal das lajes

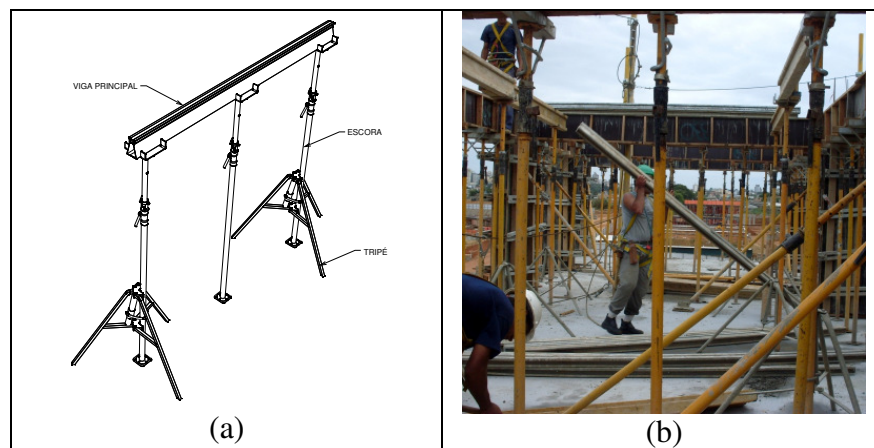


Figura 75: desenho e foto ilustrativa do escoramento do vigamento principal das lajes

vii: vigamento secundário das lajes:

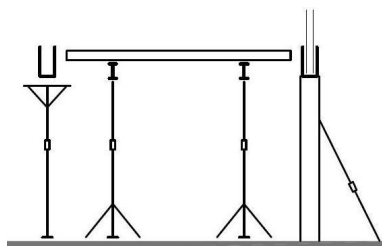


Figura 76: figura esquemática do vigamento secundário das lajes

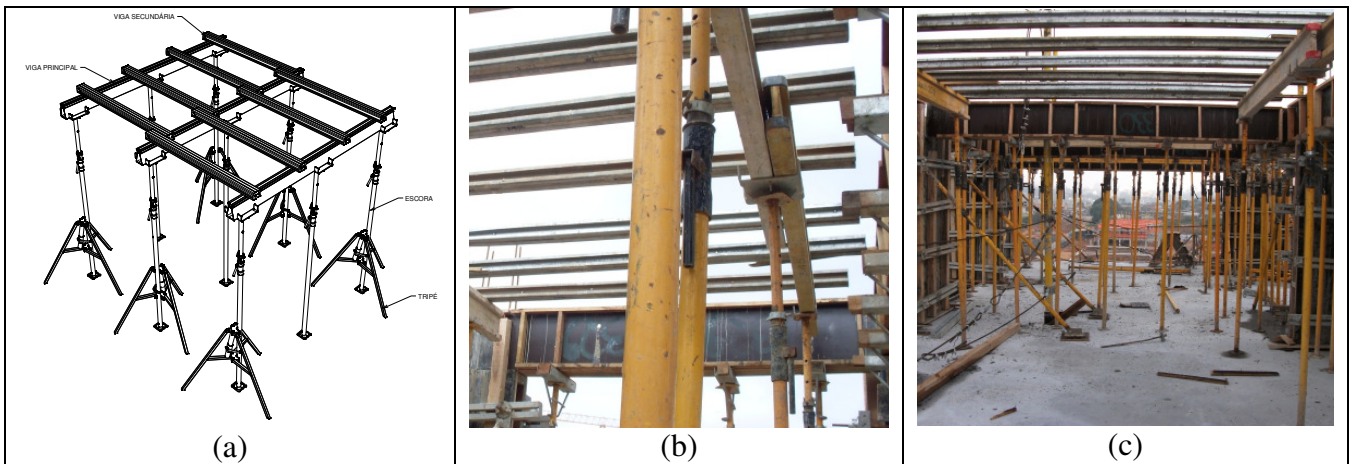


Figura 77: desenho e fotos ilustrativas do vigamento secundário das lajes

viii: posicionamento dos painéis das lajes:

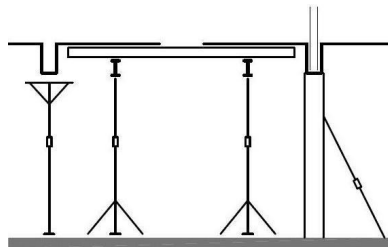


Figura 78: figura esquemática dos painéis das lajes

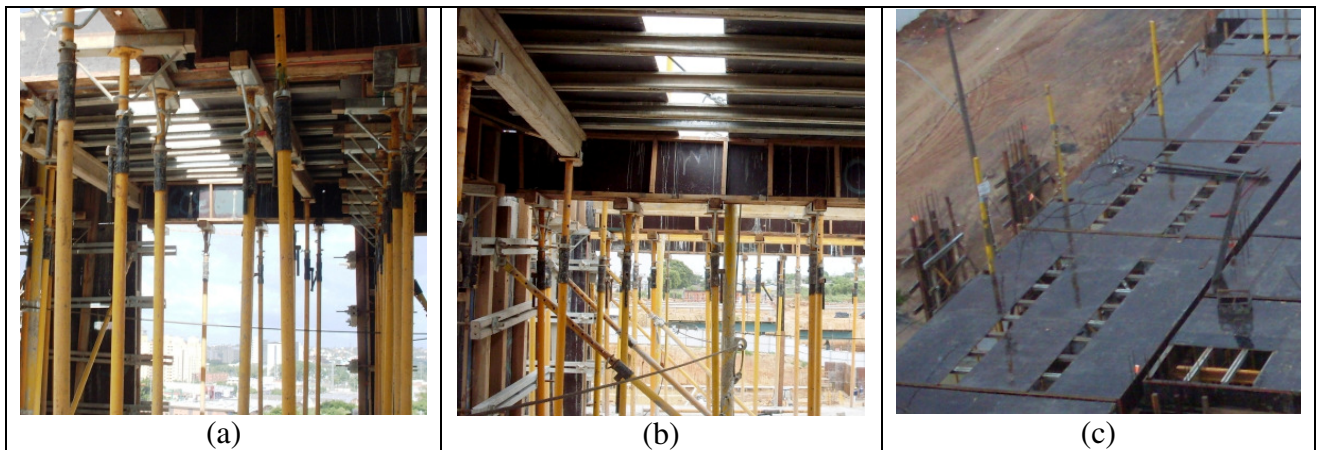


Figura 79: fotos ilustrativas dos painéis das lajes

ix: posicionamento dos painéis da faixa de reescoramento das lajes:

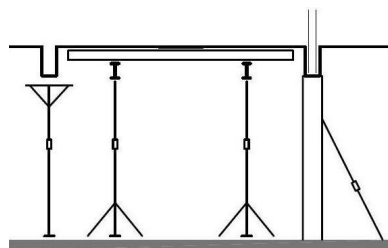


Figura 80: figura esquemática dos painéis da faixa de reescoramento das lajes

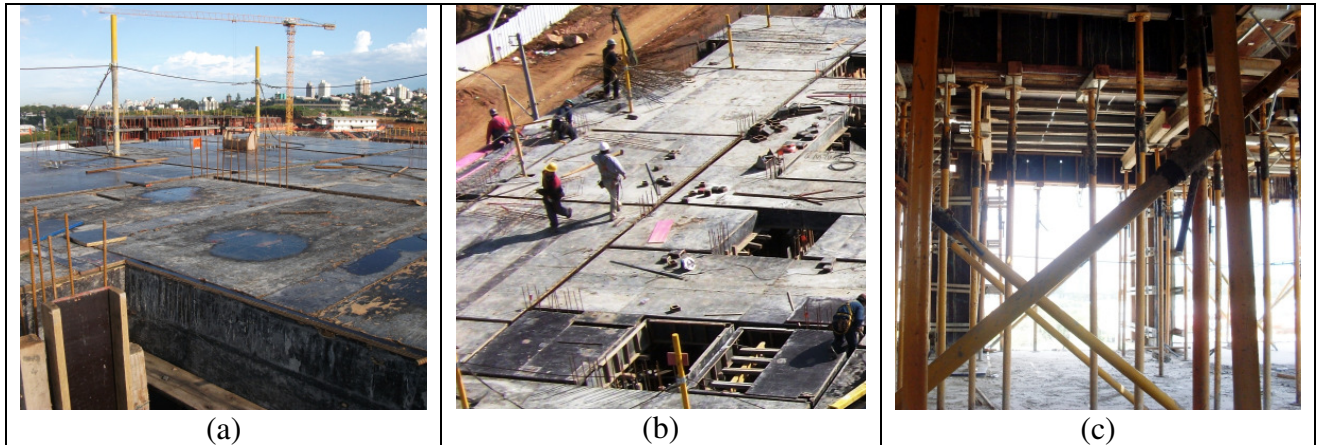


Figura 81: fotos ilustrativas dos painéis da faixa de reescoramento das lajes

x: travamento dos painéis laterais no fundo das vigas internas, posicionados entre as escoras:

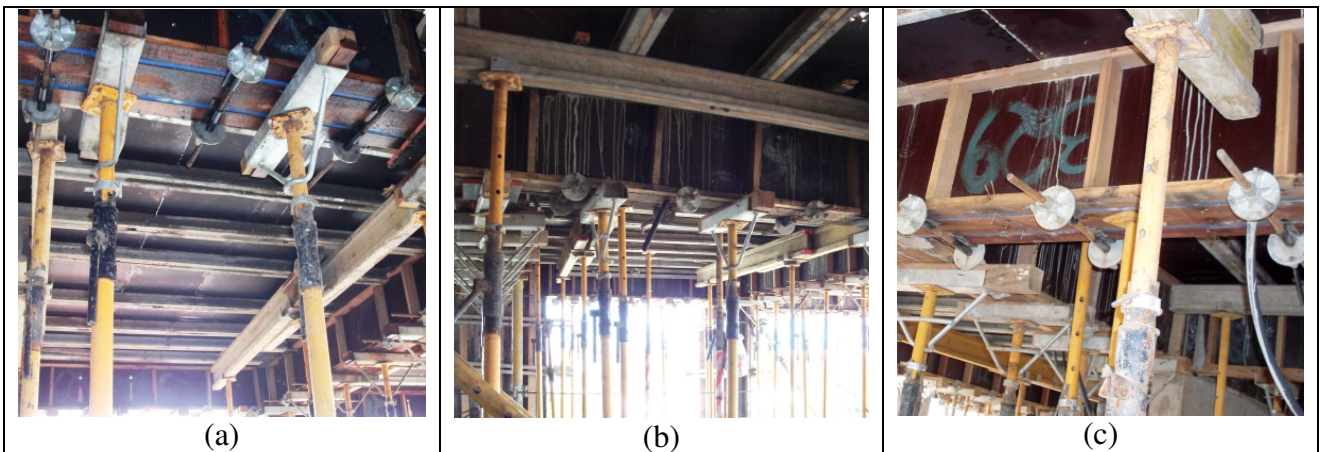


Figura 82: fotos ilustrativas do travamento dos painéis laterais no fundo das vigas internas

xi: concretagem dos pilares:

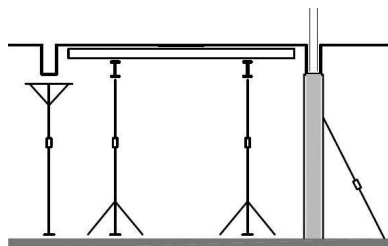


Figura 83: figura esquemática da concretagem dos pilares

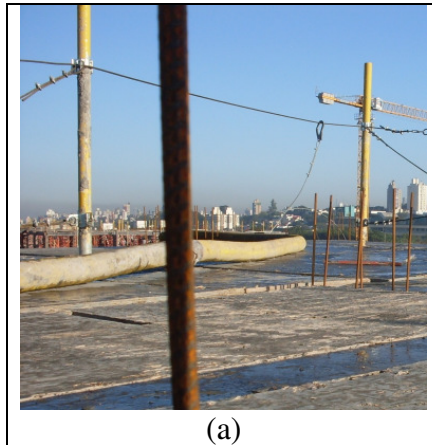


Figura 84: foto ilustrativa da concretagem dos pilares

xii: posicionamento das caixas para furação das lajes:

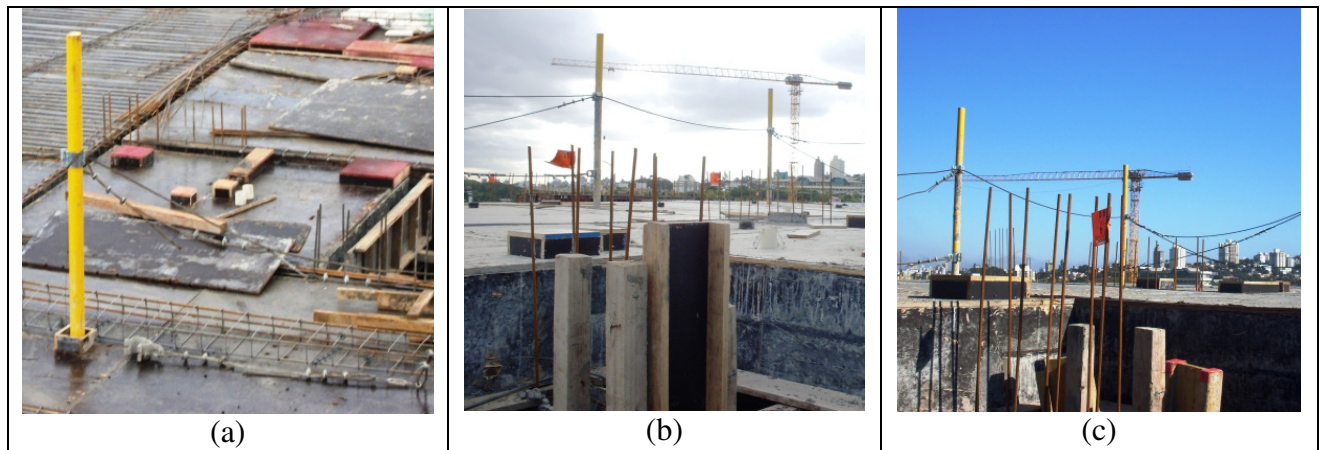


Figura 85: fotos ilustrativas das caixas para furação das lajes

xiii: posicionamento da armadura das vigas:

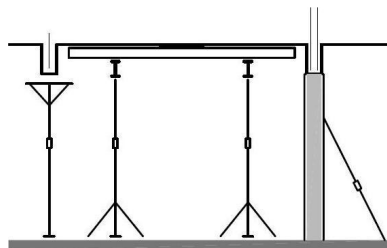


Figura 86: figura esquemática da armadura das vigas

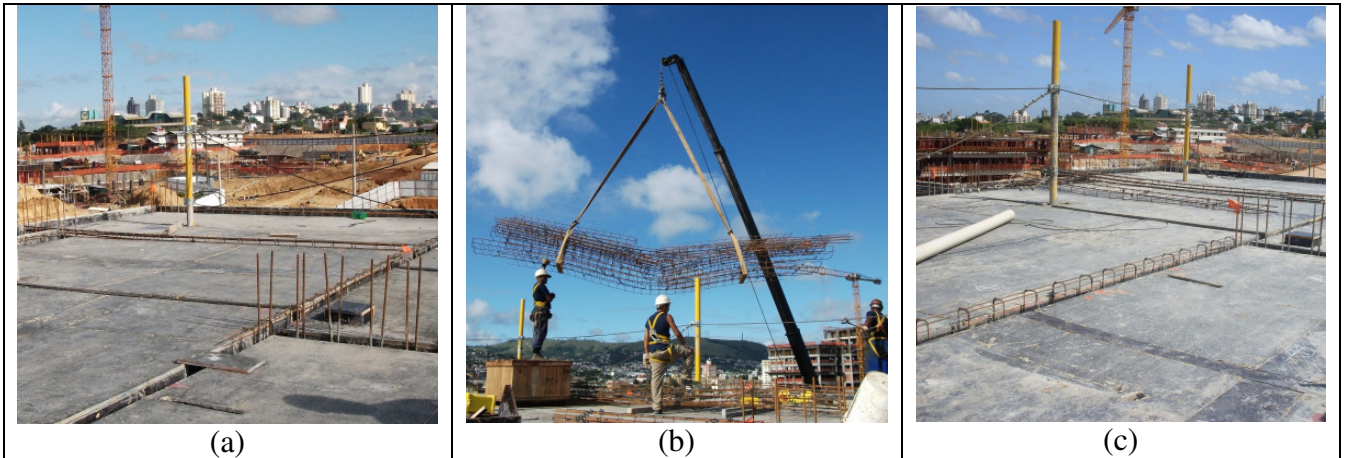


Figura 87: fotos ilustrativas da armadura das vigas

xiv: posicionamento dos painéis externos das vigas periféricas:

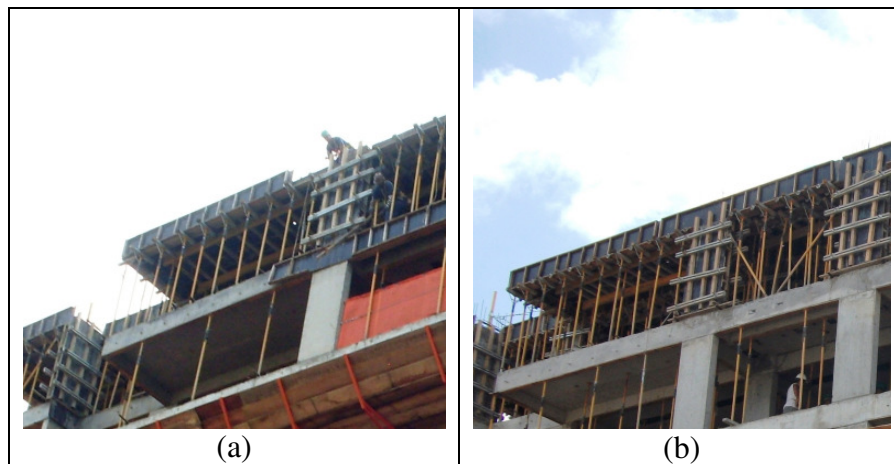


Figura 88: fotos ilustrativas dos painéis externos das vigas periféricas

xv: travamentos laterais no fundo e na lateral das vigas periféricas:



Figura 89: fotos ilustrativas dos travamentos laterais das vigas periféricas

xvi: posicionamento da armadura positiva das lajes:

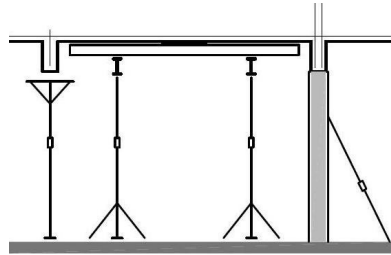


Figura 90: figura esquemática da armadura positiva das lajes

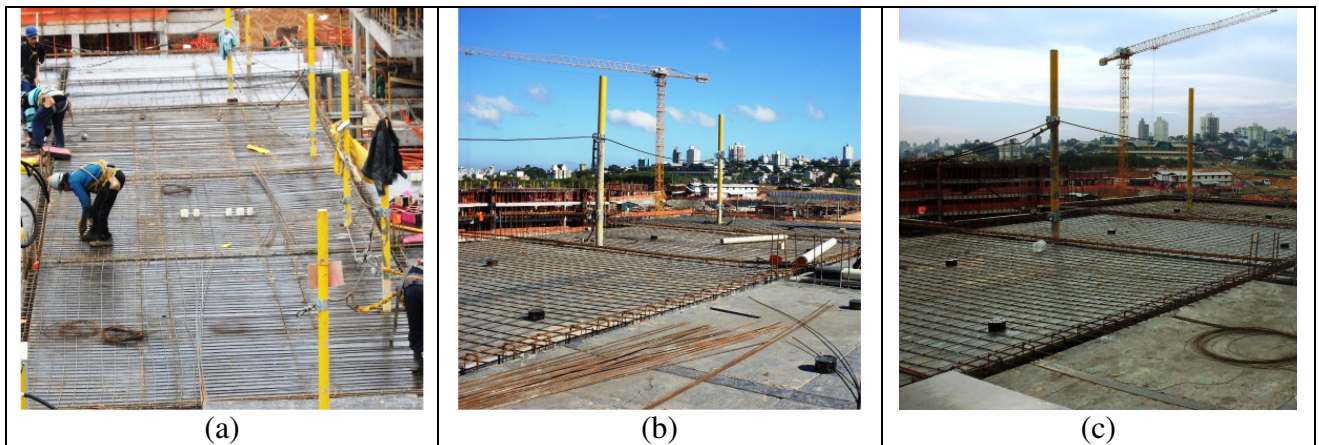


Figura 91: fotos ilustrativas da armadura positiva das lajes

xvii: fixação e posicionamento dos embutidos:

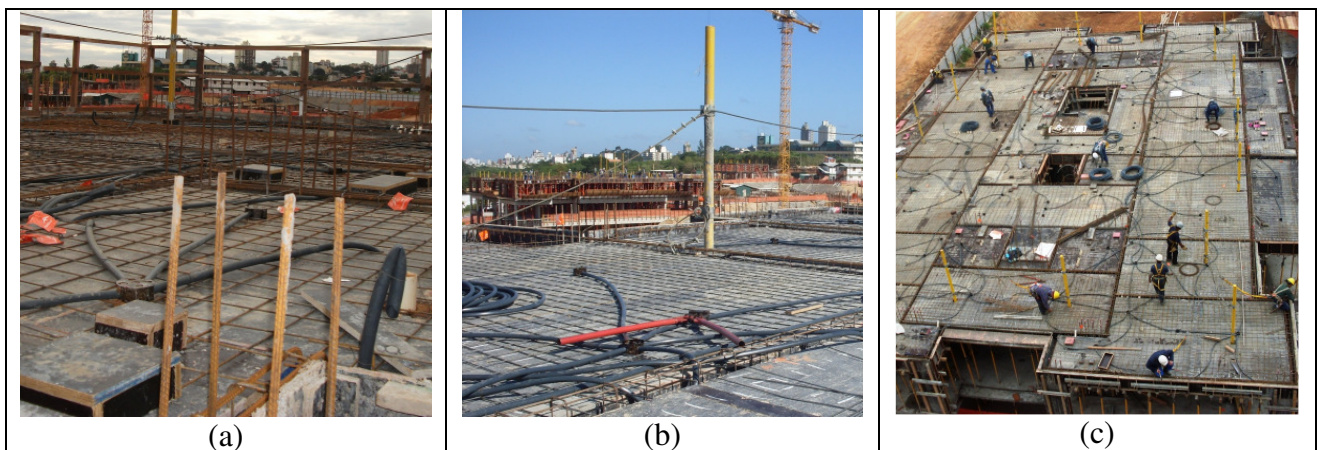


Figura 92: fotos ilustrativas dos embutidos

xviii: posicionamento da armadura negativa das lajes:

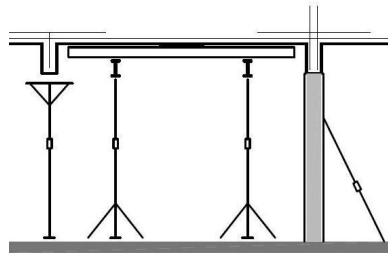


Figura 93: figura esquemática da armadura negativa das lajes

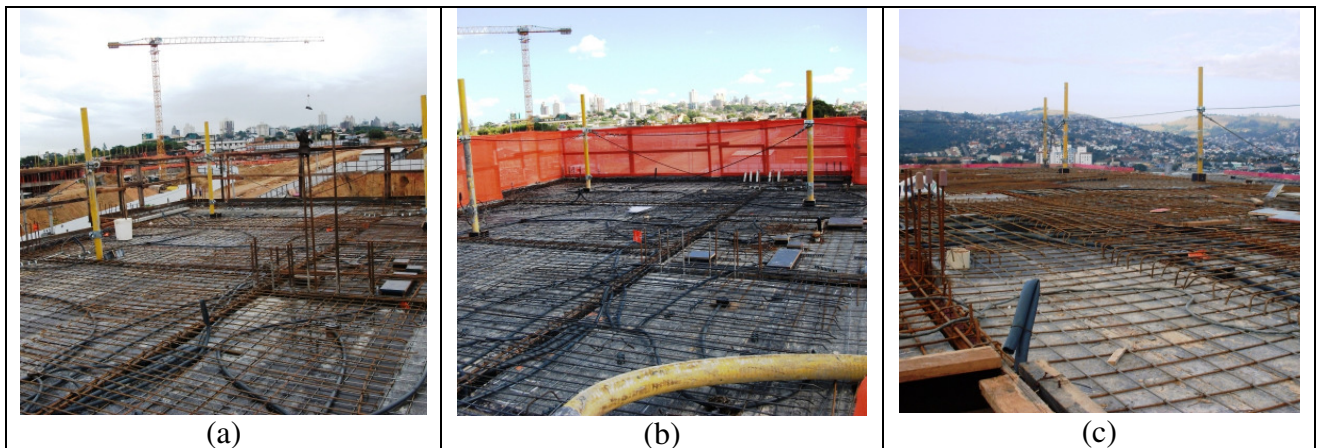


Figura 94: fotos ilustrativas da armadura negativa das lajes

xix: acabamento final (nivelamento, revisão e sistemas de segurança do trabalhador):

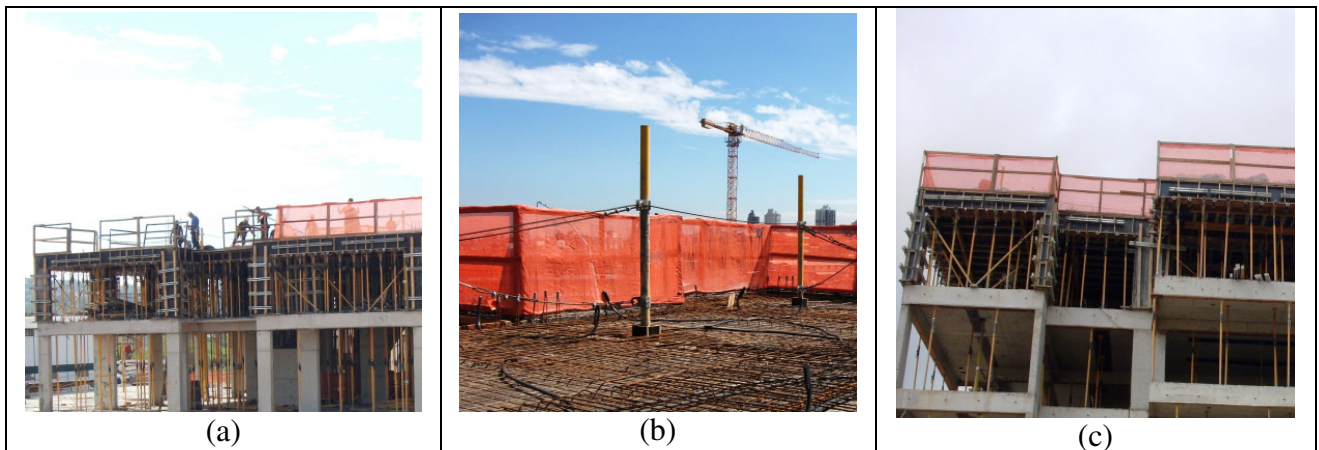


Figura 95: fotos ilustrativas do acabamento final

xx: concretagem das vigas e lajes:

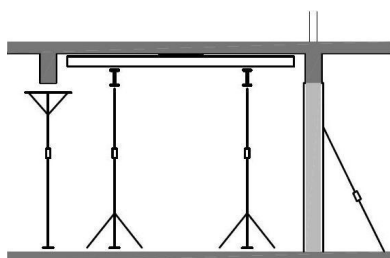


Figura 96: figura esquemática da concretagem das vigas e lajes

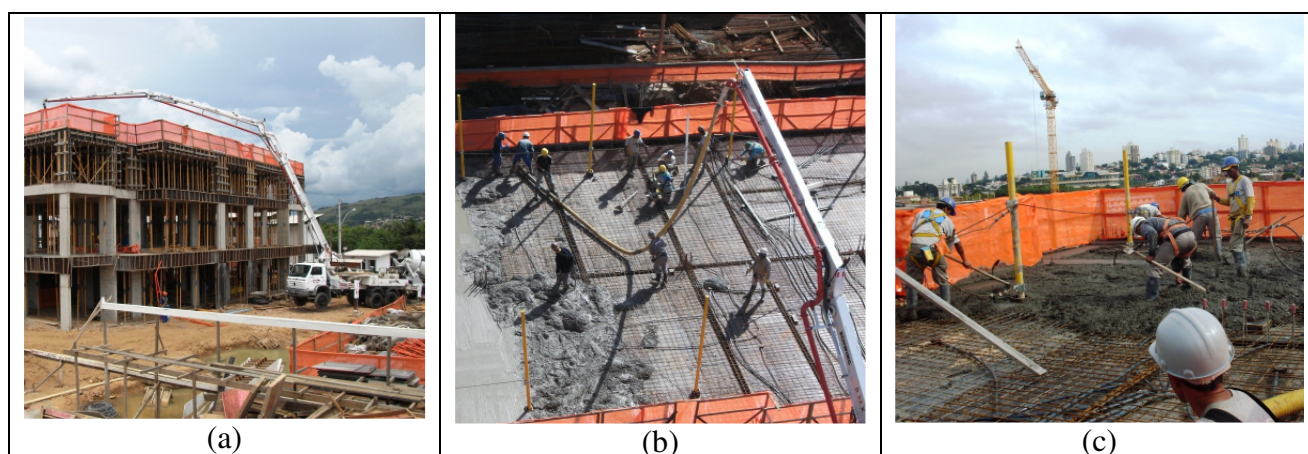


Figura 97: fotos ilustrativas da concretagem das vigas e lajes

xxi: acabamento na superfície do pavimento (polimento):

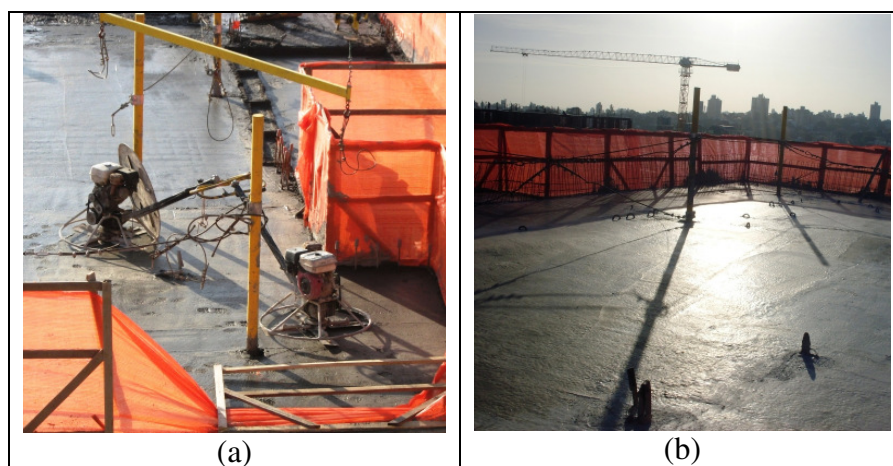


Figura 98: fotos ilustrativas do acabamento na superfície do pavimento

A seguir, descrevem-se as etapas executivas de desmontagem dos sistemas de fôrmas do pavimento recém concretado. As figuras esquemáticas serão utilizadas posteriormente para indicar o andamento da obra. Todo processo de desmontagem (retirada) é seguido da movimentação das peças para o novo pavimento em construção. Cada etapa é ilustrada por fotos obtidas durante o ensaio de campo na referida obra.

i: retirada das fôrmas dos pilares (painéis, contenções e escoras de prumo):

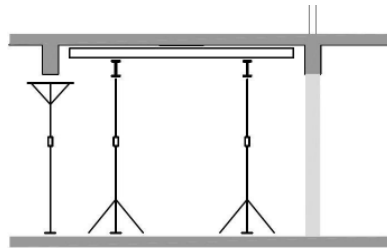


Figura 99: figura esquemática da retirada das fôrmas dos pilares

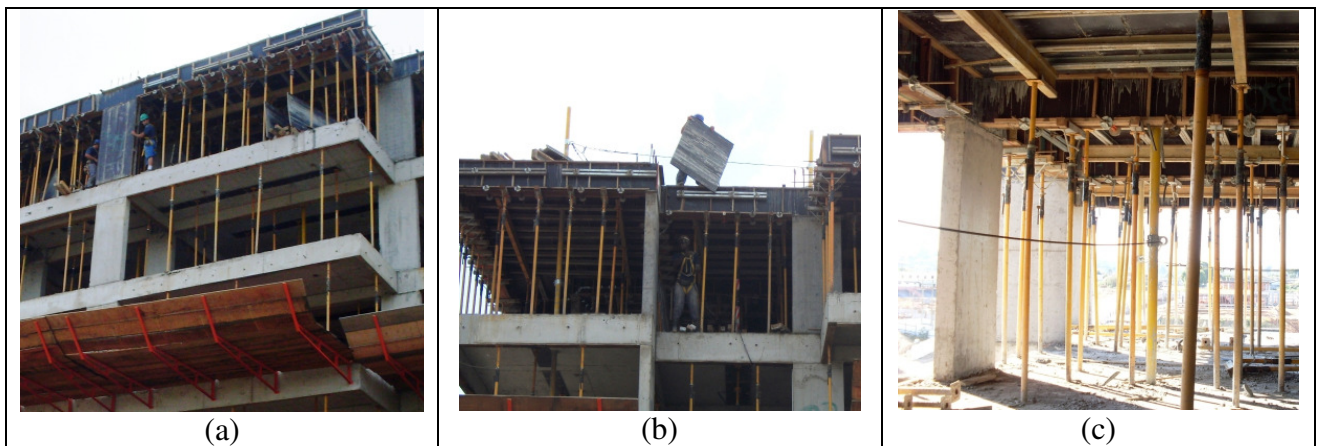


Figura 100: fotos ilustrativas da retirada das fôrmas dos pilares

ii: reescoramento e retirada do escoramento das vigas:

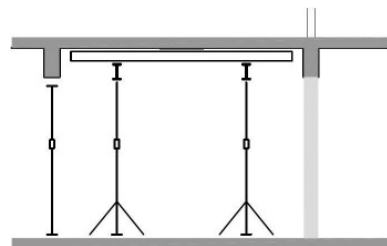


Figura 101: figura esquemática do reescoramento e retirada do escoramento das vigas

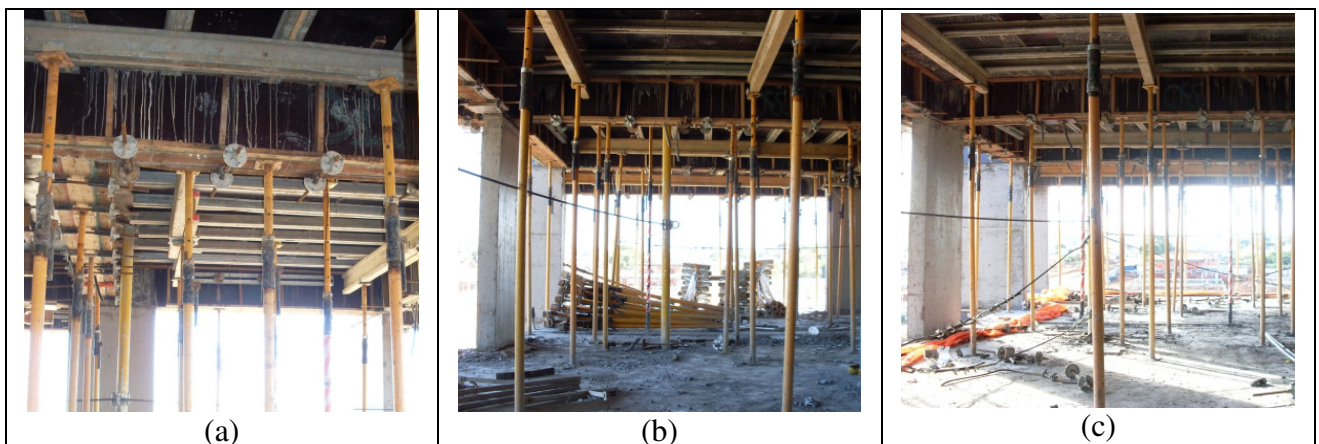


Figura 102: fotos ilustrativas do reescoramento e retirada do escoramento das vigas

iii: retirada dos travamentos dos painéis laterais das vigas:

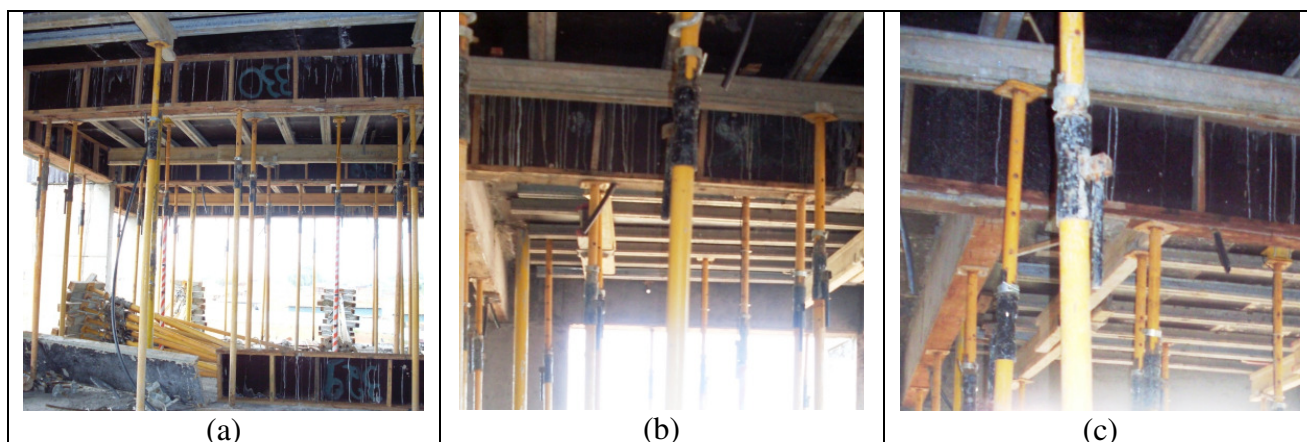


Figura 103: fotos ilustrativas da retirada dos travamentos dos painéis laterais das vigas

iv: retirada dos painéis laterais das vigas internas e laterais internas das vigas periféricas:

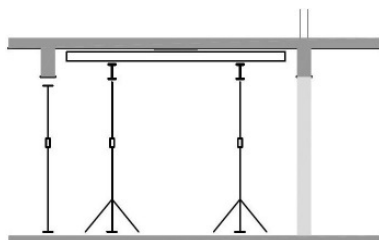


Figura 104: figura esquemática da retirada dos painéis laterais das vigas

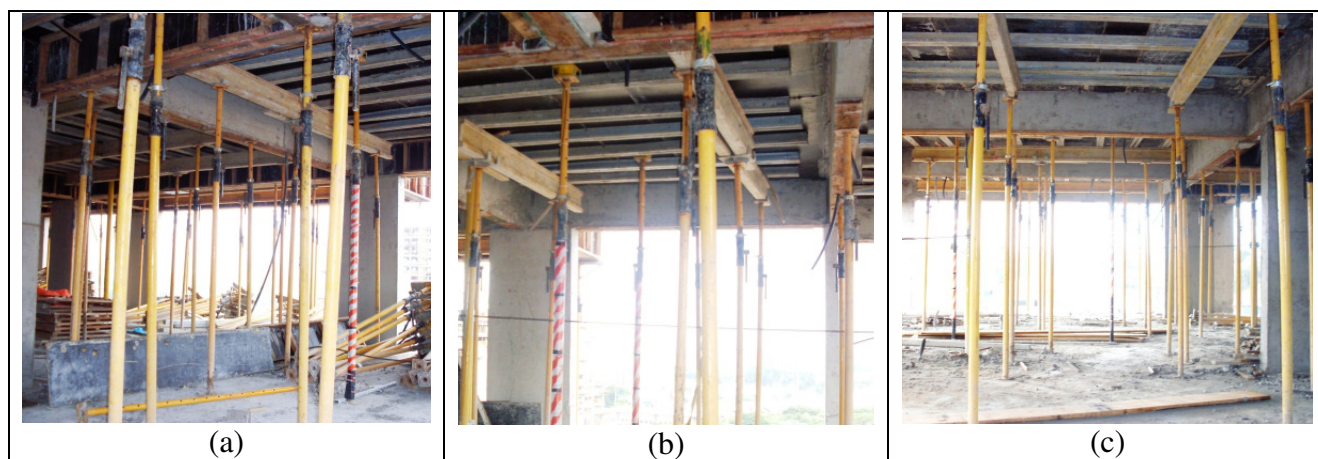


Figura 105: fotos ilustrativas da retirada dos painéis laterais das vigas

v: reescoramento das lajes e retirada do escoramento, vigas principais e secundárias das lajes:

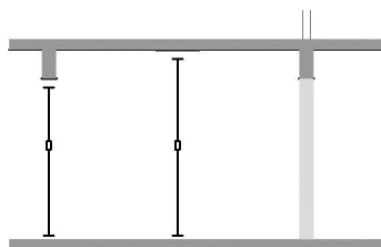


Figura 106: figura esquemática do reescoramento e vigamento dos painéis das lajes



Figura 107: fotos ilustrativas do reescoramento e vigamento dos painéis das lajes

vi: retirada dos painéis das lajes:

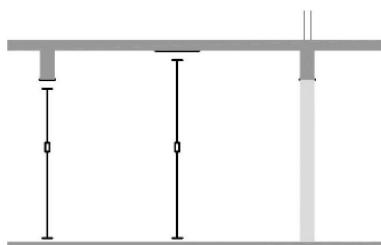


Figura 108: figura esquemática da retirada dos painéis das lajes

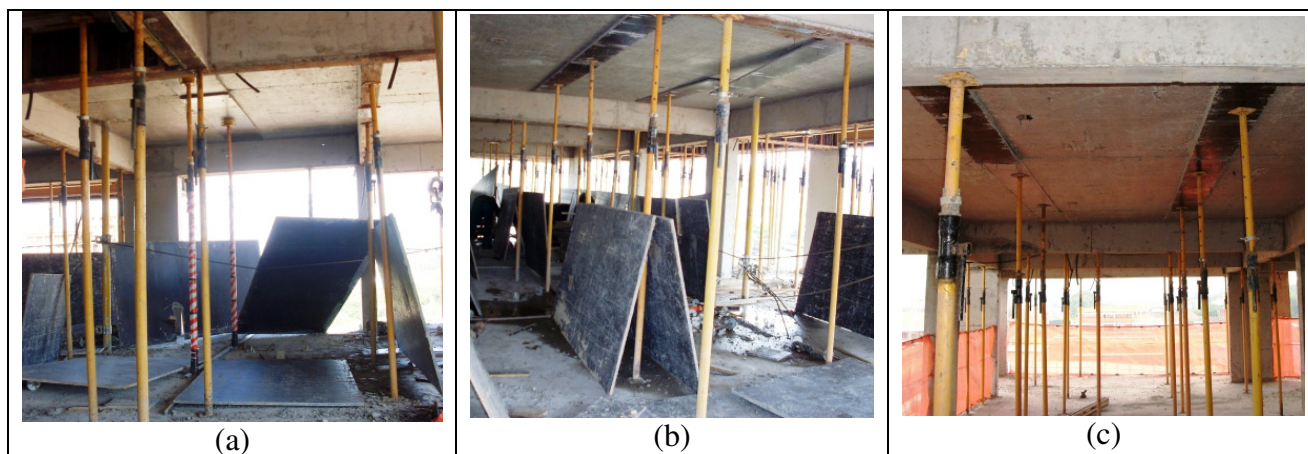


Figura 109: fotos ilustrativas da retirada dos painéis das lajes

vii: retirada do reescoramento das vigas e painéis de fundo, bem como das lajes e painéis da faixa de reescoro do último pavimento reescorado:



Figura 110: figura esquemática da retirada do reescoramento das vigas e lajes

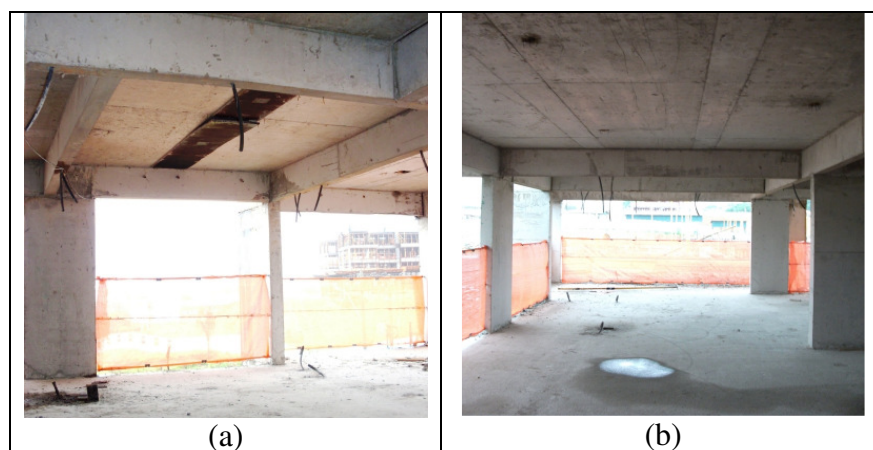


Figura 111: fotos ilustrativas da retirada do reescoramento das vigas e lajes

viii: retirada dos painéis externos das vigas periféricas:

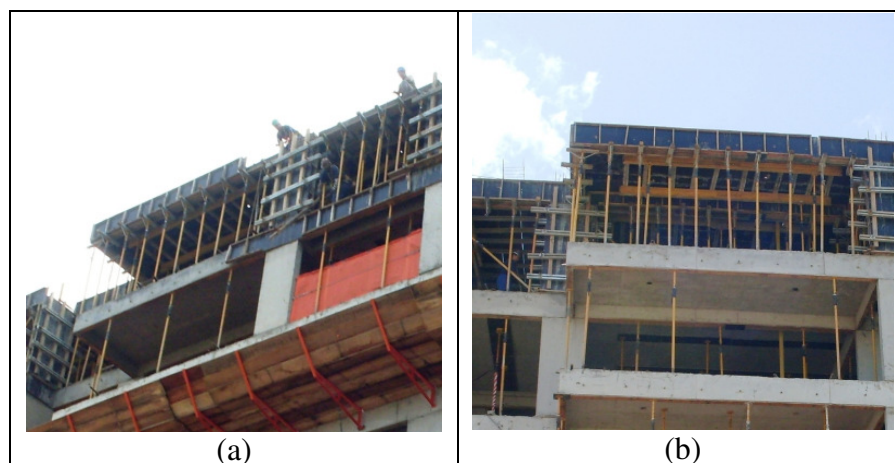


Figura 112: fotos ilustrativas da retirada dos painéis externos das vigas periféricas

Todas as etapas executivas mostradas acima representam os procedimentos previstos para o andamento da obra. Cabe destacar que na laje instrumentada, os pontalotes que ligam os pavimentos correspondem a um escoramento remanescente. Logo, foram posicionados sob os painéis das lajes antes da concretagem, diferentemente do que ocorreu com o restante das

lajes e vigas que foram reescoradas e, em decorrência disso, sofreram níveis de aperto desconhecidos sob o pavimento já concretado.

Observaram-se situações em que os painéis de fundo de viga ou da faixa de reescoramento foram retirados antes do prazo previsto, sendo que, para isso, os elementos estruturais tiveram seu reescoramento retirado e recolocado.

O cronograma físico das etapas construtivas, descritas anteriormente, aparece na tabela 20. Destaca-se que estes prazos representam a expectativa planejada para o empreendimento e uma média observada durante o acompanhamento, embora alguns imprevistos promoveram descompassos importantes. Para cada dia de trabalho, deixou-se espaço para três turnos (manhã, tarde e noite).

O cronograma mostra todo o processo de montagem de um pavimento novo, bem como a desmontagem dos sistemas de fôrmas do pavimento recém concretado e do reescoramento das vigas e lajes do mesmo. Mostra, ainda, a retirada total do reescoramento das vigas e lajes e a consequente retirada dos painéis de fundo das vigas e da faixa de reescoramento das lajes, do último pavimento ligado por meio de pontaletes.

A situação real do andamento da obra, para cada pavimento, poderá ser visualizada posteriormente, quando da apresentação dos resultados do ensaio de campo, sendo demonstrada através das figuras esquemáticas de cada etapa executiva.

O prazo para reescoramento de vigas e de lajes é de 2 e 3 dias, respectivamente. Já a concretagem dos pilares foi prevista para ocorrer cinco dias após a concretagem do pavimento anterior. A montagem das armaduras e demais acabamentos foi feita num prazo de dois dias. A retirada dos pontaletes do último pavimento reescorado ocorreu quatro dias após a concretagem de um novo pavimento. Desta forma, o período total que um pavimento permaneceu suportado por pontaletes foi de, aproximadamente, 33 dias.

Tabela 20: cronograma físico da obra

		Dia	1	2	3	4	5	6	7
Montagem de um novo pavimento	i: locação dos pilares		■						
	ii: armadura dos pilares		■						
	iii: fôrmas dos pilares			■					
	iv: escoramento e painéis de fundo das vigas			■					
	v: painéis laterais das vigas				■				
	vi: escoramento vigamento principal das lajes				■				
	vii: vigamento secundário das lajes					■			
	viii: painéis das lajes					■			
	ix: painéis da faixa de reescoro das lajes						■		
	x: travamentos laterais de fundo das vigas							■	
	xi: concretagem dos pilares								■
	xii: caixas para furação das lajes								■
	xiii: armadura das vigas								■
	xiv: painéis laterais externos vigas periféricas								■
	xv: travamentos laterais das vigas periféricas								■
	xvi: armadura positiva das lajes								■
	vxii: embutidos								■
	xviii: armadura negativa das lajes								■
	xix: nivelamento, revisão e segurança								■
	xx: concretagem das vigas e lajes								■
	xxi: acabamento superficial								■
Desmontagem das fôrmas *	i: fôrmas dos pilares		■						
	ii: reescoramento e escoramento das vigas			■					
	iii: travamentos laterais das vigas				■				
	iv: painéis laterais das vigas					■			
	v: reescoramento e escoramento das lajes						■		
	vi: painéis das lajes							■	
	vii: reescoramento vigas e lajes **								■
	viii: painéis externos das vigas periféricas								■

* Desmontagem do sistema de fôrmas do pavimento recém concretado e movimentação para o novo pavimento acima.

** Retirada do reescoramento e painéis no último pavimento ligado por escoras.

Observando-se o cronograma físico acima apresentado, verifica-se que entre o quarto dia de idade do pavimento recém concretado e o dia em que são concretadas as vigas e lajes de um pavimento novo, têm-se quatro pavimentos ligados por meio de três lances de pontaletes.

Entre o segundo e o quarto dia, há um período de transição, quando são reescoradas as vigas e lajes do pavimento recém concretado, ficando, portanto, cinco pavimentos ligados por meio de quatro lances de pontaletes. Entre o dia da concretagem de um novo pavimento e o segundo dia, também se tem cinco pavimentos ligados, porém, um lance é de escoramento e três lances são de reescoramento.

Estas situações executivas poderão ser observadas posteriormente, com os prazos reais registrados na observação do canteiro de obras.

5.1.3 Propriedades Mecânicas do Concreto Utilizado

Foram feitos ensaios em corpos-de-prova cilíndricos (9,5 x 19 cm) para acompanhar o crescimento das propriedades mecânicas do concreto utilizado em obra, em dois pavimentos distintos, sendo rompidos na prensa Shimadzu. Os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade secante foram realizados aos 3, 7, 28 e 56 dias de idade, com três e quatro repetições, respectivamente. Já os ensaios de resistência à tração direta foram realizados aos 28 dias de idade com três repetições. A condição de cura adotada foi de ambiente natural de laboratório.

5.1.3.1 Resistência à Compressão Uniaxial (f_c)

O ensaio de resistência à compressão uniaxial do concreto foi feito de acordo com a NBR 5739/2007, aplicando-se uma carga vertical, perpendicular à seção transversal do corpo-de-prova, a uma velocidade de 300kN por minuto, até atingir a ruptura do material. Antes do ensaio, os corpos-de-prova foram capeados com enxofre, garantindo uma superfície lisa e perpendicular ao eixo longitudinal. A tensão de ruptura (f_c) foi obtida dividindo-se a leitura da força aplicada, no instante da ruptura, pela área da seção transversal do corpo-de-prova ($70,88cm^2$).

5.1.3.2 Resistência à Tração Direta (f_{ct})

A resistência à tração direta (f_{ct}) foi determinada indiretamente através do ensaio de tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$), de acordo com a NBR 7222/1994, aplicando-se uma carga perpendicular ao eixo longitudinal do corpo-de-prova ao longo das duas geratrizes diametralmente opostas, a uma velocidade de 300kN por minuto, até atingir a ruptura do material. O resultado de f_{ct} foi obtido através da equação 13:

$$f_{ct} = 0,9 \frac{2.F}{\pi.d.L} \quad (13)$$

onde:

F : força aplicada no instante da ruptura do material;

d : diâmetro do corpo-de-prova;

L : altura do corpo-de-prova.

O valor 0,9 se refere ao coeficiente de minoração proposto pela NBR 6118/2007, para obter a resistência à tração direta através do ensaio de tração indireta.

5.1.3.3 Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs})

O ensaio de módulo de elasticidade secante foi realizado com auxílio de dois medidores LVDT¹⁰ em posição diametralmente opostas, onde o valor médio é utilizado para o cálculo dos deslocamentos. O resultado de E_{cs} é obtido conforme prescreve a NBR 8522/2003 e consiste em obter o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, passando pelos pontos A e B, onde:

A: tensão de 0,5MPa ;

B: 40% da tensão de ruptura.

¹⁰ LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) são sensores para medição de deslocamento linear.

5.1.3.4 Resultados dos Ensaios (f_c , f_{ct} e E_{cs})

Os resultados médios das propriedades mecânicas do concreto utilizado em obra são mostrados na tabela 21. Em função do reduzido número de corpos-de-prova, não são apresentados os desvios padrão e coeficiente de variação, ficando este último entre 9,9% e 18,5% para f_c ; entre 6,5% e 21,6% para E_{cs} e 0,04% para f_{ct} .

Tabela 21: resultados médios das propriedades mecânicas do concreto utilizado em obra

		Idade (dias)			
		3	7	28	56
Propriedade	f_c (MPa)	18,23	22,91	28,30	32,50
	E_{cs} (GPa)	22,21	30,00	33,39	35,02
	f_{ct} (MPa)	-	-	2,65	-

Na figura 113, é possível visualizar os coeficientes de crescimento da resistência à compressão (f_c), em relação aos valores obtidos aos 28 dias. A predição dos coeficientes de crescimento, para idades intermediárias, foram definidas pela expressão $y = 0,1283 \cdot \ln(x) + 0,5736$, com coeficiente de determinação (R^2) de 0,988.

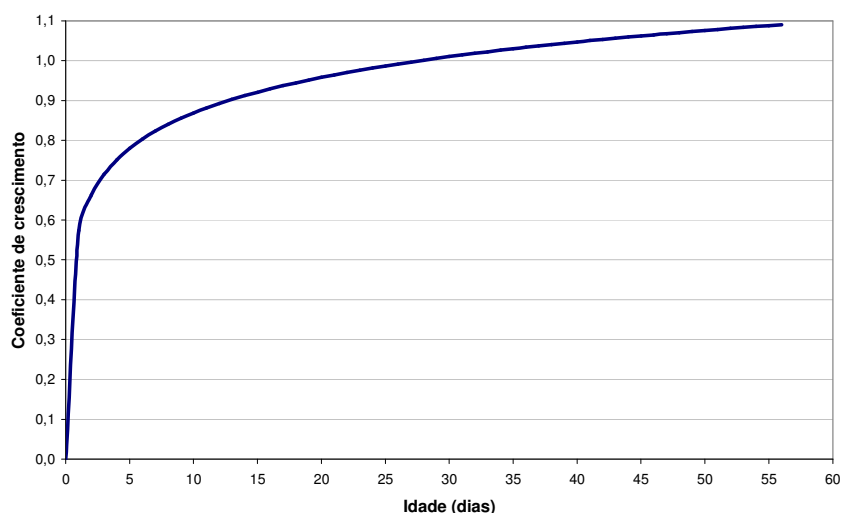


Figura 113: coeficiente de crescimento da resistência à compressão (f_c)

Na figura 114, apresentam-se os coeficientes de crescimento do módulo de elasticidade secante (E_{cs}), em relação aos valores obtidos aos 28 dias. A predição dos coeficientes de crescimento, para idades intermediárias, foram definidas pela expressão

$y = 0,1237 \cdot \ln(x) + 0,581$, com coeficiente de determinação (R^2) O coeficiente de determinação (R^2) de 0,987.

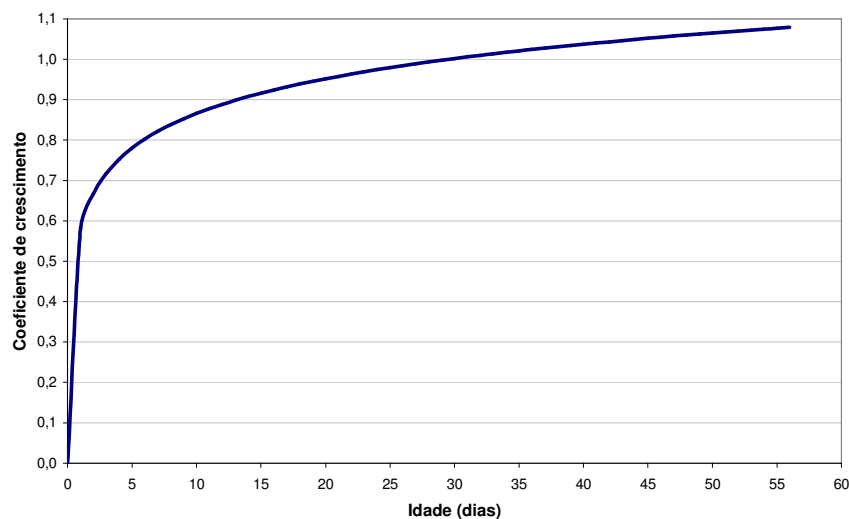


Figura 114: coeficiente de crescimento do módulo de elasticidade secante (E_{cs})

Na tabela 22, são mostrados os respectivos valores preditos para os coeficientes de crescimento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade secante do concreto de 1 a 56 dias de idade.

Tabela 22: valores preditos dos coeficientes de crescimento da resistência à compressão (f_c) e do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs})

Idade	f_c	E_{cs}	Idade	f_c	E_{cs}
1	0,57	0,58	29	1,01	1,00
2	0,66	0,67	30	1,01	1,00
3	0,71	0,72	31	1,01	1,01
4	0,75	0,75	32	1,02	1,01
5	0,78	0,78	33	1,02	1,01
6	0,80	0,80	34	1,03	1,02
7	0,82	0,82	35	1,03	1,02
8	0,84	0,84	36	1,03	1,02
9	0,86	0,85	37	1,04	1,03
10	0,87	0,87	38	1,04	1,03
11	0,88	0,88	39	1,04	1,03
12	0,89	0,89	40	1,05	1,04
13	0,90	0,90	41	1,05	1,04
14	0,91	0,91	42	1,05	1,04
15	0,92	0,92	43	1,06	1,05
16	0,93	0,92	44	1,06	1,05
17	0,94	0,93	45	1,06	1,05
18	0,94	0,94	46	1,06	1,05
19	0,95	0,95	47	1,07	1,06
20	0,96	0,95	48	1,07	1,06
21	0,96	0,96	49	1,07	1,06
22	0,97	0,96	50	1,08	1,06
23	0,98	0,97	51	1,08	1,07
24	0,98	0,97	52	1,08	1,07
25	0,99	0,98	53	1,08	1,07
26	0,99	0,98	54	1,09	1,07
27	1,00	0,99	55	1,09	1,08
28	1,00	0,99	56	1,09	1,08

5.2 ENSAIO DE CAMPO

O ensaio de campo é descrito a seguir através da escolha do elemento estrutural que foi instrumentado e da montagem do aparato de ensaio.

5.2.1 Escolha do Elemento Estrutural Para Instrumentação

Neste ensaio de campo, optou-se por uma laje em que se pudesse instrumentar todos os pontaletes referentes ao escoramento remanescente em quatro pavimentos subsequentes. Na figura 115, pode-se visualizar com mais detalhes a geometria da estrutura, correspondente a um apartamento do pavimento tipo.

Sabendo-se que para instrumentar todos os quatro pavimentos consecutivos, ligados por meio dos pontaletes, a escolha do elemento estrutural foi condicionada a uma laje com duas escoras remanescentes, haja vista a limitação existente de oito canais de leitura. Analisando-se o projeto, observou-se que a única laje possível foi a L329. Esta laje possui dimensões no plano (292 x 429) e espessura (10cm) razoáveis, e sua geometria é simples.

Na figura 116, pode-se visualizar o projeto da laje L329 e das vigas que a suportam.

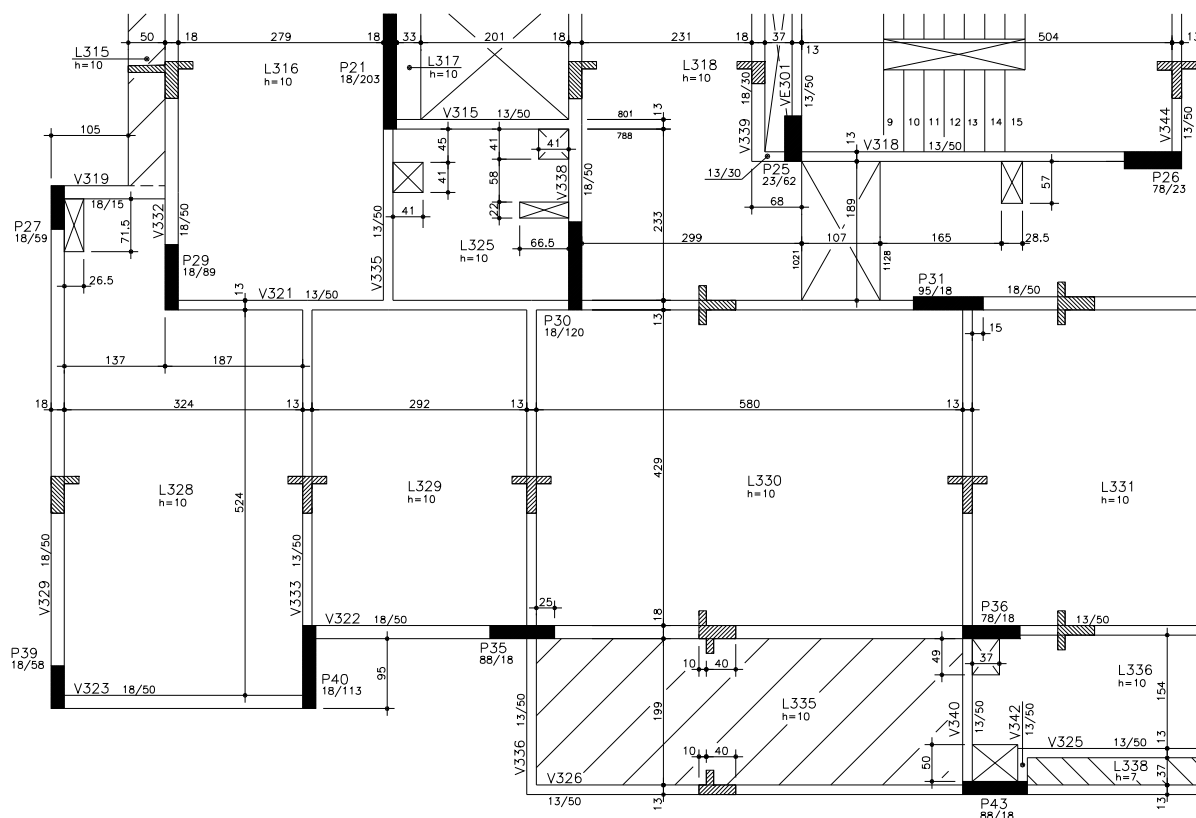


Figura 115: geometria dos elementos estruturais, correspondente a um apartamento do pavimento tipo.

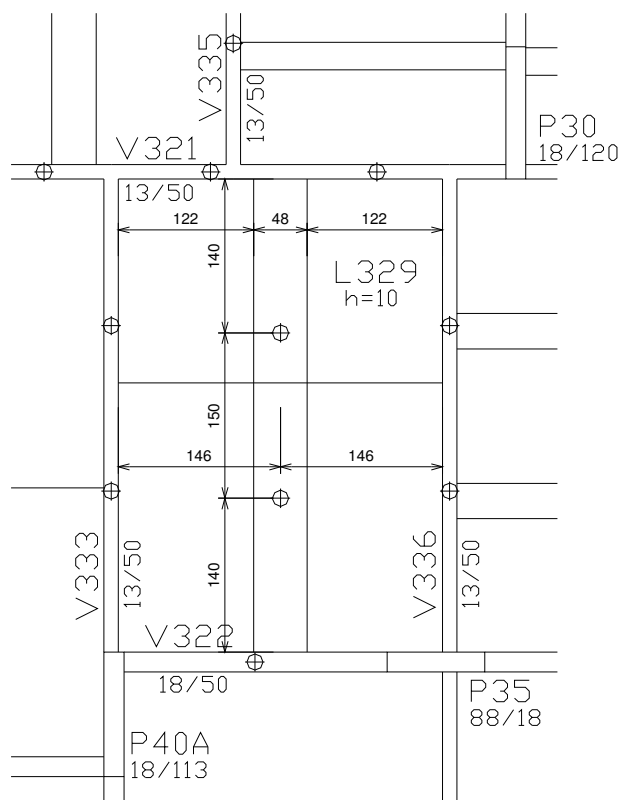


Figura 116: escoramento remanescente da laje L329

5.2.2 Montagem do Ensaio de Campo

Com base nos ensaios teste realizados e, conseqüentemente, no aprendizado decorrente destes, procurou-se enfrentar as dificuldades encontradas anteriormente, com intuito de obter leituras diretas das cargas transmitidas pelas reescoras, através da instrumentação de todos os pontaletes de uma laje, desde o instante da concretagem, contando com todos os pavimentos ligados por meio destes. Desta forma, pode-se aferir, claramente, as cargas de peso próprio dos pavimentos e as cargas de construção transmitidas entre os pavimentos através dos pontaletes.

Destaca-se que as outras lajes, assim como todas as vigas da edificação, foram reescoradas, ou seja, os pontaletes foram posicionados sob os elementos estruturais após a concretagem, nas idades mostradas no cronograma físico descrito anteriormente.

Nesta proposta de ensaio experimental, apresenta-se como dificultosa a presença dos cabos das células de carga em meio a um processo de desmontagem das fôrmas. No primeiro ensaio

teste, inclusive, esta tentativa provocou um acidente de trabalho com um operário, fato que motivou os procedimentos estabelecidos nos ensaios seguintes.

Neste ensaio de campo, esta situação foi resolvida com auxílio de canaletas metálicas, de modo que, até a conclusão do processo de desmontagem das fôrmas, os cabos descessem pelo pontalete e seguissem pelo piso protegidos por esta canaleta firmemente presa à base do mesmo.

O ensaio iniciou com a instalação da central de aquisição de dados no pavimento imediatamente inferior ao primeiro pavimento instrumentado. Na medida em que o edifício ganhava altura, com o decorrer do ensaio, foi necessário transferir a central de aquisição de dados para pavimentos superiores, em razão do comprimento limitado dos cabos das células de carga. Na primeira instalação, o sistema foi energizado na guarita de acesso ao canteiro de obras. Este fato ocasionou algumas interrupções na alimentação do sistema, devido a desligamentos inadvertidos. Estas interrupções poderão ser observadas posteriormente na leitura dos registros do Fieldlogger. Na primeira troca de pavimento, a central de aquisição de dados foi energizada no centro de distribuição elétrica instalado em pavimentos alternados da edificação. Foi providenciada uma tomada dedicada exclusivamente para este equipamento, pois algum operário poderia desconectar o cabo elétrico para uso de outro equipamento. O Fieldlogger e o Logbox RHT-LCD foram programados para coletar dados a cada cinco minutos, iniciando as leituras no dia 27 de janeiro de 2011. Na figura 117, pode-se visualizar a instalação da central de aquisição de dados.

O processo de montagem do ensaio é descrito a seguir, destacando que todos os procedimentos ocorreram antes da concretagem das vigas e lajes, sendo que, na maioria dos pavimentos, isso foi feito no mesmo dia da concretagem (algumas horas antes). O procedimento demorou em média 3 horas para cada pavimento.



Figura 117: instalação da central de aquisição de dados. (a) vista frontal da central de aquisição de dados, (b) primeira instalação no pavimento imediatamente abaixo do primeiro pavimento instrumentado (térreo), (c) segunda instalação no quinto pavimento, (d) centro de distribuição elétrica, com cabo e tomada exclusiva, no sexto pavimento.

a) conexão dos cabos das células de carga na central de aquisição de dados;

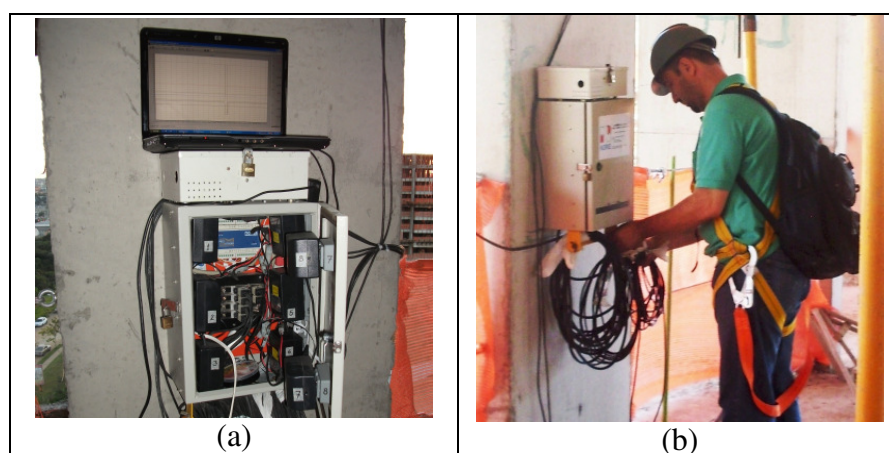


Figura 118: fotos ilustrativas da conexão dos cabos na central de aquisição de dados

b) marcação dos pontos de fixação dos pontaletes;



Figura 119: fotos ilustrativas da marcação dos pontaletes

c) posicionamento das células de carga nos pontaletes. Nesta etapa, foi importante aguardar alguns minutos para que o Fieldlogger registrasse as leituras iniciais (zero) das células de carga fixadas com as molas de tração. A pressão das molas gera um pequeno carregamento, sendo que, com este procedimento, a leitura zero das células desconta este valor;



Figura 120: foto ilustrativa do posicionamento da célula de carga no pontalete

d) posicionamento dos pontaletes sob a faixa de reescoramento com um aperto que garanta a estabilidade da reescora e que não desnivele os painéis da laje;

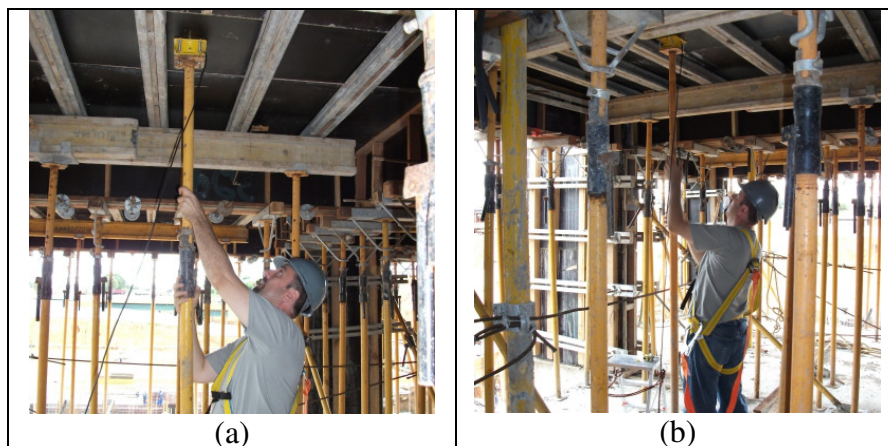


Figura 121: fotos ilustrativas do posicionamento dos pontaletes sob a faixa de reescoramento
 e) fixação da célula de carga na faixa de reescoramento, através de dois pregos em furo deixado na chapa que suporta os sensores de carga;



Figura 122: fotos ilustrativas da fixação da célula na faixa de reescoramento

f) fixação dos cabos na metade superior do pontalete, através de abraçadeiras de nylon;

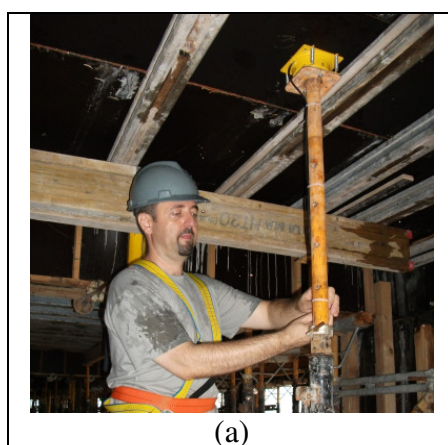


Figura 123: foto ilustrativa da fixação do cabo no pontalete

g) posicionamento da canaleta metálica junto ao piso e aos pontaletes, em direção à extremidade do pavimento, por onde os cabos percorreram os pavimentos até a central de aquisição de dados. A canaleta precisou ser emendada com duas cantoneiras devido ao seu comprimento limitado;

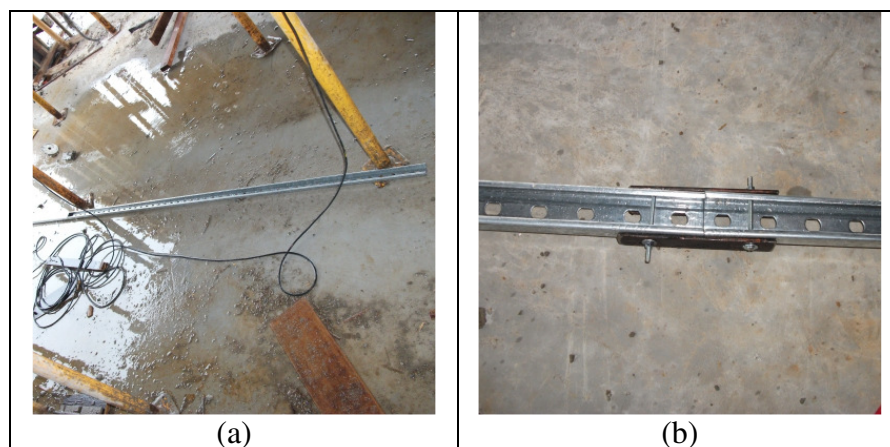


Figura 124: fotos ilustrativas da canaleta metálica

h) fixação dos cabos na metade inferior do pontalete, através de canaleta de PVC e abraçadeiras de nylon;

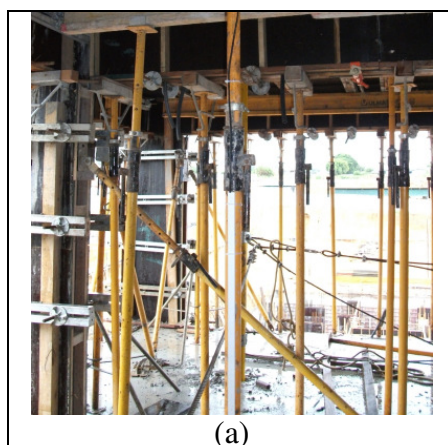


Figura 125: foto ilustrativa da fixação do cabo e da canaleta de PVC no pontalete

i) passagem dos cabos das células de carga pela canaleta metálica;



Figura 126: foto ilustrativa da passagem dos cabos pela canaleta metálica

j) fechamento da calha com tampa metálica e fixação com abraçadeiras de nylon;

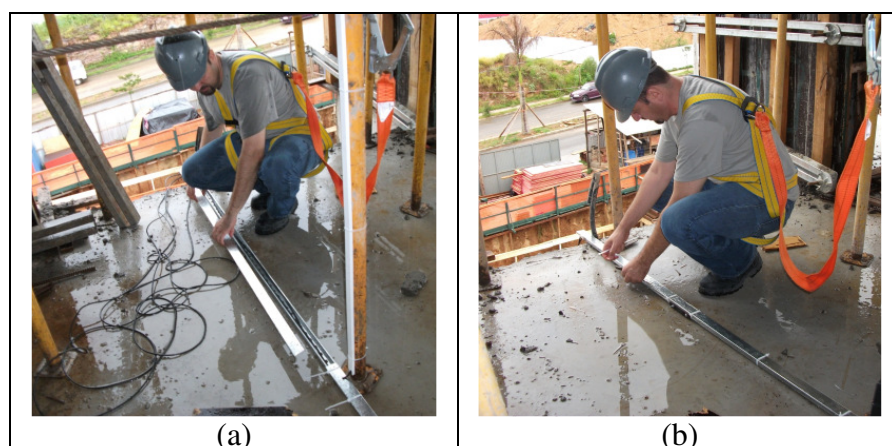


Figura 127: fotos ilustrativas do fechamento da calha

k) fixação da canaleta e tampa nos pontaletes com arame galvanizado;

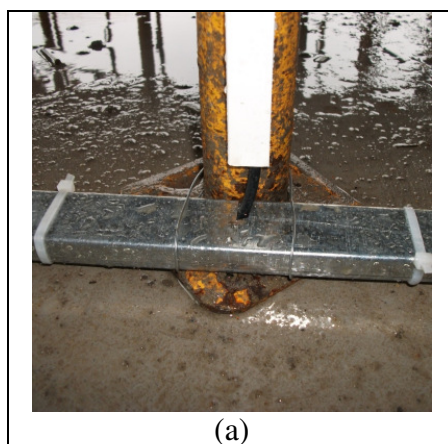


Figura 128: foto ilustrativa da fixação da canaleta e tampa no pontalete

l) fixação de um trecho de tampa metálica na junção do pontalete com a canaleta, com arame galvanizado;

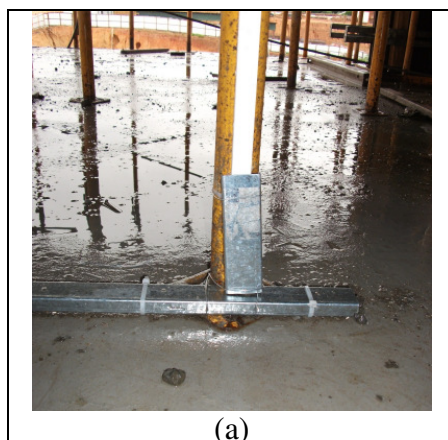


Figura 129: foto ilustrativa da proteção do cabo na base do pontalete

m) passagem de fita zebra e fita isolante na metade inferior do pontalete, a fim de chamar a atenção dos operários para um elemento estranho à obra;



Figura 130: fotos ilustrativas da fita zebra no pontalete

n) ajuste dos cabos pelos pavimentos até a central de aquisição de dados;

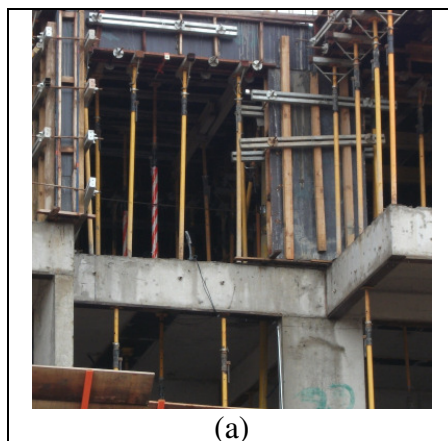


Figura 131: foto ilustrativa do ajuste dos cabos pelos pavimentos da edificação

o) montagem concluída e processo de desmontagem das fôrmas em andamento;

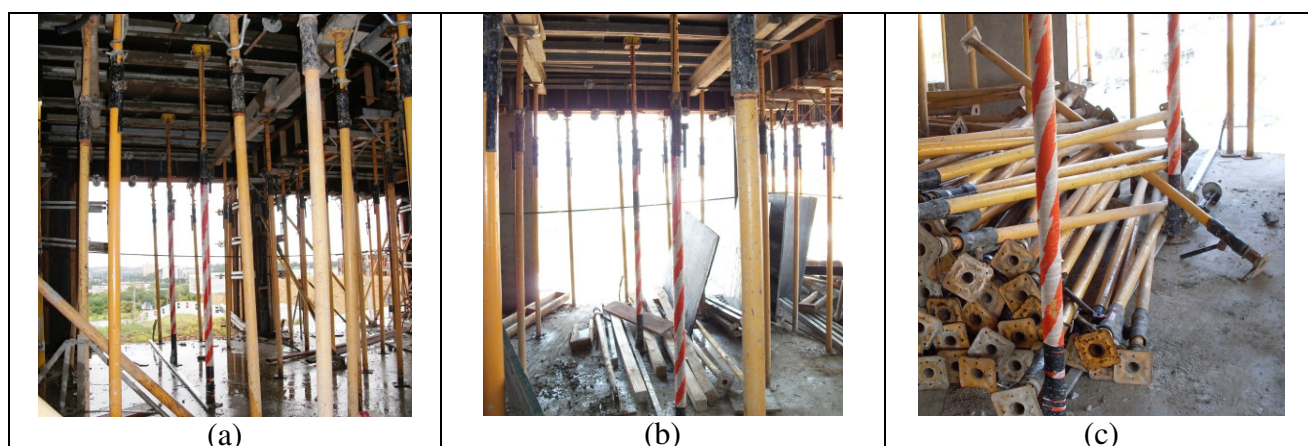


Figura 132: fotos ilustrativas da montagem do ensaio e andamento da obra

p) retirada da calha e da proteção dos cabos, depois de concluído o processo de desmontagem das fôrmas, fixando os cabos pelo teto.



Figura 133: fotos ilustrativas da retirada da proteção dos cabos e passagem pelo teto

5.3 RESULTADOS

Neste ensaio de campo, foram instrumentados dez pavimentos consecutivos, sendo que as células de carga e seus respectivos pavimentos são descritos abaixo:

- a) Célula C1 e C2: terceiro pavimento (primeiro pavimento tipo);
- b) Célula C3 e C4: quarto pavimento;
- c) Células C5 e C6: quinto pavimento;
- d) Células C7 e C8: sexto pavimento;
- e) Célula C1 e C2: sétimo pavimento;
- f) Célula C3 e C4: oitavo pavimento;
- g) Célula C5 e C6: nono pavimento;
- h) Célula C7 e C8: décimo pavimento;
- i) Célula C1 e C2: décimo primeiro pavimento (último pavimento tipo)
- j) Célula C3 e C4: pavimento de cobertura.

Na figura 134, é possível visualizar o gráfico completo do ensaio com a média das cargas obtidas entre as duas células de carga de cada pavimento, conforme descrição anterior. A figura mostra dois gráficos com continuidade entre o final do primeiro pavimento e o início do segundo.

Fazendo-se a leitura da página rotacionada no sentido horário, o espaçamento entre as linhas verticais da grade representam um período de 24h, sendo de zero às 24 horas. Já o espaçamento entre as linhas horizontais representam as leituras das cargas em kgf , em intervalo de $100kgf$. Observa-se que, neste ensaio, as cargas não ultrapassaram $1000kgf$ ($10kN$).

Neste gráfico é possível observar os cortes de energia elétrica ocorridos no início do ensaio, conforme já comentado.

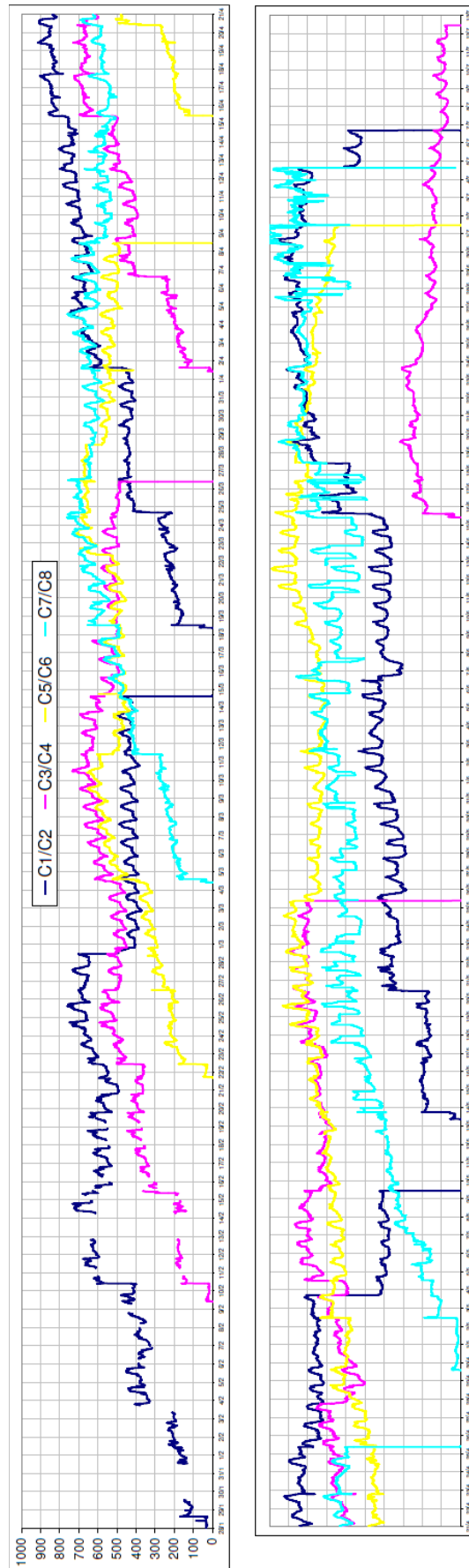


Figura 134: cargas médias obtidas entre as duas células de carga de cada pavimento

As primeiras leituras de cada pavimento, com valores inferiores a $50kgf$, representam as situações anteriores às concretagens. As leituras seguintes, com valores em torno de $200kgf$, representam as cargas obtidas após a concretagem, sendo que, nesta etapa, há outros pontaletes não instrumentados sob a laje. Segue-se com leituras da ordem de $500kgf$, representando a retirada do escoramento da laje do pavimento recém concretado. Nesta situação, os pontaletes instrumentados são os únicos elementos que suportam o peso da laje. Desta forma, pode-se concluir que o peso da laje em questão, suportado pelos dois pontaletes, é da ordem de $1000kgf$. A área de influência estimada dos pontaletes instrumentados pode ser visualizada na figura 135 e corresponde a $4,232m^2$.

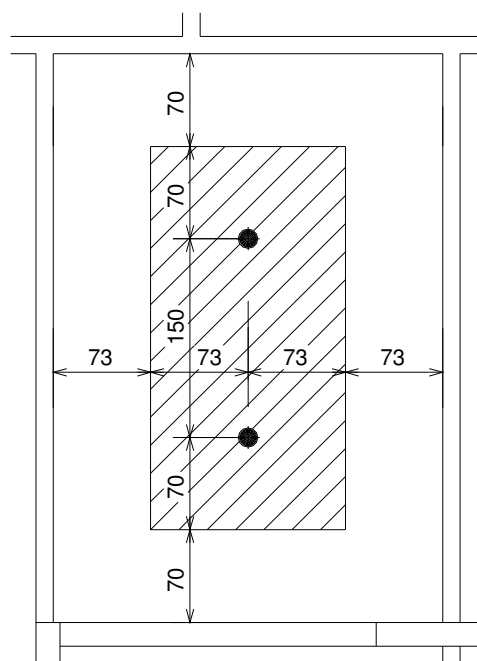


Figura 135: área de influência dos pontaletes instrumentados ($A = 4,234m^2$)

Considerando que esta laje tem uma espessura de projeto de $10cm$, a área de influência dos dois pontaletes corresponde a uma carga de $1058,5kgf$, tendo-se um carregamento médio para cada pontalete de $529,3kgf$. Pode-se observar que as cargas iniciais obtidas no ensaio experimental estão com ordem de grandeza compatível com os valores teóricos, sendo esta, portanto, a grandeza do carregamento correspondente ao fator de carga construtiva no pontalete $k = 1$.

No último pavimento instrumentado (pavimento de cobertura), o escoramento não chegou a ser retirado quando do encerramento do ensaio, tendo em vista que os operários desta

edificação foram direcionados para outra torre. Com a demora, a equipe que executava as alvenarias solicitou a retirada dos equipamentos de ensaio nos pavimentos inferiores. O final do ensaio ainda ficou prejudicado na instrumentação do décimo primeiro pavimento (último pavimento tipo), pois o pavimento de cobertura é acrescido de um trecho próximo da laje em estudo. Com isso, a laje do pavimento inferior (décimo primeiro pavimento) recebeu o acréscimo de uma estrutura provisória para suportar a cobertura. Por estes motivos, os últimos dias diferem dos demais.

Importante mencionar que no início do ensaio, quando da instrumentação do terceiro pavimento, os pavimentos inferiores (segundo pavimento e térreo) estavam sendo suportados por pontaletes em condições diferentes dos demais. Com efeito, nos dois pavimentos, os pontaletes foram posicionados após a concretagem (reescoramento), logo, sofreram algum nível de aperto descontrolado. No pavimento térreo, as reescoras foram assentadas sobre uma guia de madeira apoiada diretamente no solo, sendo esta base, portanto, de rigidez diferente das demais. Por estes motivos, os primeiros dias do ensaio diferem dos demais.

Observa-se, ainda, que em intervalos de 24 horas, há variações cíclicas nas cargas, já observadas nos ensaios anteriores. Estas leituras são fiéis aos acontecimentos reais ocorridos na obra. No entanto, estas variações dificultam uma leitura de comportamento.

A variação cíclica diária observada nas leituras das cargas, decorrente de variações ambientais, pode ser comprovada no gráfico da figura 136, num período de três dias. Neste gráfico são mostradas as cargas médias de três pavimentos quaisquer (C3/C4, C5/C6 e C7/C8) em kgf, juntamente com as leituras de temperatura e umidade relativa do ar coletadas junto à central de aquisição de dados. Para facilitar a comparação gráfica entre as cargas e as condições ambientais, os valores de temperatura e umidade relativa do ar tiveram sua escala modificada para gerar dados de mesma ordem de grandeza das cargas conforme as equações 14 e 15.

$$T^* = \frac{T}{0,1} + 200 \quad (14)$$

$$U^* = \frac{U}{-0,4} + 500 \quad (15)$$

Sendo T a temperatura ambiente ($^{\circ}C$) e U a umidade relativa do ar ($\%$)

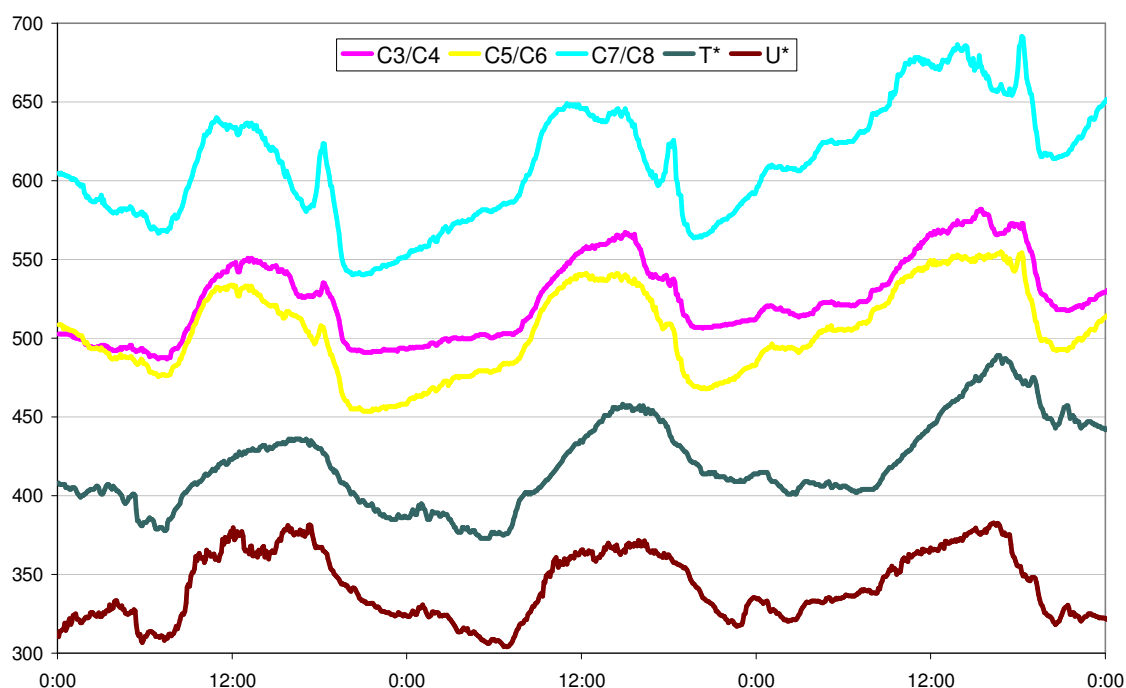


Figura 136: leituras das cargas médias de três pavimentos, temperatura modificada (T^*) e umidade relativa do ar modificada (U^*), num período de três dias

Observe-se que a umidade relativa do ar possui uma tendência de curvatura simétrica a da temperatura. O valor negativo do coeficiente divisor ($-0,4$) da equação 15 inverte o gráfico para melhor visualização. Os demais valores das equações 14 e 15 tiveram por objetivo aproximar as curvas de temperatura e de umidade das curvas das cargas.

Pode-se comprovar que as variações cíclicas diárias observadas nas leituras das células de carga são influenciadas pelas variações ambientais, seja no pontalete, seja na estrutura de concreto, ou em ambos.

A seguir, apresenta-se o mesmo gráfico com a média das cargas obtidas nas duas células de carga de cada pavimento, calculando-se, para cada leitura (intervalos de cinco minutos), a média entre as leituras de doze horas antes, até doze horas depois (intervalo de 24 horas). Este procedimento suaviza as variações cíclicas diárias e facilita a análise, embora cause certa alteração nos dados iniciais de cada curva e cause uma defasagem (*delay*) de cada evento ocorrido em aproximadamente 12 horas. Na figura 137, é possível visualizar a primeira parte deste gráfico e, na figura 138, a segunda parte. Com a leitura rotacionada no sentido horário, o espaçamento entre as linhas verticais da grade representam um período de um dia e as linhas horizontais representam as leituras das cargas em kgf , em intervalo de $100kgf$.

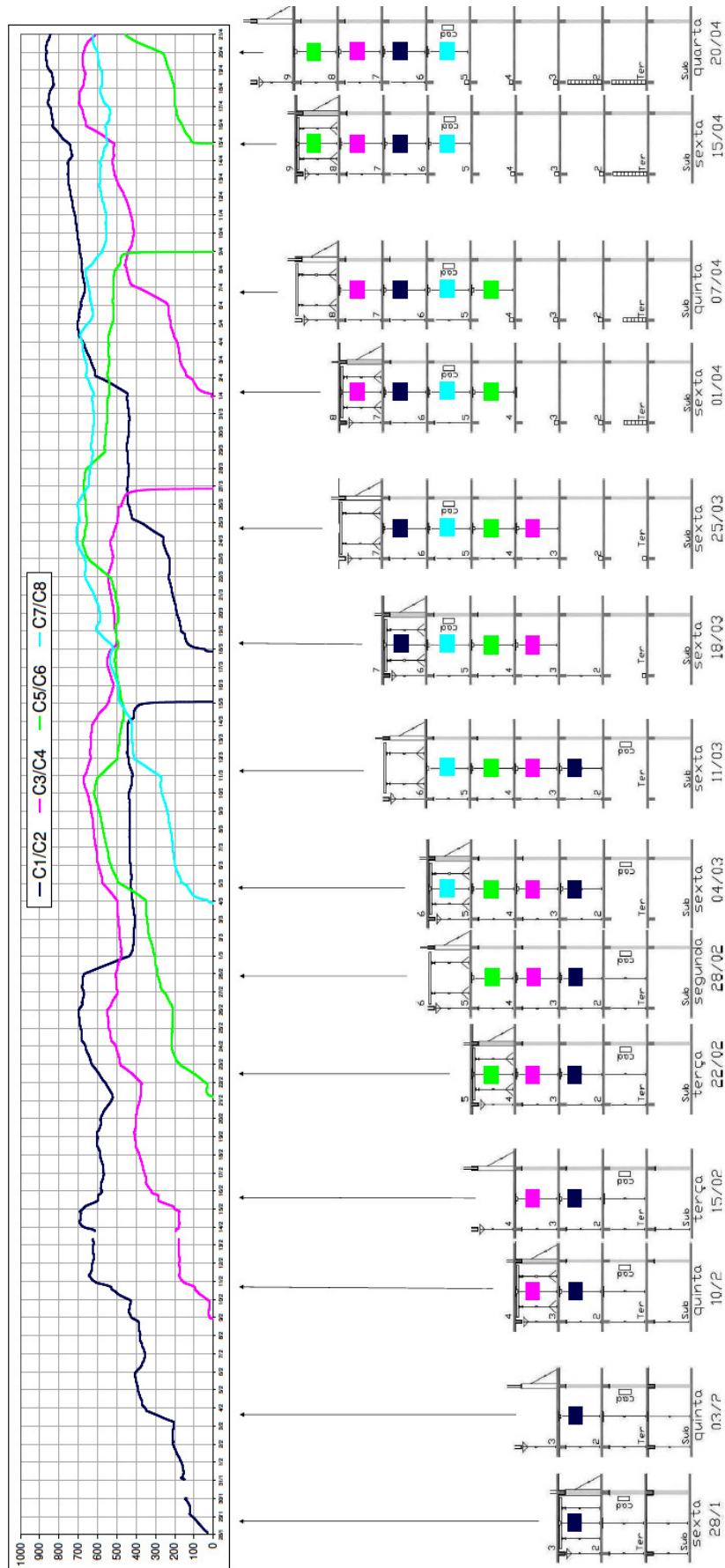


Figura 137: cargas médias das duas células com a média num período de 24 horas (1ª parte)

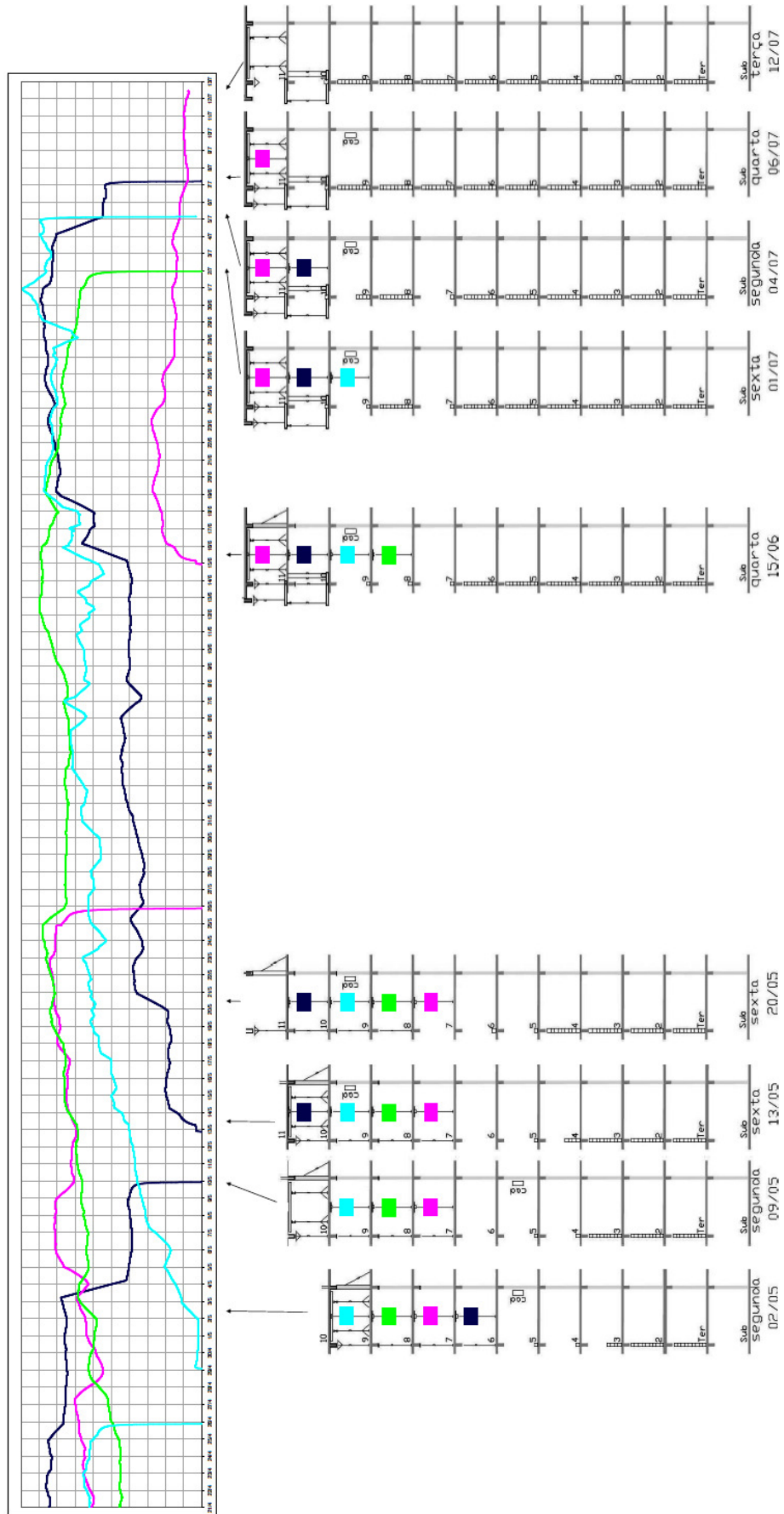


Figura 138: cargas médias das duas células com a média num período de 24 horas (2ª parte)

A seguir, apresentam-se as cargas aplicadas pelos pontaletes nos pavimentos, podendo serem visualizados na figura 139, com leitura da página idêntica às duas anteriores. Os gráficos foram construídos a partir da soma vetorial das cargas obtidas nos pontaletes sobre e sob o respectivo pavimento, conforme descrito no item 3.3.1. A carga no pontalete sobre um pavimento (gravitacional) foi considerada com sinal positivo e a carga no pontalete sob o pavimento, com sinal negativo. Neste gráfico, assim como nos demais, considerou-se a carga média dos dois pontaletes de cada pavimento, sendo que os valores individuais apresentaram baixíssima variabilidade.

Destaca-se que as cargas aplicadas pelos pontaletes no 2º pavimento foram graficadas somente 31 dias após o início do ensaio, sendo desconsiderada a parte anterior a esta data. Isso se deve ao fato de que os pontaletes sob este pavimento não foram instrumentados. Desta forma, as leituras iniciaram a partir do momento em que os pontaletes não instrumentados foram removidos, ficando somente o pontalete instrumentado sobre o segundo pavimento, aplicando um carregamento gravitacional (final do ciclo).

Importante mencionar que as cargas aplicadas nos primeiros dias de cada pavimento são irreais, pois representam somente as leituras dos pontaletes instrumentados, sendo que o pavimento também é suportado pelo sistema de escoramento, não instrumentado. As cargas passam a ser reais quando o escoramento é retirado e o pavimento é suportado somente pelo escoramento remanescente instrumentado, voltando a ser irreal, quando o pavimento superior também recebe carga de pontaletes (escoramento) não instrumentados. Para exemplificar, as cargas no terceiro pavimento são irreais de zero a 5 dias de idade, passando a ser real de 5 a 12 dias. O carregamento no mesmo pavimento volta a ser irreal de 12 a 18 dias de idade, sendo verdadeiro a partir desta última idade.

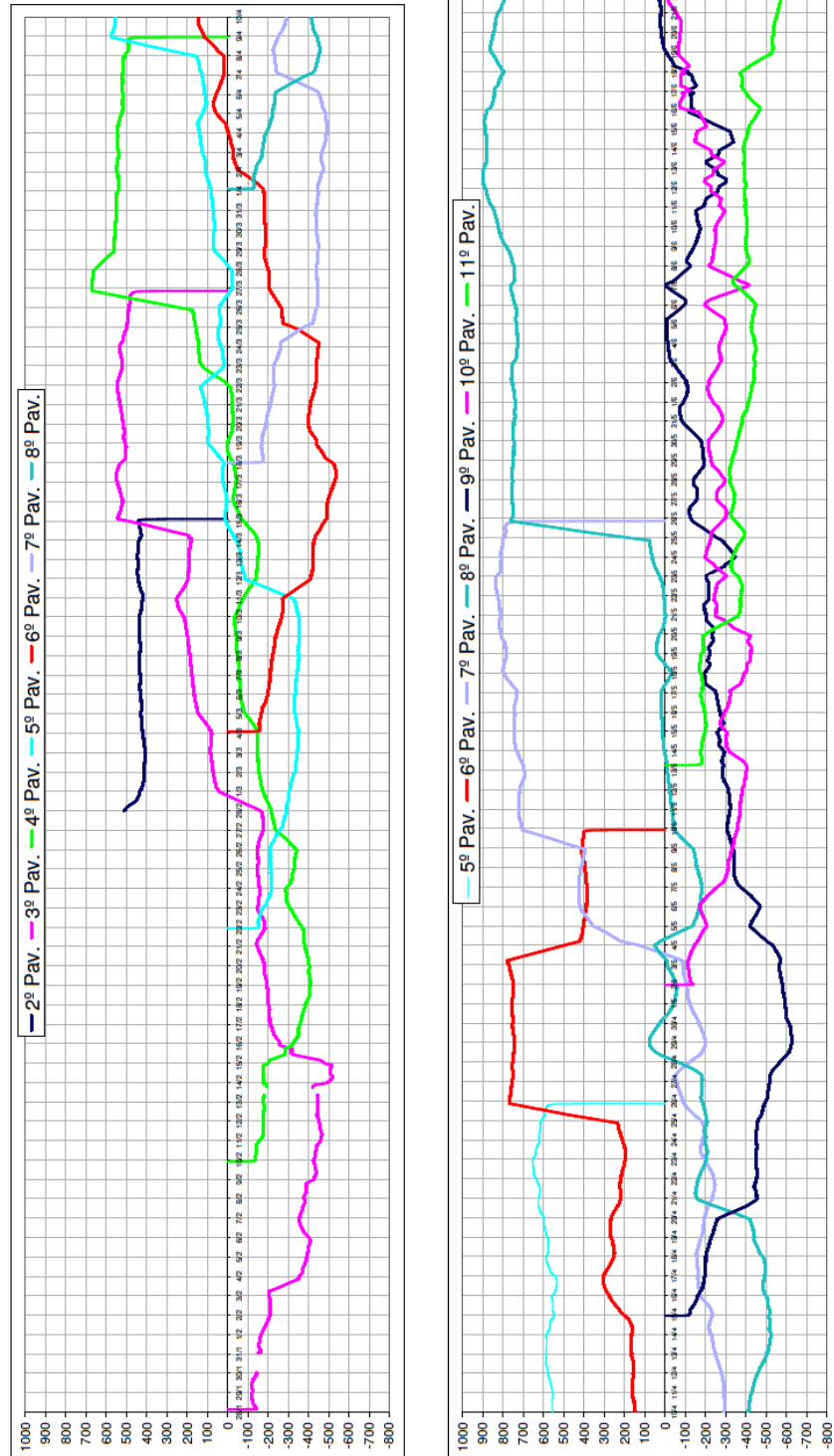


Figura 139: cargas aplicadas pelos pontaletes nos pavimentos

Com objetivo de comparar os resultados experimentais com valores teóricos, calculou-se os fatores de carga nos pavimentos e nos pontaletes de acordo com a metodologia de Grundy e Kabaila (1963), descrita no item 3.2. Este cálculo respeitou os eventos críticos observados em obra, com as respectivas idades, bem como os coeficientes de crescimento do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) preditos a partir dos ensaios experimentais, mostrados na tabela 22 e descritos no item 5.1.3. Os resultados podem ser visualizados na figura 140.

A seguir, apresenta-se, com detalhes, o comportamento do sexto e do sétimo pavimentos. Estes são os pavimentos que representaram bem o comportamento da edificação, haja vista que não sofreram influência dos dois primeiros pavimentos reescorados (não instrumentados), e dos dois últimos que tiveram o acréscimo de peças de suporte do pavimento de cobertura. Estes últimos ainda tiveram seu ritmo de execução bastante alterado durante a obra.

Para análise do sexto e sétimo pavimentos, apresentam-se, a seguir, os fatores de carga construtiva nos pontaletes que carregaram estes pavimentos. Na figura 141, pode-se visualizar os fatores de carga construtiva nos pontaletes sob o 6º pavimento. Nas figuras 142 e 143, os mesmos valores para os 7º e 8º pavimentos, respectivamente. Nestes gráficos, pode-se comparar os fatores de carga obtidos nos ensaios experimentais, com os fatores de carga calculados pelo método de Grundy e Kabaila (1963) graficados em vermelho. Observe-se que os fatores de carga nos pontaletes, mostrados na figura 140, representam um valor médio de carga transmitido pelos pontaletes. Para obter-se o valor do carregamento para um pontalete, deveria ser dividido o peso total do pavimento pelo número total de pontaletes. No entanto, para poder comparar os valores teóricos com aqueles obtidos no experimento, utilizou-se a área de influência estimada de cada pontalete sob a laje em estudo, como mostrado na figura 135. Desta forma, o fator de carga experimental no pontalete $k = 1$, representa o peso próprio da área de influência média dos dois pontaletes instrumentados, resultando em $529,3kgf$, para a laje com espessura de projeto de $10cm$.

No final do ciclo da figura 142, um dos pontaletes sob o 7º pavimento foi retirado inadvertidamente por um operário da obra, sendo recolocado, posteriormente, com um aperto moderado, em nível de carregamento abaixo do valor que apresentava antes da referida retirada. Este acidente é facilmente observado, através de uma queda brusca no final do gráfico da figura 142, especialmente se comparado com os gráficos dos pontaletes sob o 6º e 8º pavimentos. O comportamento esperado sem o evento descrito está graficado em tracejado.



Figura 140: fatores de carga construtiva nos pavimentos e nos pontaletes

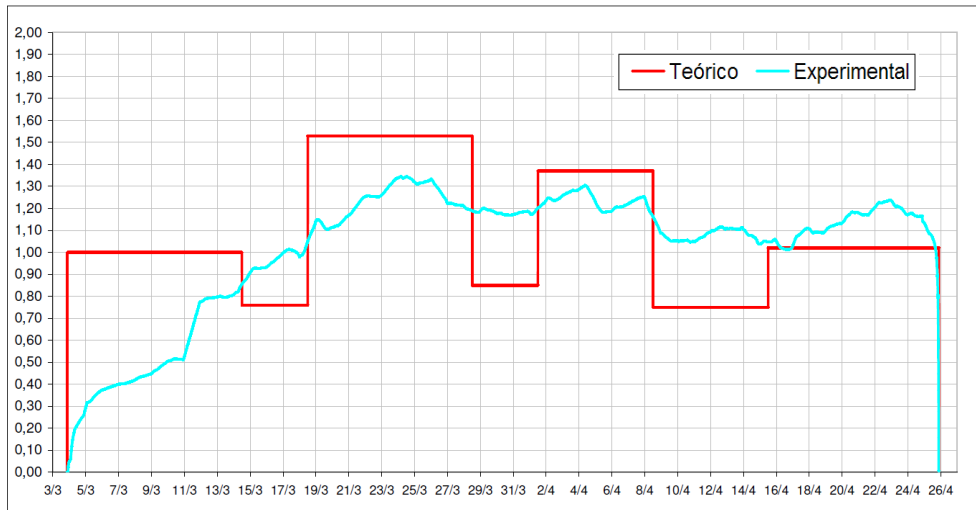


Figura 141: fatores de carga construtiva nos pontaltes sob o 6º pavimento

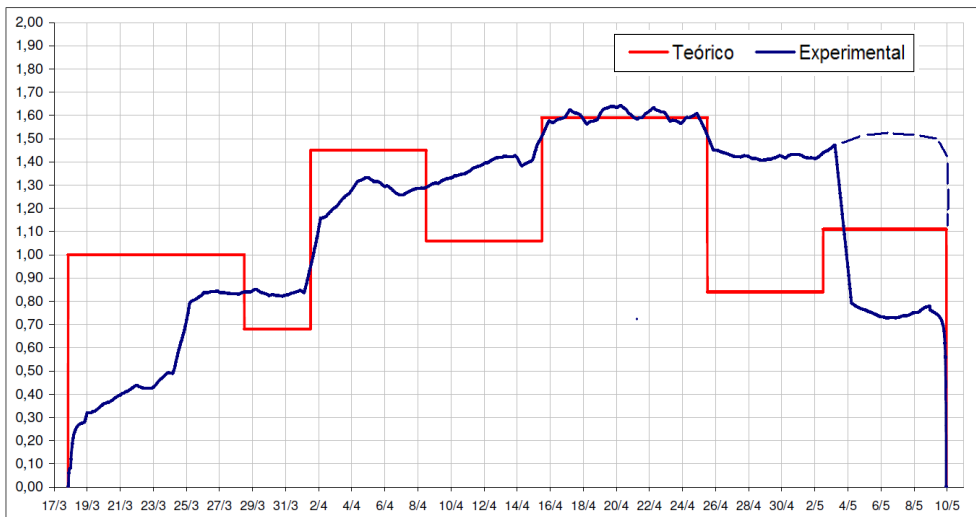


Figura 142: fatores de carga construtiva nos pontaltes sob o 7º pavimento

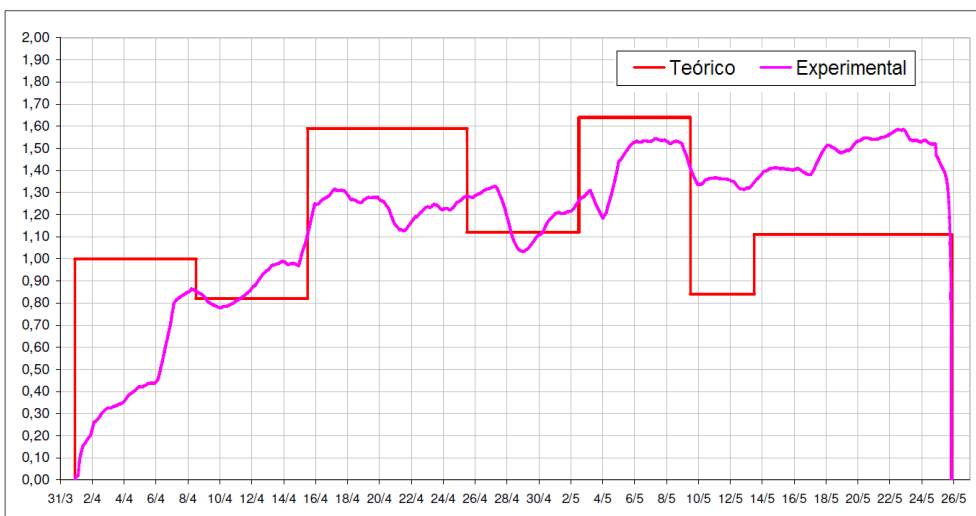


Figura 143: fatores de carga construtiva nos pontaltes sob o 8º pavimento

Na figura 144, apresenta-se o carregamento resultante aplicado pelos pontaletes somente no 6º pavimento. O espaçamento entre as linhas verticais representam um período de dois dias, e entre as horizontais representam 100kgf de carregamento aplicado no pavimento.

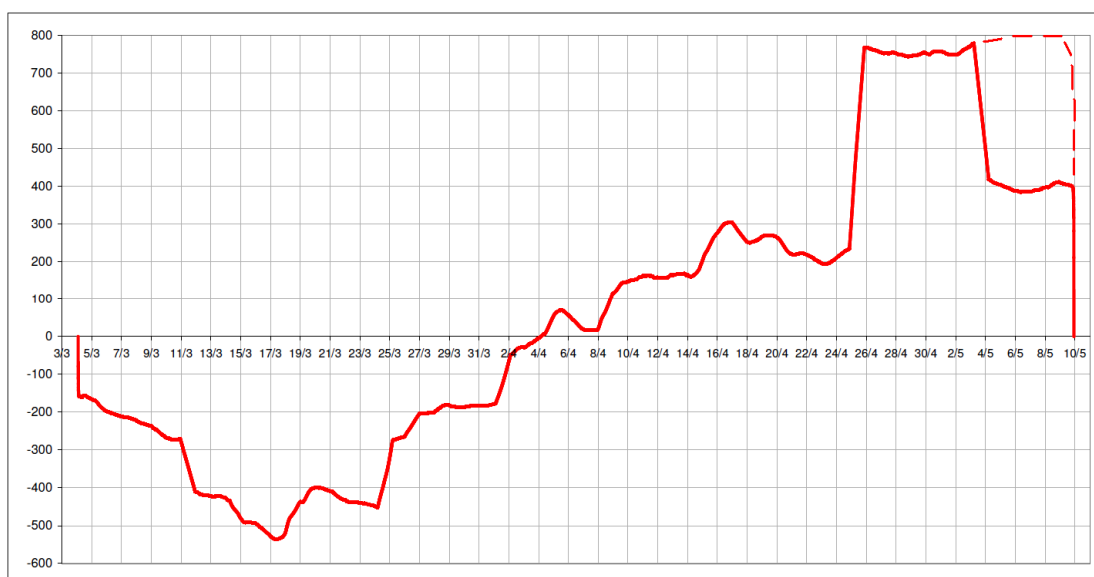


Figura 144: carregamento aplicado pelos pontaletes no 6º pavimento

Na figura 145, as cargas são transformadas em fatores de carga construtiva aplicadas pelos pontaletes no 6º pavimento. O fator de carga experimental (em vermelho) foi definido pela área de influência média dos dois pontaletes instrumentados. Nesta figura também foram incluídos os valores teóricos (em azul) de acordo com a metodologia de Grundy e Kabaila (1963), mostrados na figura 140. Abaixo do gráfico, pode-se visualizar o andamento da obra através das figuras esquemáticas descritas no item 5.1.2. Com a leitura rotacionada no sentido horário, o espaçamento entre as linhas verticais da grade representam um período de um dia e as linhas horizontais os fatores de carga em intervalos de 0,25.

No final do ciclo, o mesmo problema observado nos pontaletes instrumentados sob o 7º pavimento também aparecem. Comparando-se com os demais pavimentos, para este final de ciclo, esperava-se um ligeiro aumento de carga, o qual está graficado de forma estimada em tracejado.

Para análise dos fatores de carga aplicados pelos pontaletes no 7º pavimento, adotou-se o mesmo procedimento para construção do gráfico, que pode ser visualizado na figura 146.

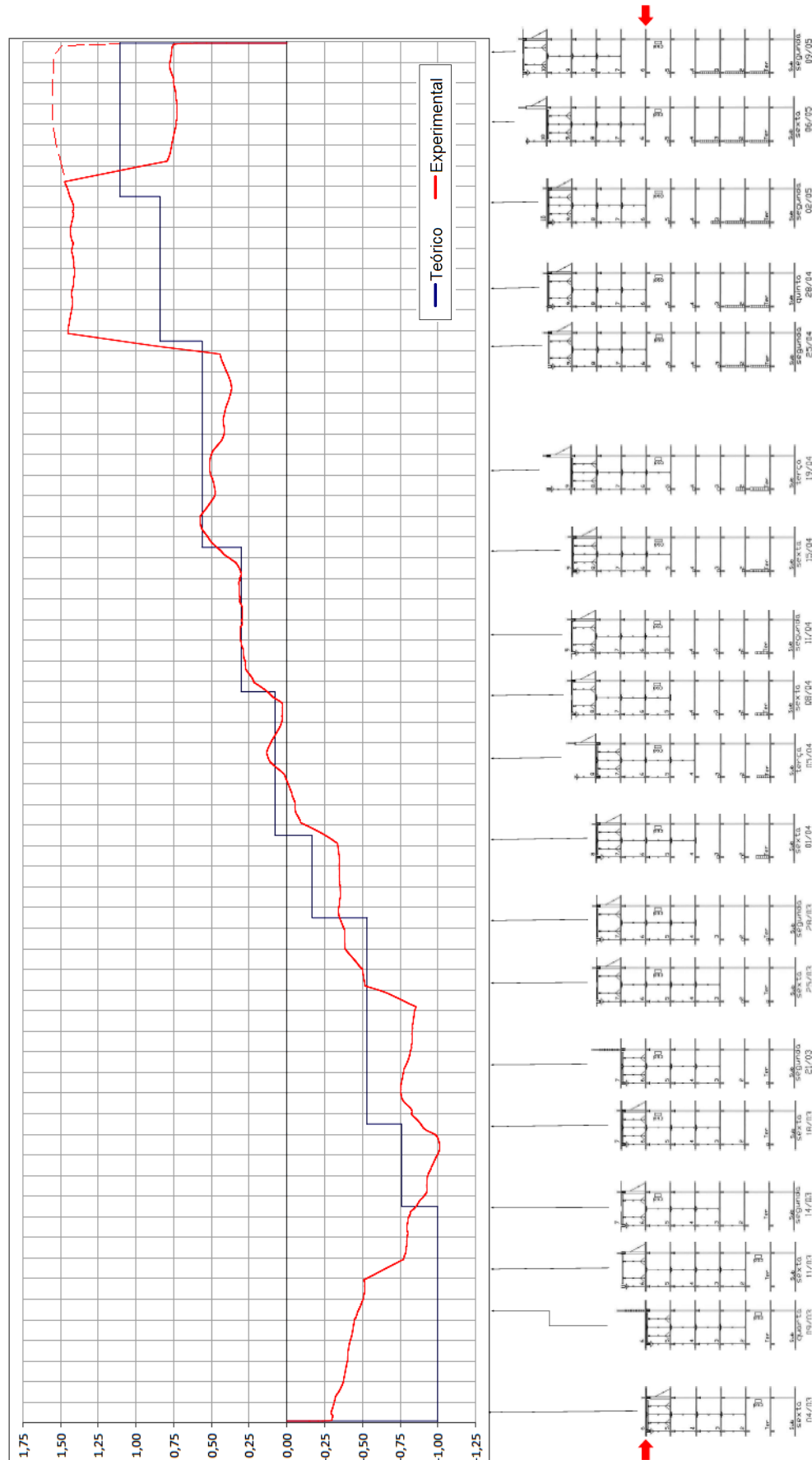


Figura 145: fator de carga aplicada pelos pontaletes no 6º pavimento (teórico e experimental)

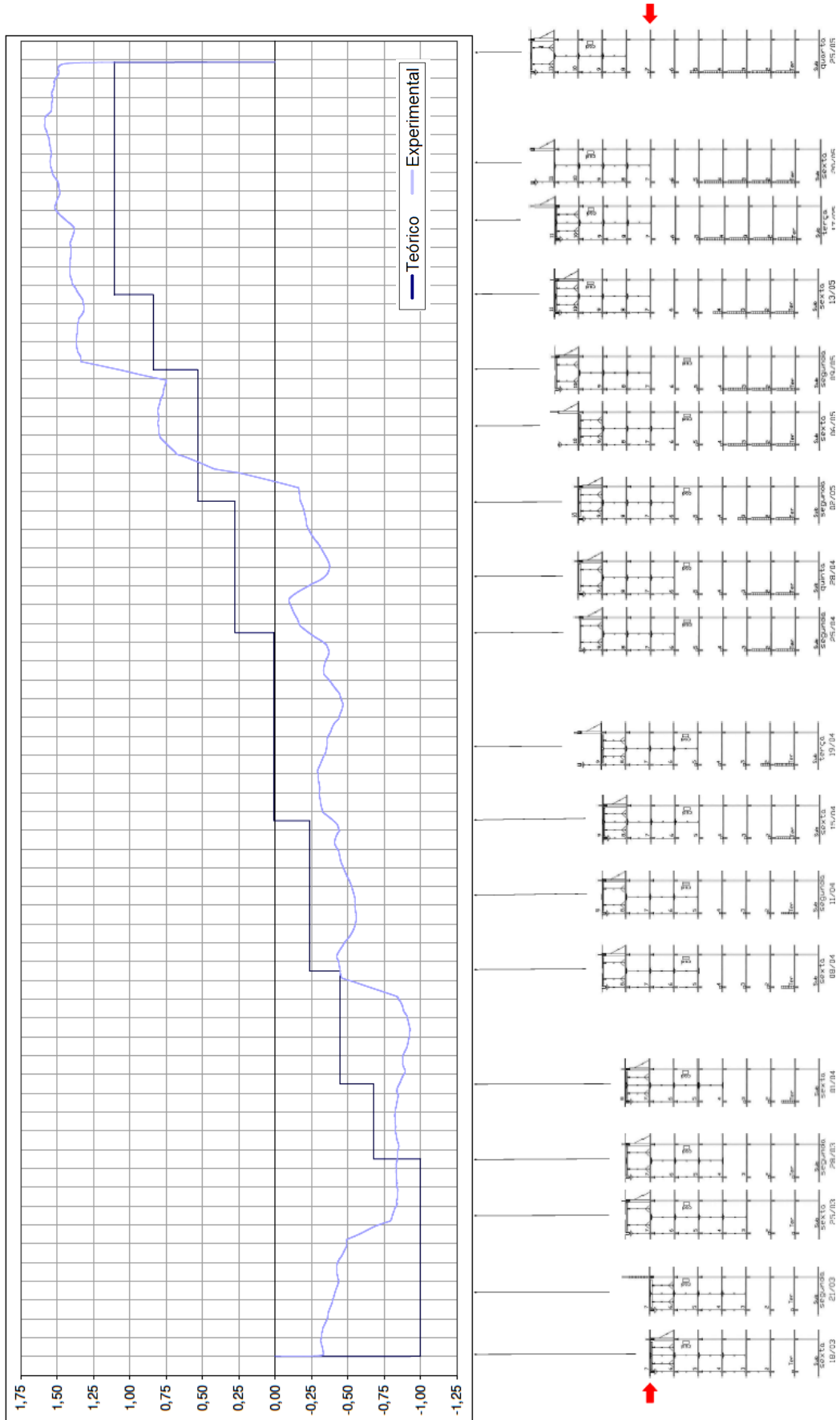


Figura 146: fator de carga aplicada pelos pontaletes no 7º pavimento (teórico e experimental)

Com base no estudo realizado no capítulo 3, propõe-se, a seguir, uma análise dos fatores de sollicitação (k_m), através da equação 06, sendo dada pela razão:

$$k_m = \frac{M_{m\acute{a}x, pp+CC}}{M_{m\acute{a}x, g+q}}$$

onde

$M_{m\acute{a}x, pp+CC}$ é o momento fletor máximo que sollicita a laje em fase de construção, devido à soma do carregamento de peso próprio da laje (pp) e do carregamento concentrado (CC) resultante aplicado pelos pontaletes (soma vetorial das cargas obtidas nos pontaletes sobre e sob o pavimento) durante as etapas construtivas;

$M_{m\acute{a}x, g+q}$ é o momento fletor máximo de projeto que sollicita a laje, devido à soma do carregamento permanente (g = peso próprio + revestimentos) e das cargas variáveis (q), sem fator de majoração das cargas.

O momento fletor $M_{m\acute{a}x, g+q}$ foi calculado para um carregamento de peso próprio igual a $250\text{kgf}/\text{m}^2$ ($h = 10\text{cm}$), revestimento de $100\text{kgf}/\text{m}^2$, e um carregamento variável de $150\text{kgf}/\text{m}^2$, totalizando $g + q = 500\text{kgf}/\text{m}^2$. O cálculo da sollicitação máxima para este carregamento foi realizado através de dois métodos:

- Método das linhas de ruptura, com razão entre momentos de bordo e de vão, $i = 1,5$ para bordos engastados, e $i = 0$ para bordos apoiados. Com este método, o momento fletor máximo obtido para a laje em estudo (L329) corresponde a $M_{m\acute{a}x, g+q} = 153,5\text{kgf} \cdot \text{m} / \text{m}$.
- Análise global do pavimento através do modelo de grelha formada por uma malha ortogonal ($40 \times 40\text{cm}$) reticulada, em regime elástico linear. O modelo da estrutura do pavimento pode ser visualizado na figura 147. Através deste método, o momento fletor máximo obtido para a laje L329 corresponde a $M_{m\acute{a}x, g+q} = 141,8\text{kgf} \cdot \text{m} / \text{m}$

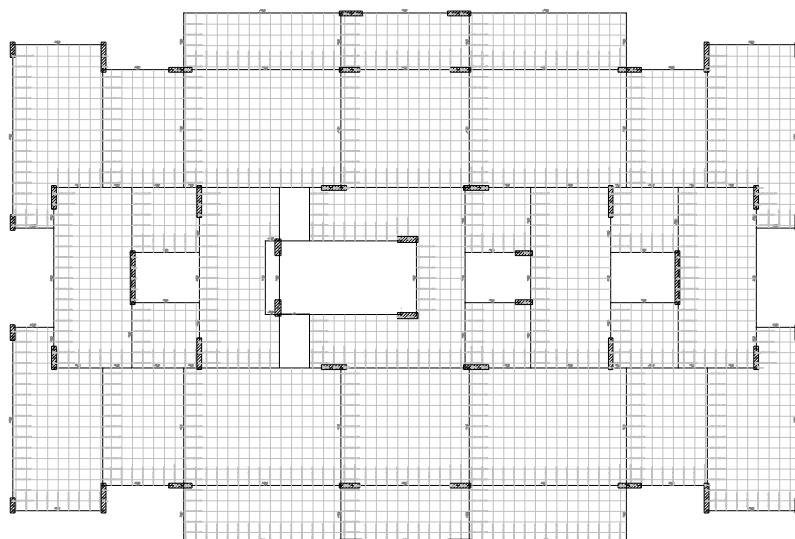


Figura 147: modelo de grelha com malha ortogonal (40x40cm) reticulada

Ainda que o modelo de grelha não reproduza com fidelidade a flexão de placas de concreto armado, entende-se que este método reproduz melhor as condições de contorno da laje, se comparado com o método das linhas de ruptura, onde não se compatibilizaram os momentos fletores de continuidade. Por este motivo, adotou-se o valor $M_{máx,g+q} = 141,8 \text{kgf.m/m}$ para o cálculo dos fatores de solitação (k_m).

Para o cálculo de $M_{máx,pp+CC}$, utilizou-se o mesmo modelo de grelha, aplicando-se um nível de carga concentrada nos pontos onde se localizam os pontaletes da laje em estudo e das lajes adjacentes, conforme mostra-se na figura 148.

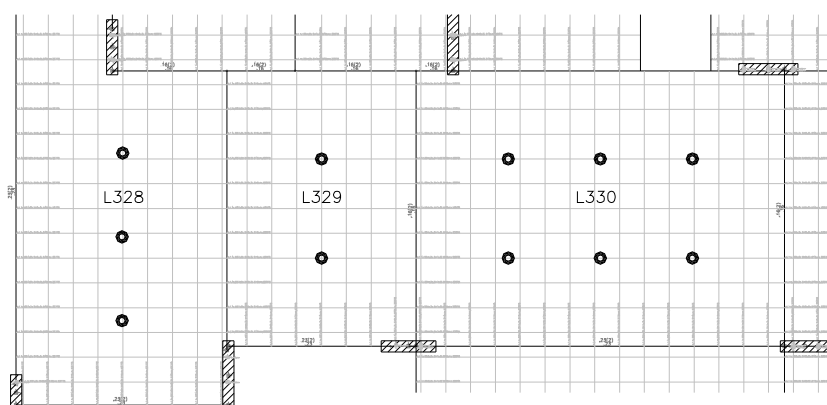


Figura 148: laje em estudo (L329) e lajes adjacentes (L328 e 330) com localização dos pontaletes correspondentes ao escoramento remanescente

O nível do carregamento concentrado (CC) foi de 1000kgf (carregamento gravitacional), que corresponde à carga resultante aplicada pelo pontalete, sendo que, somado ao peso

próprio do pavimento, resulta num momento fletor máximo no vão $M_{máx,pp+CC} = 324,8kgf.m/m$.

Esta análise, sem o carregamento concentrado ($CC = 0$), corresponde ao peso próprio do pavimento (pp), sem os revestimentos, resultando num momento fletor máximo no vão $M_{máx,pp} = 70,9kgf.m/m$

Este procedimento objetivou estabelecer uma relação entre o momento fletor máximo, provocado pelo peso próprio do pavimento ($M_{máx,pp}$), o momento fletor, provocado por este carregamento somado ao carregamento oriundo dos pontaletes ($M_{máx,pp+CC}$) e o carregamento concentrado (CC), através de um coeficiente Ω , dado por:

$$\Omega = \frac{M_{máx,pp+CC} - M_{máx,pp}}{CC} \quad (16)$$

Tal coeficiente estabelece a relação entre o momento fletor provocado somente pelo carregamento concentrado e o respectivo carregamento. Para o carregamento concentrado $CC = 1000kgf$, obteve-se um coeficiente $\Omega = 0,2539$. Desta forma, pode-se obter o momento fletor máximo, que solicita a laje durante as etapas construtivas, por:

$$M_{máx,pp+CC} = M_{máx,pp} + \Omega.CC \quad (17)$$

Com a equação 06, obtém-se os fatores de solicitação por:

$$k_m = \frac{M_{máx,pp+CC}}{M_{máx,g+q}} = \frac{70,9 + 0,2539.CC}{141,8}$$

Nos gráficos das figuras 149 e 150, podem-se visualizar os fatores de solicitação (k_m) para o sexto e sétimo pavimentos, respectivamente. Observe-se que, quando $CC = 0$, o início e o final do gráfico correspondem ao fator de solicitação $k_m = \frac{70,9 + 0,2539.0}{141,8} = 0,5$. Com a leitura rotacionada no sentido horário, o espaçamento entre as linhas verticais da grade representam um período de dois dias e as linhas horizontais os fatores de solicitação em intervalos de 0,2.

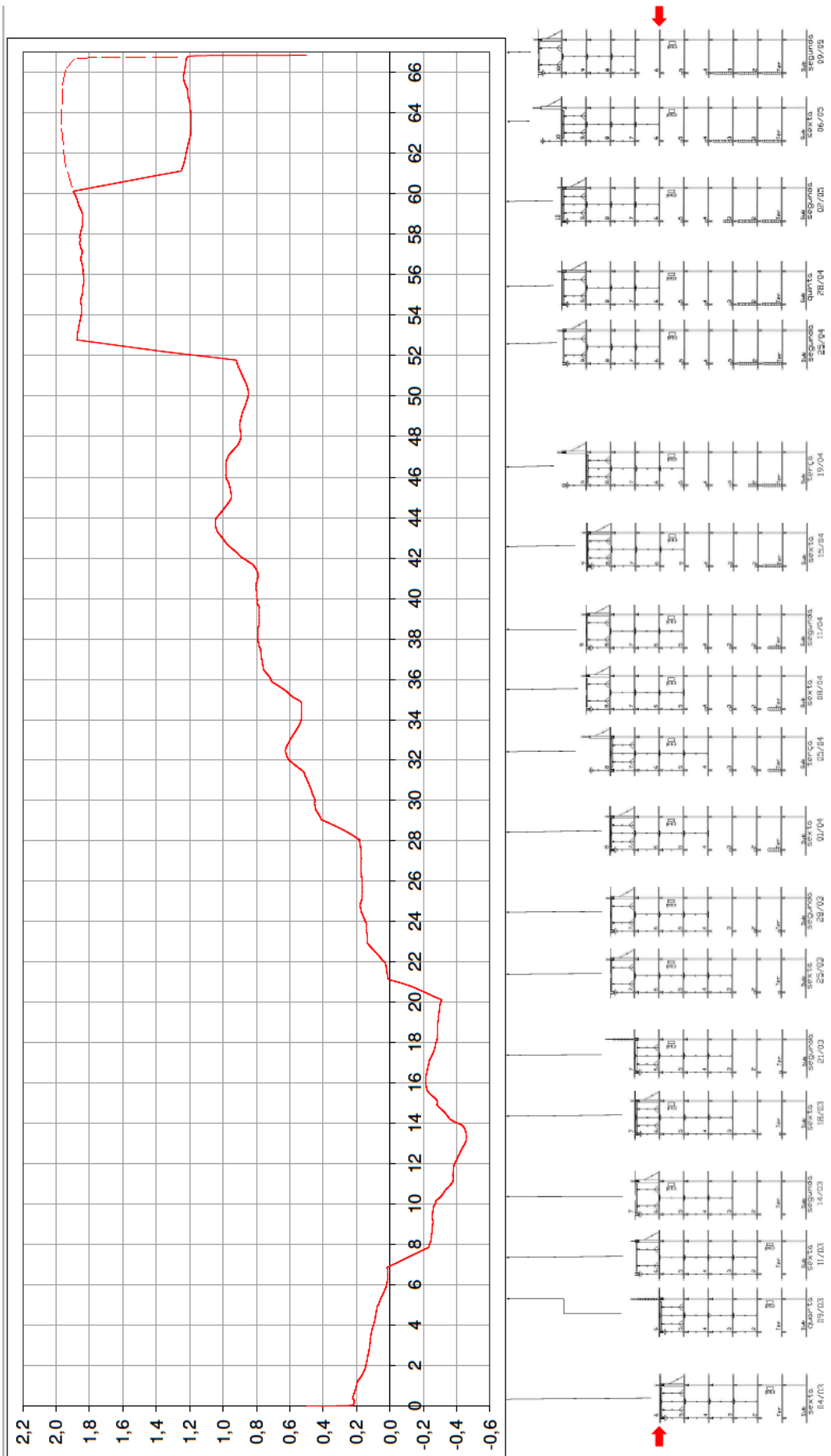


Figura 149: fatores de solicitação no 6º pavimento ($k_m = M_{m\acute{a}x,pp+CC} / M_{m\acute{a}x,g+q}$)

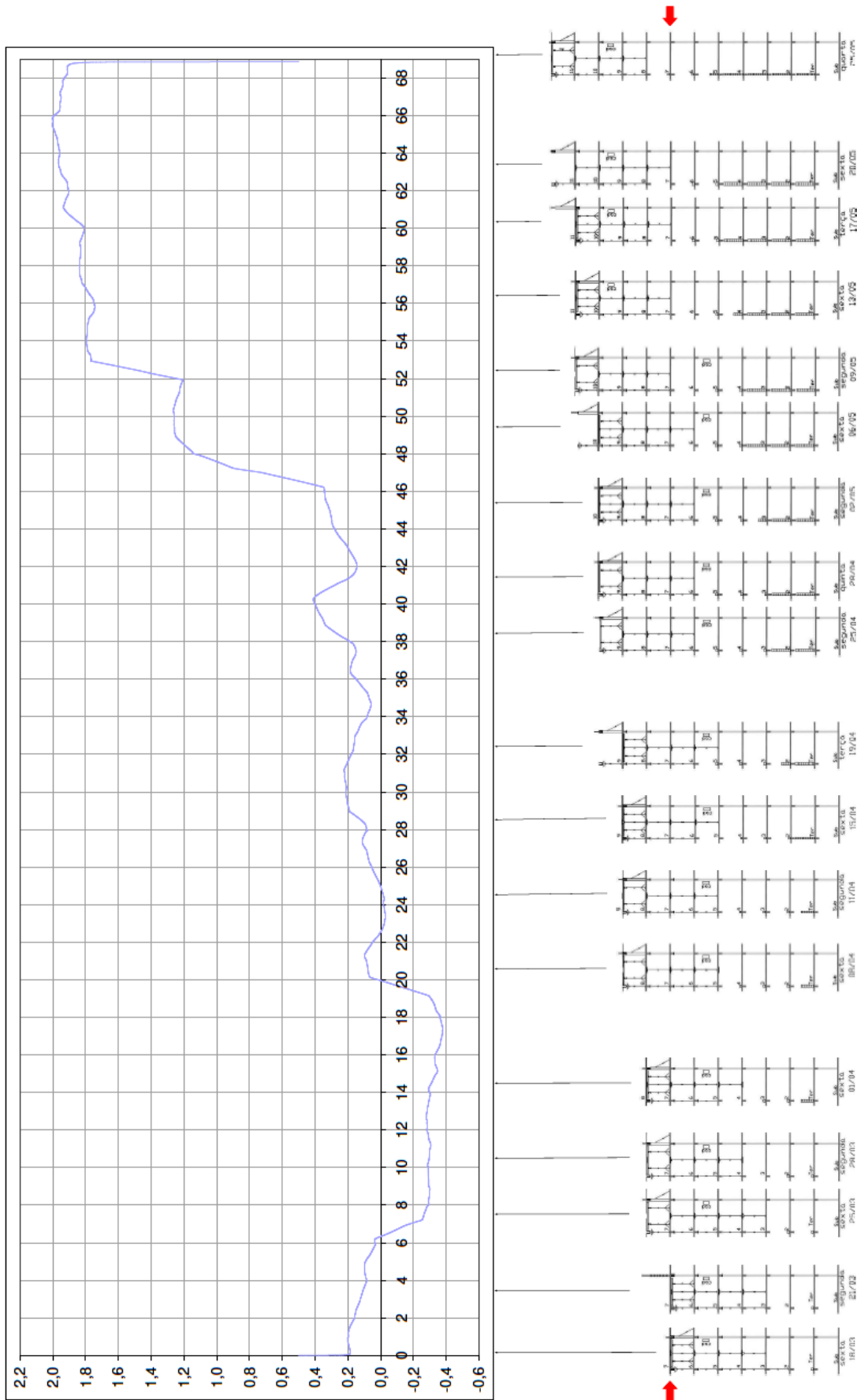


Figura 150: fator de solicação no 7º pavimento ($k_m = M_{m\acute{a}x,pp+CC} / M_{m\acute{a}x,g+q}$)

Estes gráficos permitem comparar uma situação real de projeto com o estudo realizado no capítulo 3. Pode-se observar que, mesmo em condições geométricas diferentes, os fatores de solicitação máximos nas lajes têm ordem de grandeza semelhante.

Para determinação do coeficiente Ω , testou-se o mesmo procedimento de análise, porém, utilizando um software de uso comercial, com processamento através de grelha não linear aplicando-se diferentes níveis de carregamento concentrado: $CC = 1000kgf$, $CC = 500kgf$, $CC = 200kgf$ e $CC = -500kgf$. Para estes quatro níveis de carregamento, obtiveram-se valores próximos para os coeficientes Ω , com coeficiente de variação de 1,22%, o que representa, em termos práticos, um regime elástico linear, como o proposto anteriormente.

Para comparação com os fatores de carga obtidos pela metodologia de Grundy e Kabaila (1963), a mesma análise dos fatores de solicitação pode ser feita, substituindo-se o momento fletor máximo solicitado por g (peso próprio + revestimentos) + q (cargas variáveis), pelo momento fletor máximo solicitado somente pelo peso próprio da laje. Nesta condição, o fator de solicitação (k_m), calculado através da equação 06, é dado pela razão:

$$k_m = \frac{M_{máx,pp+CC}}{M_{máx,pp}}, \text{ com } M_{máx,pp+CC} = M_{máx,pp} + \Omega.CC \text{ e } M_{máx,pp} = 70,9kgf.m/m, \text{ resulta:}$$

$$k_m = 1 + \frac{\Omega.CC}{M_{máx,pp}} = 1 + \frac{0,2539.CC}{70,9}$$

Com esta metodologia de cálculo, os gráficos mostrados nas figuras 149 e 150 têm seus fatores de solicitação dobrados, haja vista que o carregamento total ($g + q = 500kgf/m^2$) corresponde ao dobro do peso próprio da laje ($250kgf/m^2$). No entanto, esta situação não representa necessariamente a realidade de projeto. Desta forma, calculando-se genericamente os fatores de solicitação em função do peso próprio da laje, podem-se obter solicitações provocadas pelo carregamento concentrado resultante dos pontaletes, durante as etapas construtivas, e transformá-las num carregamento uniformemente distribuído n vezes maior que o peso próprio do pavimento. Com esta análise, obtém-se os fatores de carga construtiva dos pavimentos, ou seja, o carregamento uniformemente distribuído a que a laje é submetida durante as etapas construtivas, sendo equivalente aos valores da metodologia de Grundy e Kabaila (1963). O cálculo resultante pode ser analisado nas figuras 151 e 152, com os valores teóricos (em azul), mostrados na figura 140.

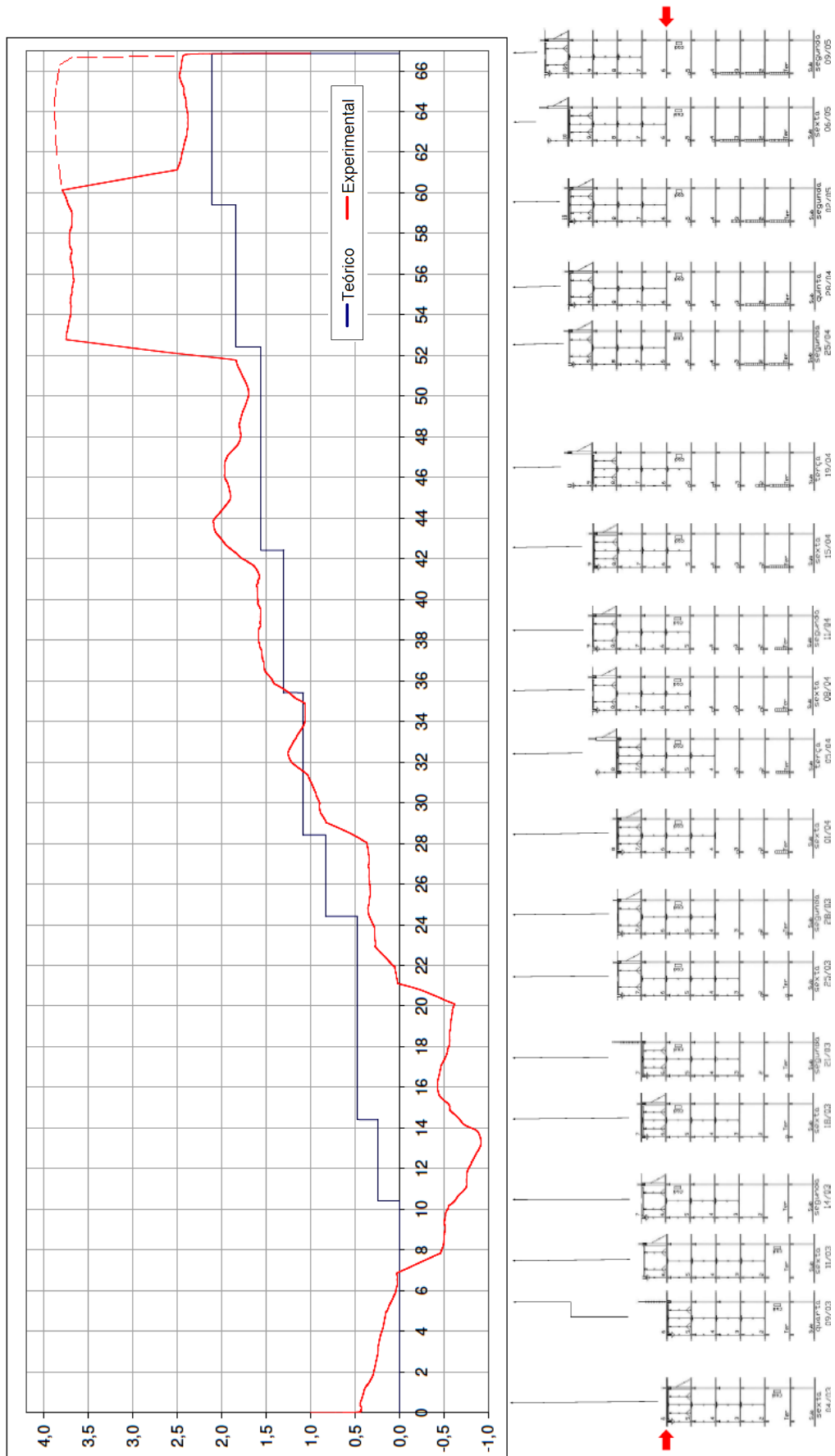


Figura 151: fator de solicitação no 6º pavimento ($k_m = M_{m\acute{a}x,pp+CC} / M_{m\acute{a}x,pp}$)

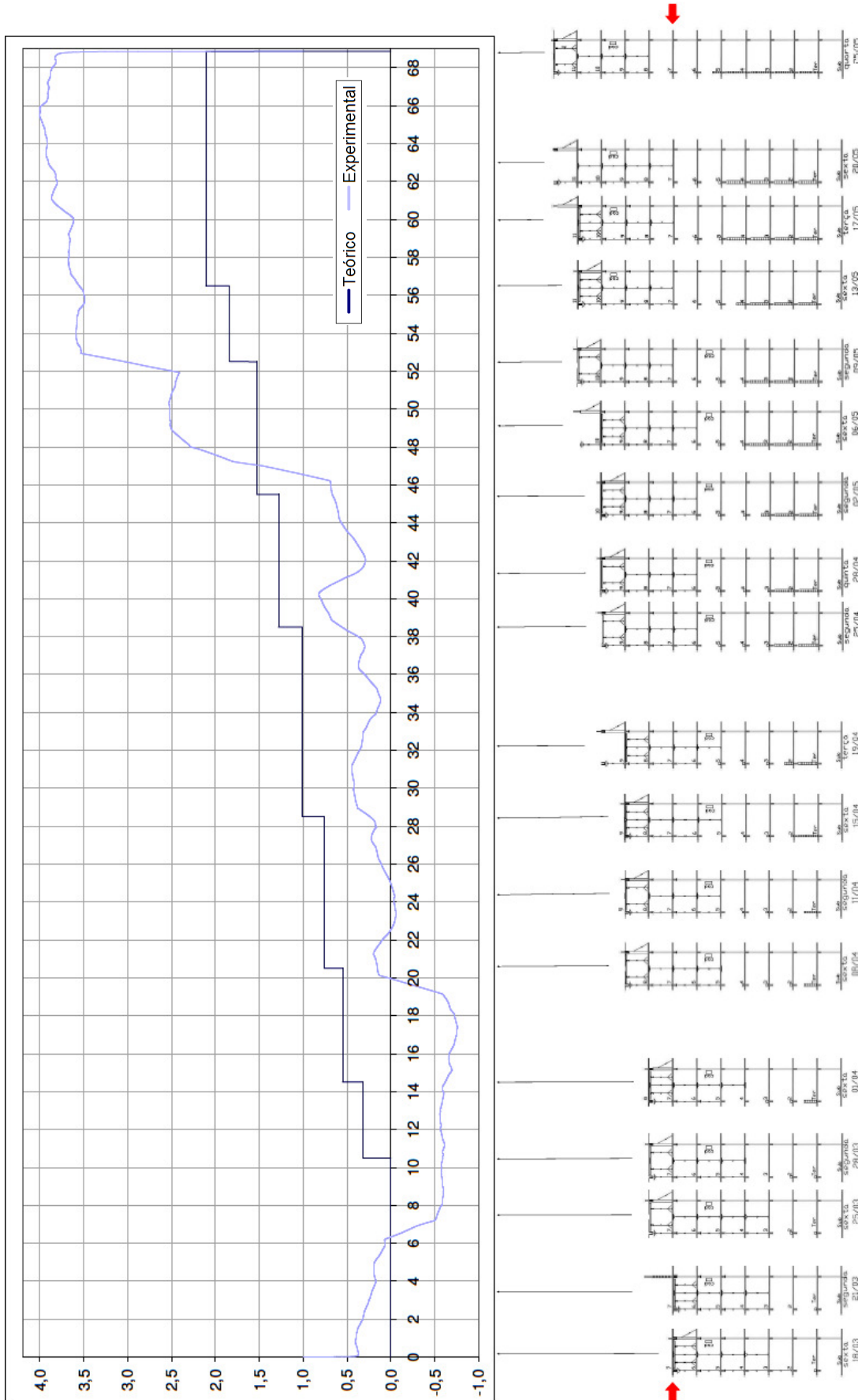


Figura 152: fator de sollicitação no 7º pavimento ($k_m = M_{m\acute{a}x,pp+CC} / M_{m\acute{a}x,pp}$)

5.4 DISCUSSÃO

Em que pese o reduzido número de repetições e a geometria única do elemento estrutural analisado, os resultados desta análise experimental de sistemas de escoramento remanescente propiciam uma discussão em torno de algumas questões importantes.

Entende-se como principal ponto de discussão, o modo como os fatores de carga construtiva dos pontaletes são transmitidos aos pavimentos. Os estudos de Grundy e Kabaila (1963) e França (2005), além de outros pesquisadores, apontam para um carregamento uniformemente distribuído, aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, haja vista a condição considerada destes elementos, próximos uns dos outros. Estes modelos também consideram fatores de carga médios para o pavimento da edificação, podendo haver pontos mais ou menos carregados.

Esta análise experimental mostrou algumas diferenças importantes que surgem nas solicitações das lajes, quando estas são carregadas pelos pontaletes em alguns pontos com espaçamento da ordem de $1,5m$. Este modo de carregamento, concentrado em poucos pontos, resulta em solicitações várias vezes maior que um carregamento equivalente, uniformemente distribuído. Para exemplificar, cita-se uma laje armada em uma só direção, com uma carga concentrada no centro do vão, mostrada no capítulo 3, na qual surgiu uma solicitação duas vezes maior para uma vinculação bi-apoiada e três vezes maior para uma vinculação bi-engastada, comparando-se com a solicitação oriunda do carregamento concentrado e com a solicitação equivalente originada por um carregamento uniformemente distribuído.

Inicialmente, o carregamento concentrado, provocado por um reduzido número de pontaletes (escoramento remanescente), pode provocar uma inversão de esforços nas primeiras idades, com o surgimento de momentos fletores negativos no centro do vão. Nesta posição, geralmente não são previstas armaduras junto às fibras superiores da laje. Nos gráficos das figuras 149 e 150, os máximos fatores de solicitação $k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,g+q}$ surgidos nas idades iniciais chegaram a valores em torno de $-0,4$, o que, comparado com o estudo mostrado no capítulo 3, indica uma ordem de grandeza bastante semelhante. Com base no comparativo mostrado na tabela 05, estes valores indicam que a solicitação atuante está bastante próxima do momento de fissuração, o que poderia provocar o surgimento de fissuras

na superfície superior da laje. Para cargas semelhantes, esta situação seria agravada quando a altura da laje fosse inferior à altura considerada neste estudo (10cm).

A interpretação dada aos fatores de carga construtiva nos pavimentos pelo modelo teórico de Grundy e Kabaila (1963) (carregamento uniformemente distribuído) não mostra a possibilidade de inversão de esforços, como é possível observar nos gráficos das figuras 151 e 152. No entanto, os valores iniciais dos fatores teóricos de carga construtiva nos pontaletes, interpretados como concentrados e mostrados nas figuras 141, 142 e 143, possuem ordem de grandeza bastante semelhante aos valores experimentais. Desta forma, se forem utilizados os fatores teóricos de carga construtiva nos pontaletes, pelo método de Grundy e Kabaila (1963), aplicados de forma concentrada nas lajes, é possível estimar a máxima sollicitação negativa que ocorre na laje junto aos pontaletes. Com estes valores, pode-se adotar medidas preventivas, seja aumentando o número de pontaletes, seja acrescentando uma armadura junto à fibra superior da laje. Pode-se ter, ainda, uma situação de dispensa de ação preventiva, caso o momento fletor atuante seja inferior ao momento de fissuração da laje, considerando a resistência à tração do concreto, de acordo com a idade de aplicação do carregamento.

No 6º pavimento, aos 10 dias de idade, quando da retirada do escoramento remanescente sob o 3º pavimento, o fator de sollicitação experimental ($k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,pp}$) da laje, mostrado na figura 151, é, em termos práticos, idêntico ao fator de carga teórico aplicado pelos pontaletes no 6º pavimento, mostrado na figura 140 (-0,76). Em seguida, o valor experimental aumenta para um máximo de -0,9 (acrécimo de 18,4%). O fator de sollicitação experimental $k_m = M_{máx,pp+CC} / M_{máx,pp}$ foi calculado a partir da razão entre o momento fletor máximo atuante na laje durante a construção (peso próprio + carregamento concentrado resultante dos pontaletes) e o momento fletor máximo devido ao peso próprio da laje. Esta razão representa o fator de carga construtiva na laje, para um carregamento uniformemente distribuído. Logo, nesta etapa construtiva, a sollicitação na laje poderia ser estimada multiplicando-se o fator de carga teórico, aplicado pelo pontalete no 6º pavimento (-0,76), pelo carregamento uniformemente distribuído correspondente ao peso próprio da laje (uniformemente distribuído). O resultado seria um momento fletor negativo equivalente àquele que surge em decorrência do carregamento concentrado aplicado pelos pontaletes.

Desta forma, esta discussão permite sugerir que as solicitações de projeto das lajes, nas primeiras idades, podem ser estimadas por este método, a partir do modelo simplificado de Grundy e Kabaila (1963), com pequena margem de erro.

Destaca-se a simplicidade do modelo teórico de Grundy e Kabaila (1963) e a facilidade de aplicação do método sugerido, na medida em que exige apenas o conhecimento dos ciclos de execução, das propriedades do concreto ao longo do tempo e do número de jogos de pontaletes. Com efeito, acrescentam-se combinações de carregamento para o projeto de uma edificação que leve em consideração as etapas construtivas.

Importante mencionar que esta análise avaliou apenas uma geometria de laje suportada por duas escoras remanescentes. Outras análises devem ser realizadas para diferentes geometrias de lajes, número e posição do escoramento remanescente.

A mesma ordem de grandeza entre valores teóricos e experimentais não se observa nas etapas finais do ciclo executivo de um pavimento, quando os carregamentos máximos provocam solicitações maiores que aquelas previstas em projeto.

Nos gráficos das figuras 149 e 150, pode-se observar que, no final dos ciclos, os fatores de solicitação ficam próximos de 1,9, o que significa um carregamento 90% maior que aquele previsto para a situação de projeto apresentada ($g + q = 5kN / m^2 = 500kgf / m^2$). Estes fatores de solicitação têm ordem de grandeza próxima dos fatores de solicitação mostrados na tabela 04 (capítulo 3). Considerando-se que o coeficiente global de segurança para o dimensionamento de projeto é da ordem de 1,66, estima-se que para um fator de solicitação de até 1,3, a segurança do elemento estrutural está garantida sem causar danos irreversíveis. Com o fator de solicitação aproximando-se de 1,66, a estrutura está próxima do colapso, com grandes níveis de fissuração e deformação, causando danos irreversíveis, o que compromete seriamente a durabilidade e a segurança da estrutura. Com fatores de solicitação próximos de 1,9, fica clara a necessidade de uma ação projetual no sentido de prever estas situações em projeto com critérios realísticos.

A partir desta constatação experimental, a situação da laje em obra deveria ser de colapso ou de danos sérios (fissuração e deformação excessivas). No entanto, duas situações devem ser consideradas: a primeira refere-se à situação real de projeto da laje, que foi dimensionada para receber um carregamento linear paralelo à menor dimensão e distante 1,15m deste bordo,

correspondente a uma parede de alvenaria. A segunda situação refere-se à armadura mínima comumente utilizada em lajes de tamanho pequeno e médio, o que representa um momento fletor máximo resistente maior que o de dimensionamento. Cita-se como exemplo, um dimensionamento hipotético desta laje (sem parede), para um momento fletor máximo correspondente a um carregamento $g + q = 5kN/m^2$. Os dados de dimensionamento são os seguintes: $M_{k,máx} = 1,42kN.m/m$; $b_w = 100cm$; $d = 7,5cm$; $f_{ck} = 35MPa$; $f_{yk} = 500MPa$. Resulta uma armadura $A_s = 0,62cm^2/m$. A armadura mínima é $A_{s,min} = 0,135.h = 0,135.10 = 1,35cm^2/m$, que é atendido por barras $\phi 5mm$ com espaçamento de $14cm$. Esta configuração de armadura corresponde a um $A_s = 1,40cm^2/m$. Desta forma, um cálculo de verificação de momento fletor máximo para esta armadura ($A_s = 1,40cm^2/m$) corresponde a $M_{k,máx} 3,2kN.m/m$, ou seja, 2,25 vezes maior que o momento fletor solicitante para o carregamento $g + q = 5kN/m^2$.

A hipotética ausência da parede poderia acarretar numa redução da altura da laje para $8cm$. Com esta espessura e as demais cargas idênticas à situação anterior, o momento fletor máximo, para o carregamento $g + q = 4,5kN/m^2$, corresponde a $M_{k,máx} 1,38kN.m/m$ (obtido pelo método das linhas de ruptura). Os demais dados de dimensionamento são: $b_w = 100cm$; $d = 5,5cm$; $f_{ck} = 35MPa$; $f_{yk} = 500MPa$. Resulta uma armadura $A_s = 0,82cm^2/m$. A armadura mínima é $A_{s,min} = 0,135.h = 0,135.8 = 1,08cm^2/m$, que é atendido por barras $\phi 5mm$ com espaçamento de $16cm$ (espaçamento máximo). Para esta armadura, $A_s = 1,23cm^2/m$ a verificação do momento fletor máximo corresponde a $M_{k,máx} 2,82kN.m/m$, ou seja, 2,04 vezes maior que o momento fletor solicitante.

Conclui-se que, para lajes de dimensões pequenas e médias, esta folga representa a segurança necessária para atender às ações máximas de construção.

Nos gráficos das figuras 151 e 152, observa-se que, para prever os fatores máximos no final do ciclo, a partir do modelo de Grundy e Kabaila (1963), dever-se-ia dobrar o fator de carga construtiva no pavimento. Esta ação é decorrente do modo concentrado de aplicação do carregamento pelos pontaletes. Este valor poderia ser menor, se fosse aumentada a quantidade

de pontaletes, correspondente ao escoramento remanescente, podendo-se chegar ao ponto de manter o escoramento completo ao longo de todo o ciclo de execução do pavimento.

Para o 6º e 7º pavimentos, em números práticos, dever-se-ia acrescentar ao projeto do pavimento, uma combinação de carregamento correspondente a quatro vezes o peso próprio da laje. Para a laje em estudo, com duas escoras remanescentes, o momento fletor resultante desta combinação, com carregamento uniformemente distribuído, seria o momento fletor máximo equivalente, provocado pelo peso próprio do pavimento e o carregamento concentrado oriundo dos pontaletes. Para o dimensionamento da armadura, de acordo com a NBR6118/2007, esta combinação de carregamento é de construção, logo, o coeficiente de segurança γ_c pode ser reduzido de 1,4 para 1,2, assim como o coeficiente γ_f pode ser reduzido de 1,4 para 1,3. Pode-se, ainda, para esta situação de construção, discutir o coeficiente relacionado ao efeito Rüschi que, segundo a NBR 6118/2007, limita a máxima tensão de compressão no concreto em 85% (coeficiente 0,85). Este efeito é decorrente da perda de resistência do concreto sob carga de longa duração (0,71), e o ganho de resistência devido ao envelhecimento (1,2). Durante as etapas construtivas, as cargas não são de longa duração e o envelhecimento ocorre num curto período de tempo. O coeficiente relacionado ao efeito Rüschi poderia ser estimado aumentando-se de 0,85 para 1 (perda de resistência de 0,91 e ganho de 1,1).

Realizando-se o cálculo da armadura nestas condições, os dados para o dimensionamento são:

$$M_{k,m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x,pp} \cdot 4 = 70,9 \cdot 4 = 283,6 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{m} = 2,84 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} ;$$

$$b_w = 100 \text{ cm} ; d = 7,5 \text{ cm} ; f_{ck} = 35 \text{ MPa} ; f_{yk} = 500 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_c = 1,2 ; \gamma_f = 1,3 ; \gamma_s = 1,15 ; \text{efeito Rüschi} = 1.$$

Resulta numa armadura $A_s = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Esta armadura é menor que a armadura mínima calculada anteriormente ($1,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$). Desta forma, a execução da laje com esta armadura mínima atende ao carregamento máximo que ocorre durante as etapas construtivas.

Esta constatação não dispensa uma verificação caso a caso, haja vista que, se a armadura mínima fosse menor que as armaduras calculadas para o carregamento máximo oriundo das

etapas construtivas ($A_s = 1,15\text{cm}^2 / \text{m}$) e o carregamento $g + q$ ($A_s = 0,62\text{cm}^2 / \text{m}$), teríamos uma situação de falta de armadura da ordem de 85%. Esta situação pode ocorrer em lajes de grandes dimensões, porém, como o carregamento oriundo dos pontaletes é aplicado em um número maior de pontos, as solicitações decorrentes deste carregamento de construção podem necessitar de uma majoração menor que a sugerida para a laje em estudo (4,0).

Pode-se citar como exemplo de uma laje de dimensões maiores que às da laje em estudo, aquela que está à direita da mesma (L330). Esta laje possui dimensões no plano de 580 x 429cm, espessura de 10cm e seis pontaletes correspondentes ao escoramento remanescente, cuja área de influência pode ser visualizada na figura 153.

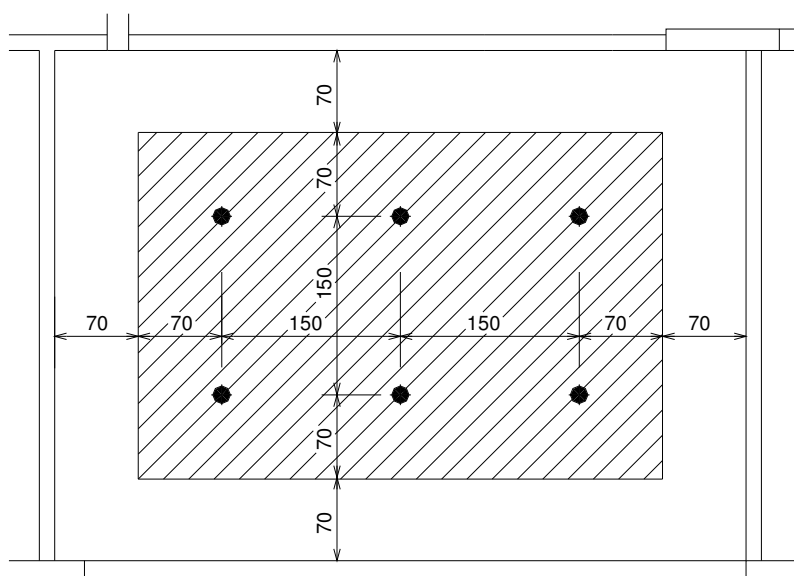


Figura 153: área de influência dos pontaletes da laje L330 ($A = 12,76\text{m}^2$)

O processamento do modelo de grelha resultou nos seguintes momentos fletores máximos no centro do vão:

- a) $M_{máx,pp} = 163,2\text{kgf.m/m}$ para um carregamento uniformemente distribuído correspondente ao peso próprio do pavimento ($pp = 250\text{kgf/m}^2$);
- b) $M_{máx,g+q} = 326,4\text{kgf.m/m}$ para um carregamento uniformemente distribuído correspondente ao peso próprio do pavimento, revestimento e carregamento variável ($g + q = 500\text{kgf/m}^2$).

Os gráficos das figuras 145 e 146 indicam que, no final do ciclo, para se obter o fator de carga aplicada pelos pontaletes nos pavimentos (6° e 7°), a partir dos valores de Grundy e Kabaila (1963), deve-se majorar o resultado em 40%. Desta forma, tomando-se um carregamento correspondente ao peso da área de influência média de um pontalete ($2,13m^2$), multiplicando-se pelo fator de carga teórico do pontalete no final do ciclo (1,11) e majorando em 40%, resulta num carregamento concentrado de $828kgf$, oriundo de um pontalete. Este carregamento concentrado, aplicado nos seis pontaletes, somado ao carregamento uniformemente distribuído, correspondente ao peso próprio do pavimento, resulta num momento fletor máximo, junto aos pontaletes, $M_{máx,pp+CC} = 418,7kgf.m/m$. Esta solicitação é 28,3% maior que a solicitação que dá origem ao dimensionamento de projeto da armadura de flexão da laje ($M_{máx,g+q}$).

Dimensionando-se a armadura de flexão da laje L330 para um suposto carregamento de projeto ($g + q = 500kgf/m^2$; $M_{k,máx} 3,26kN.m/m$; $b_w = 100cm$; $d = 7,5cm$; $f_{ck} = 35MPa$; $f_{yk} = 500MPa$; $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$; efeito Rüschi = 0,85), obtém-se uma armadura $A_s = 1,43cm^2/m > A_{s,min} = 1,35cm^2/m$. Já o dimensionamento desta armadura para uma situação máxima de construção ($M_{k,máx} 4,19kN.m/m$; $b_w = 100cm$; $d = 7,5cm$; $f_{ck} = 35MPa$; $f_{yk} = 500MPa$; $\gamma_c = 1,2$; $\gamma_f = 1,3$; $\gamma_s = 1,15$; efeito Rüschi = 1), resulta numa armadura $A_s = 1,7cm^2/m$. Desta forma, a armadura de projeto é 16% inferior à armadura necessária para a máxima ação de construção.

Esta discussão mostrou que, para a laje objeto desta análise experimental (L329), a máxima solicitação de construção, decorrente do carregamento concentrado aplicado pelos pontaletes e do peso próprio da laje, em números práticos, é 4 vezes maior que a solicitação oriunda do carregamento correspondente ao peso próprio, e 2 vezes maior que a solicitação correspondente ao carregamento total de projeto ($g + q$). Já para a laje L330, a máxima solicitação de construção é 2,57 vezes maior que a solicitação correspondente ao peso próprio da laje, e 1,28 vezes maior que a solicitação referente ao carregamento total de projeto. No entanto, a armadura de projeto da laje L329 suporta as tensões decorrentes da máxima solicitação de construção (2 vezes maior que a de projeto), haja vista que a armadura calculada é inferior à armadura mínima e esta suporta uma solicitação 2,25 vezes maior que a

de projeto. A mesma situação não se verifica na laje L330, pois a armadura calculada é superior à armadura mínima, resultando numa situação de armadura faltante (16%), caso a máxima ação de construção não seja considerada em projeto.

Desta forma, sugere-se como metodologia de previsão para o final do ciclo de construção:

a) majorar em 40% o fator de carga efetivo nos pontaletes, previsto por Grundy e Kabaila (1963), e calcular as solicitações com as cargas concentradas aplicadas na posição do escoramento remanescente, somado ao carregamento uniformemente distribuído correspondente ao peso próprio do pavimento;

b) majorar em 100% o fator de carga no pavimento, previsto por Grundy e Kabaila (1963), e calcular as solicitações com um carregamento uniformemente distribuído correspondente à multiplicação do peso próprio pelo fator de carga majorado.

Para as solicitações obtidas nesta previsão, sugere-se o dimensionamento da armadura de flexão para as condições de construção, e a comparação com a armadura resultante do dimensionamento de projeto (carregamento $g + q$), utilizando-se o maior valor.

6 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE REESCORAMENTO

A análise experimental de sistemas de reescoramento baseia-se no ensaio de campo realizado num empreendimento imobiliário em Porto Alegre, cujas características construtivas permitiram instrumentar pontaletes metálicos em situação de reescoramento. Este empreendimento era de responsabilidade de uma empresa construtora presente no cenário regional, sendo o mesmo executado onde foi realizado o terceiro ensaio teste.

Descreve-se, a seguir, as características da construção da edificação e do ensaio, bem como os resultados e discussão acerca dos mesmos.

6.1 CARACTERÍSTICAS DA CONSTRUÇÃO

As características construtivas deste empreendimento, assim como as do anterior, possuem algumas peculiaridades da empresa construtora, mas enquadram-se numa normalidade observada na maioria dos empreendimentos desta região metropolitana.

6.1.1 Descrição da Edificação

A torre que foi utilizada para este ensaio de campo possui dezoito pavimentos, sendo que o pavimento tipo vai do sexto ao vigésimo primeiro pavimento (16 repetições). As paredes externas e algumas internas são de blocos de vedação cerâmicos com 19 e 14cm de espessura, respectivamente. As divisórias internas são em gesso acartonado com 10cm de espessura. O projeto especifica um concreto de classe C30, com módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) de $30000MPa$ e relação água cimento menor que 0,6. Na figura 154, é possível observar uma planta geral do pavimento tipo com a geometria dos elementos estruturais e, na figura 155, uma foto do empreendimento em construção.

Observa-se que a torre possui três setores idênticos rotacionados em 120 graus, e um núcleo central contendo a circulação de uso comum e vertical composta por duas escadas e quatro elevadores. Os setores são separados por juntas estruturais.

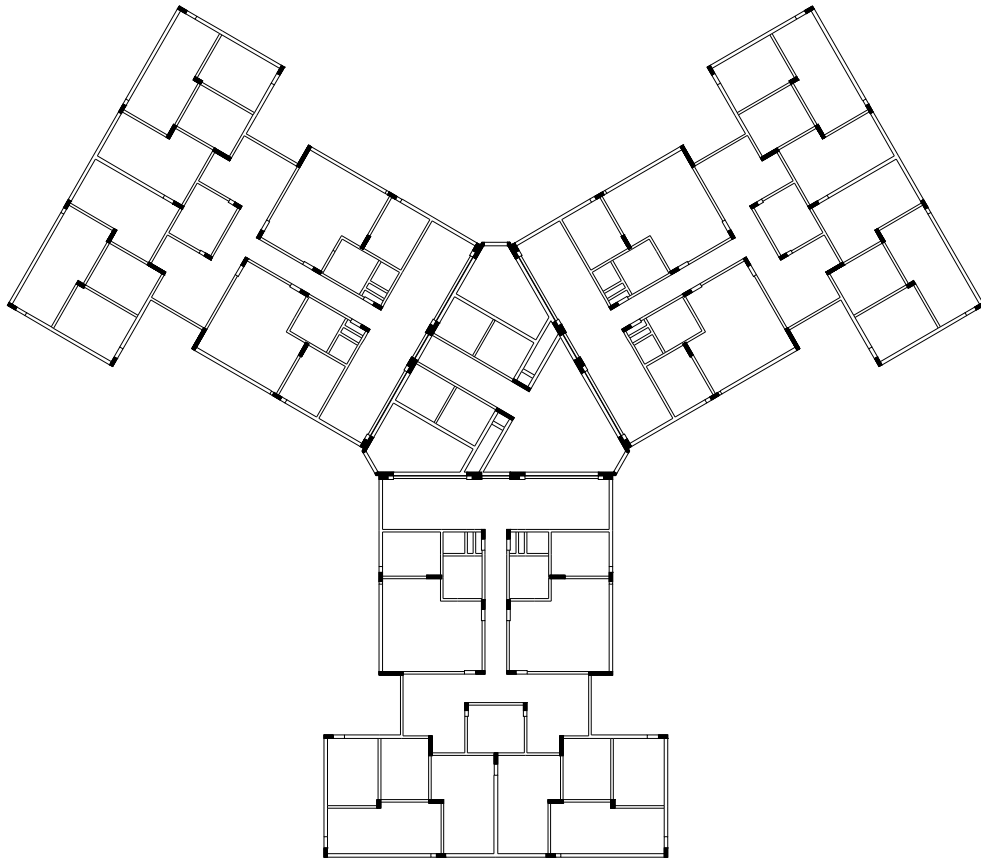


Figura 154: geometria dos elementos estruturais do pavimento tipo



Figura 155: foto do empreendimento em construção

6.1.2 Cronograma Físico de Montagem e Desmontagem do Sistema de Fôrmas

O cronograma de execução desta obra prevê a concretagem de uma laje a cada sete dias úteis, com cinco dias de trabalho por semana (ciclo de 9 dias), podendo-se, eventualmente, utilizar o sábado para suprir algum descompasso decorrente de intempéries ou imprevistos. Ao longo do acompanhamento da obra, observou-se que os dias de concretagem foram razoavelmente cumpridos dentro daquilo que estava inicialmente previsto.

Os prazos para retirada das escoras e reescoras preveem uma situação de até quatro pavimentos ligados por reescoras e mais um por escoras. Logo, têm-se três pavimentos reescorados e um escorado.

As tiras de chapas que compõem os painéis das lajes sobre o reescoramento (faixa de reescoramento) são mantidas desde a concretagem até a retirada do reescoramento. Este procedimento garante que a laje nunca fique sem apoio, já que o reescoramento é feito e, depois disso, são retiradas as escoras, vigamento dos painéis de lajes e outras peças do sistema de fôrmas.

O cronograma físico da obra é mostrado de maneira simplificada, conforme as etapas descritas abaixo:

- i: reescoramento das vigas e retirada dos painéis laterais;
- ii: montagem das fôrmas e armaduras dos pilares;
- iii: reescoramento das lajes e retirada dos painéis;
- iv: início da montagem das fôrmas das vigas;
- v: conclusão das fôrmas / concretagem dos pilares;
- vi: armadura das vigas;
- vii: armadura das lajes e embutidos;
- viii: concretagem das vigas e lajes;
- ix: retirada completa do reescoramento.

Considerando a nomenclatura dos pavimentos mostrados na figura 06, com o pavimento n , sendo o pavimento mais jovem (recém concretado), a tabela 23 mostra o início de cada atividade de trabalho no seu respectivo pavimento e idade.

Tabela 23: cronograma físico da obra

	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Sábado	Domingo	Segunda	Terça	Quarta
Idade	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
n + 4																															ii
n + 3																						ii	iv		v	vi			vii	viii	i
n + 2											ii	iv				v	vi	vii	viii			i	iii								
n + 1		ii	iv		v			vi	vii	viii	i	iii																			
n	viii	i	iii																												ix
n - 1																						ix									
n - 2											ix																				
n - 3		ix																													

No cronograma acima é possível observar que na idade 9 dias (concretagem do pavimento n+1) há cinco pavimentos ligados por pontaletes, sendo que quatro são reescoramento e um é escoramento. Já na idade 10 dias, ficam quatro pavimentos ligados por pontaletes, sendo que sob o pavimento n-2 estão sendo retiradas as reescoras e, no pavimento n+1, o reescoramento está iniciando.

Comparando-se os cronogramas do empreendimento anterior e deste, observa-se que os prazos para reescoramento de vigas e lajes é reduzido em um dia. No empreendimento do ensaio anterior, o reescoramento das vigas era feito com dois dias de idade, sendo que neste, é feito no primeiro dia após a concretagem. Para as lajes, os prazos são de três e dois dias, respectivamente. A concretagem dos pilares também ocorreu com redução de um dia (cinco e quatro dias, respectivamente). Desta forma, observa-se que a montagem das armaduras e demais acabamentos foram feitos com um dia a mais neste empreendimento, haja vista que o prazo previsto entre a concretagem dos pavimentos é o mesmo. No empreendimento anterior, destaca-se, ainda, que a retirada do reescoramento do último pavimento reescorado ocorreu quatro dias após a concretagem de um novo pavimento e, neste empreendimento, isso ocorre com um dia. Desta forma, o período total que um pavimento permanece apoiado em reescoras é de aproximadamente 33 dias na obra anterior e 30 dias neste canteiro de obras.

6.2 ENSAIO DE CAMPO

Esta análise experimental previu a instrumentação de pontaletes correspondentes ao reescoramento. Desta forma, as peças instrumentadas foram posicionadas sob o pavimento após a concretagem, sendo, portanto, necessariamente submetidas a um determinado nível de

aperto. Os ensaios teste mostraram que este aperto, em geral, é descontrolado, podendo chegar a níveis excessivamente altos. Optou-se por seguir este procedimento executivo, porém, controlando-se o nível do referido aperto. Desta forma, pode-se garantir não apenas que as células de carga não tivessem seu limite de carga e calibragem superadas no instante do aperto, mas também que houvesse uma equalização de todos os pontaletes com o mesmo nível de carga decorrente do seu posicionamento sob um pavimento jovem.

Para isso, procedeu-se um teste de aperto com um funcionário responsável por esta tarefa na obra, de modo a estabelecer um nível de aperto que fosse compatível com a realidade média aplicada em obra, conforme descreve-se a seguir.

6.2.1 Medição do Nível de Aperto Médio nos Pontaletes

Para medição do nível de aperto médio aplicado nos pontaletes em situação de reescoramento, utilizou-se uma laje de um pavimento concretado a mais de cem dias, cujo projeto previa seis escoras e duas reescoras centrais.

Na figura 156, é possível visualizar a execução do teste de aperto nos pontaletes.



Figura 156: teste de aperto dos pontaletes

Em uma sequência de vinte passos, simulou-se, hipoteticamente, o aperto de seis escoras subsequentes, mais duas reescoras, seguido da retirada das seis escoras, substituição das reescoras e retirada das mesmas. Este procedimento foi repetido duas vezes, e os valores das cargas foram registrados em todas as células carregadas. Desta forma, pode-se observar o comportamento das cargas nas peças diante do acréscimo, ou retirada de uma peça. O

procedimento, com todas as cargas (em *kgf*) de uma das repetições pode ser visualizado na figura 157. Os retângulos em amarelo indicam a peça apertada por último.

Do teste de 10 apertos (exemplo da figura 157 – retângulos em amarelo), com duas repetições, totalizaram-se 20 apertos, obtendo-se os seguintes resultados:

- a) aperto médio: 1019kgf ($10,19\text{kN}$);
- b) aperto máximo: 1476kgf ($14,76\text{kN}$);
- c) aperto mínimo: 725kgf ($7,25\text{kN}$);
- d) desvio padrão: 195kgf ($1,95\text{kN}$);
- e) coeficiente de variação: $19,15\%$.

Com base nestes resultados, entende-se que um aperto nos pontaletes que provoque um carregamento de 10 kN represente bem a realidade média dos apertos aplicados em obra de modo empírico.

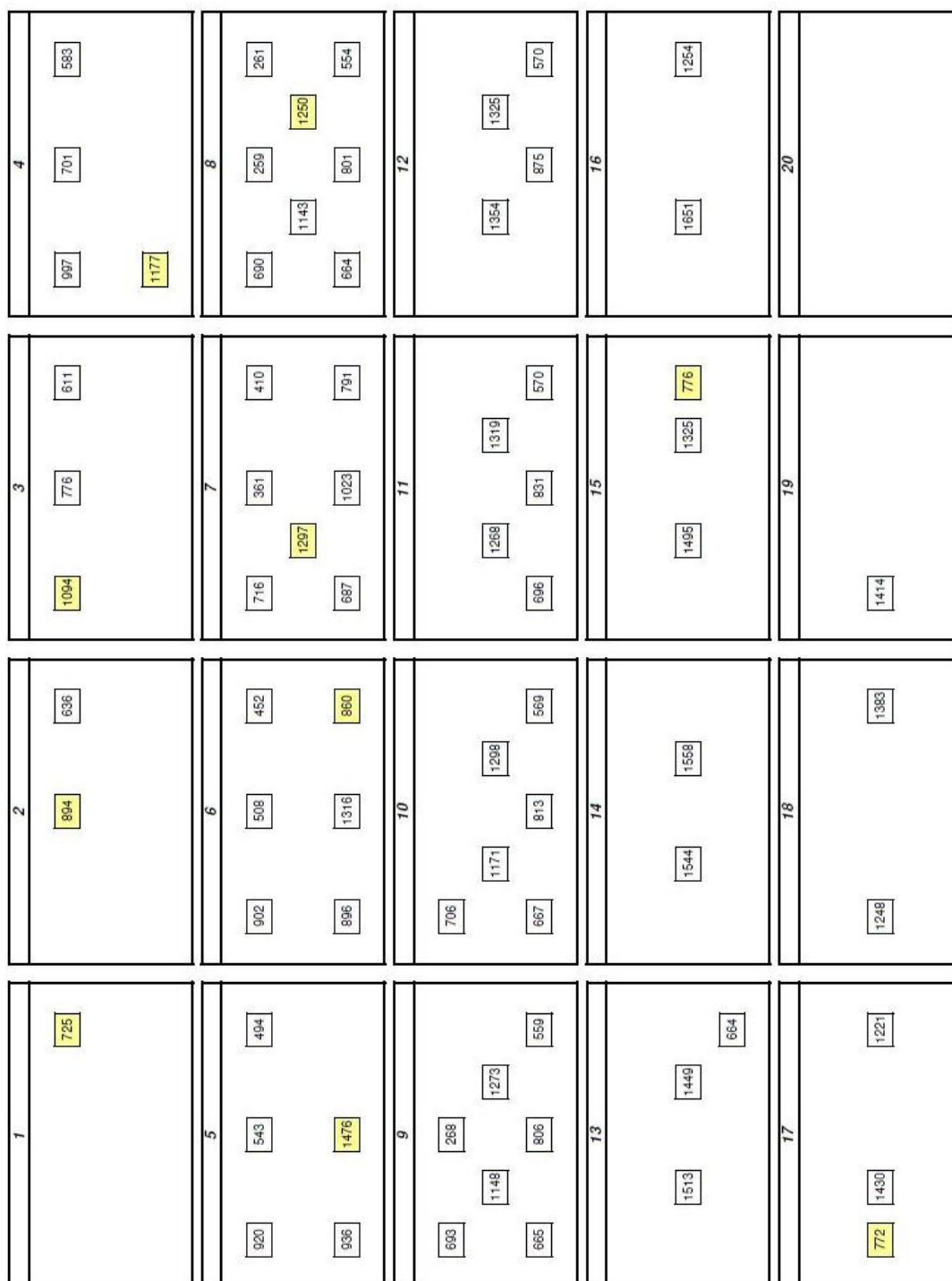


Figura 157: cargas aplicadas no teste de aperto

6.2.2 Escolha do Elemento Estrutural Para Instrumentação

Neste ensaio adotou-se uma laje na qual fossem instrumentadas todas as peças referentes ao reescoramento. Na figura 158, pode-se visualizar melhor a geometria da estrutura, com apenas um setor do pavimento tipo.

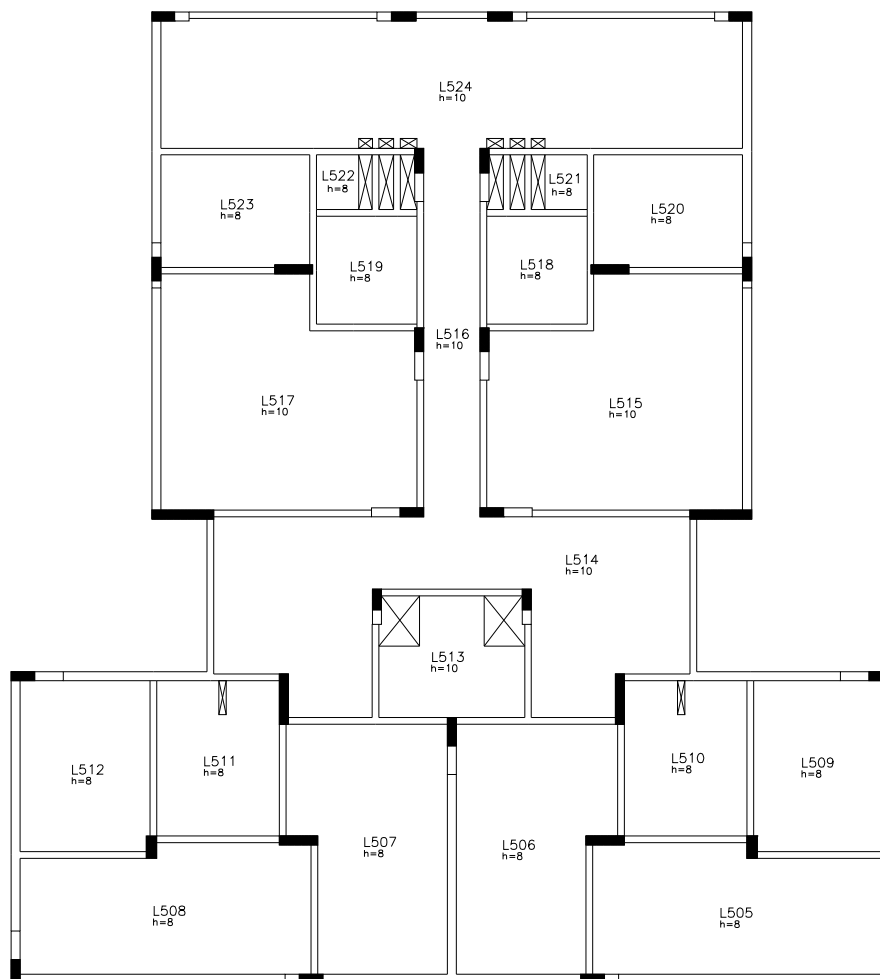


Figura 158: geometria dos elementos estruturais de um setor do pavimento tipo

Analisando o projeto de reescoramento, observou-se que havia três situações possíveis para a instrumentação. A laje L524 possui oito reescoras, a laje L505 = L508 possui quatro peças e as lajes L509 = L512 e L510 = L511 possuem duas reescoras. Como se tem oito canais de leitura, pode-se instrumentar um pavimento com uma laje de oito reescoras, dois pavimentos consecutivos com uma laje de quatro reescoras, ou quatro pavimentos consecutivos com uma laje de duas peças. Optou-se por repetir a situação do terceiro ensaio teste, com oito reescoras instrumentadas em um único pavimento. A laje L524 ainda possui uma geometria de fácil análise, com uma única linha de reescoras ao longo de um comprimento, cuja maior medida no plano é predominante sobre a outra.

Na figura 159, pode-se visualizar a geometria da laje L524 e, na figura 160, os oito pontaletes sob a faixa de reescoramento que foram instrumentados.

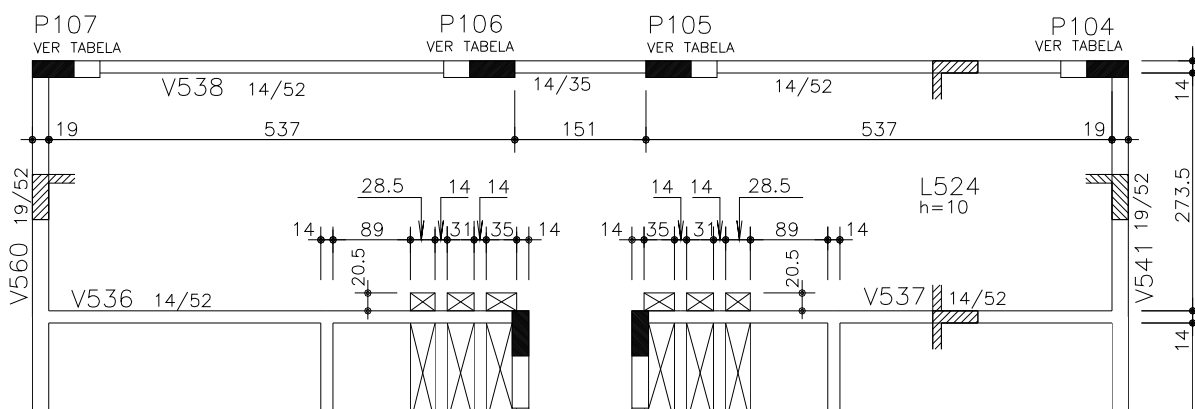


Figura 159: geometria da laje L524

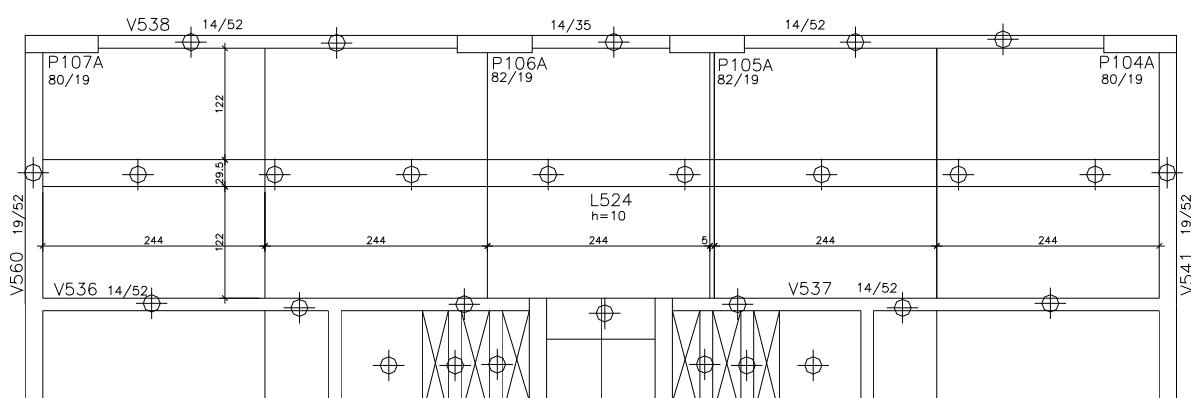


Figura 160: reescoramento da laje L524

Ao lado da viga V538, há outra viga paralela a esta, separada por uma junta de dilatação, que faz parte do núcleo de circulação vertical e de uso comum da edificação.

6.2.3 Montagem do Ensaio de Campo

Neste ensaio de campo, assim como no terceiro ensaio teste, optou-se por instalar os pontaltes instrumentados somente depois de concluídos os procedimentos de reescoramento de vigas e lajes de todo o pavimento, ou seja, quando não houvesse mais peças do sistema de fôrmas presentes no pavimento. Esta decisão implicou iniciar o ensaio com o pavimento totalmente desobstruído, além de fazer com que se tivesse que substituir as reescoras originais pelas instrumentadas. A situação proposta para os cabos de comunicação das células de carga também consiste numa boa condição de execução, haja vista que não se causou transtornos na obra e não foi necessária nenhuma proteção aos cabos.

A leitura inicial das células de carga foi fixada após a conexão com a central de aquisição de dados, sendo esta, portanto, a leitura zero que se subtrai das demais. Para isso, todas as células

de carga foram montadas sobre as reescoras com os acessórios (esferas e molas), os cabos foram devidamente conectados, e o sistema foi ligado e testado. Esperou-se alguns minutos para que fossem registradas as primeiras leituras, para só então posicionar as reescoras sob a laje. O procedimento de colocação das reescoras instrumentadas consiste na substituição pelas peças colocadas originalmente pelos operários da obra, na data prevista para o reescoramento da laje.

Neste ensaio de campo foram incluídos outros equipamentos para medição de deslocamentos verticais na laje sob e sobre o pontalete instrumentado. No entanto, os mesmos não tiveram precisão suficiente para medir pequenos deslocamentos observados nas lajes.

A sequência executiva do 19º pavimento, que antecedeu a montagem deste ensaio, pode ser visualizada na figura 161.

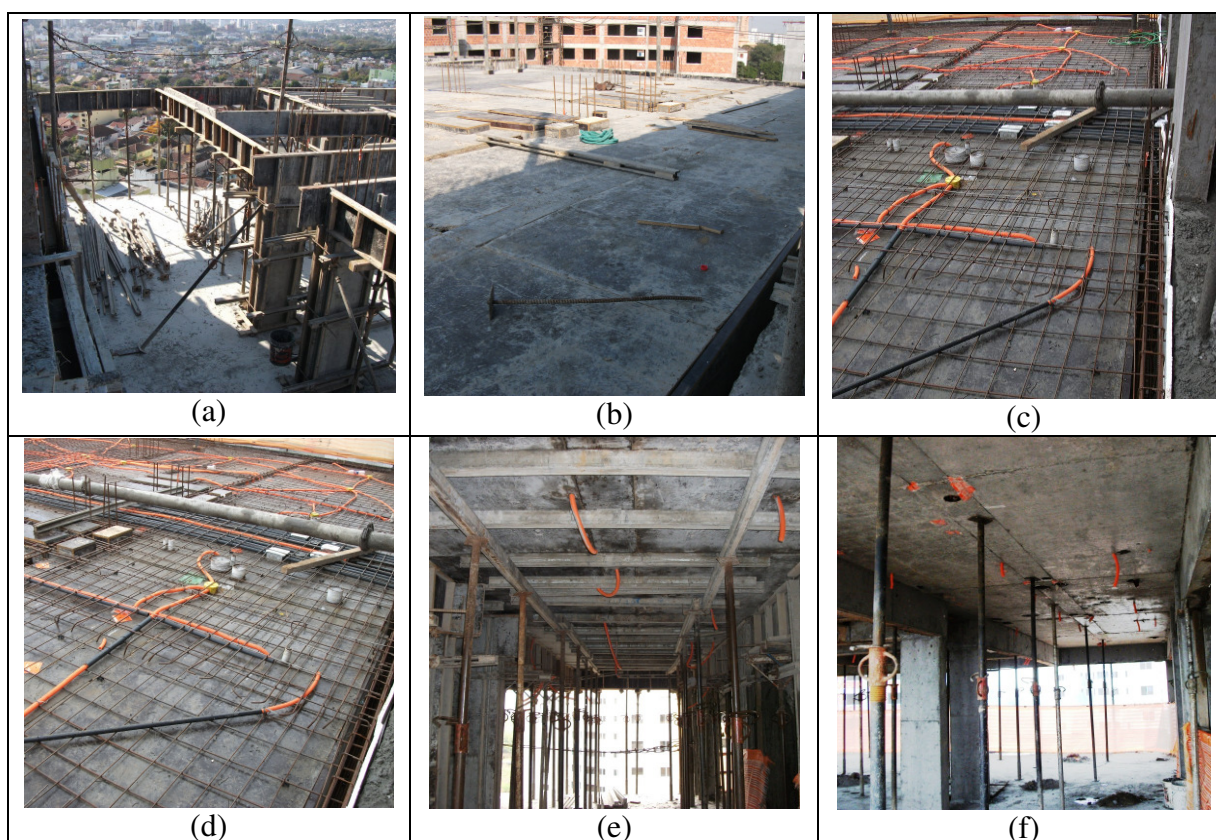


Figura 161: execução do 19º pavimento. (a) montagem das formas das vigas, (b) painéis da laje, (c) e (d) armadura da laje e embutidos, (e) escoramento da laje, (f) reescoramento da laje

Na figura 162, pode-se visualizar a posição das reescoras instrumentadas.

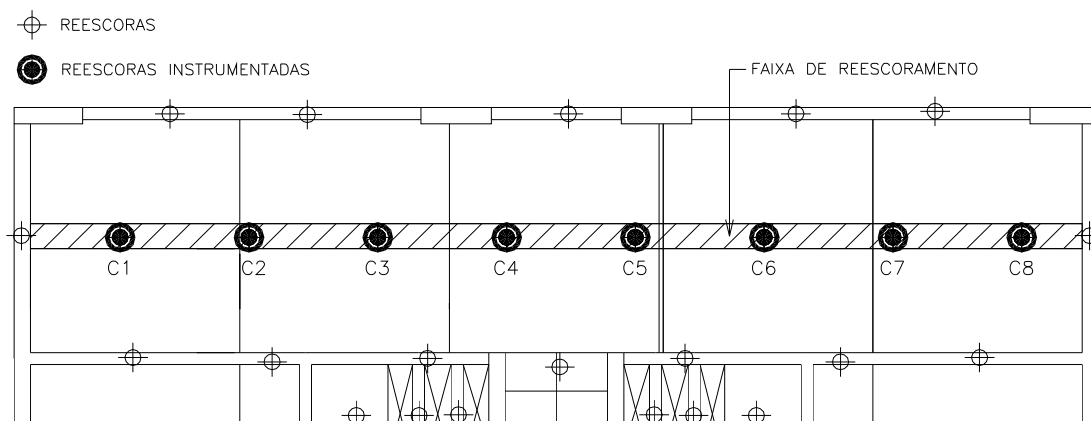


Figura 162: identificação das reescoras instrumentadas

A concretagem do 19º pavimento ocorreu no dia 26/7. A retirada dos painéis das vigas e das lajes, e consequente reescoramento dos mesmos, foi concluída no dia 29/7. Desta forma, a instrumentação foi realizada no dia seguinte (30/7), quando foram instalados todos os equipamentos.

Cabe destacar que as reescoras instrumentadas foram posicionadas em substituição às reescoras originalmente posicionadas pelos operários da obra, sendo que as instrumentadas foram posicionadas ao lado e com controle de aperto com medição instantânea, de modo a equalizar todas as reescoras com um aperto que corresponde a um carregamento de 10kN.

A montagem do primeiro ensaio de campo pode ser visualizada na figura 163.

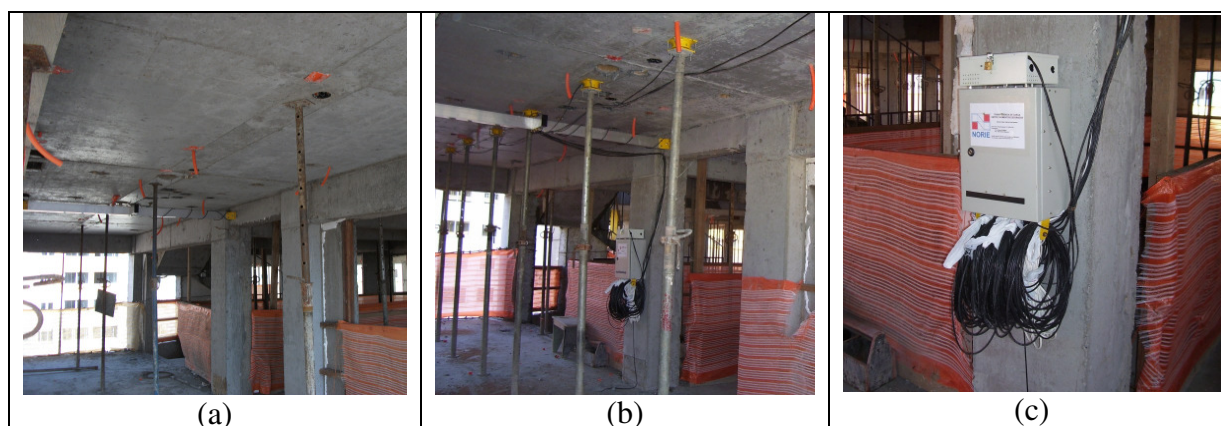


Figura 163: montagem do ensaio de campo. (a) visão geral do pavimento com as reescoras instaladas pelos operários da obra, (b) visão geral do pavimento com as reescoras instrumentadas, (c) central de aquisição de dados

6.3 RESULTADOS

Neste ensaio de campo, as mesmas variações cíclicas diárias, observadas no ensaio anterior, também foram registradas pelas células de carga.

Na figura 164, pode-se visualizar as leituras individuais de cada célula de carga. No início do ensaio, há um trecho sem registro de dados, correspondente a um final de semana em que a obra ficou sem o fornecimento de energia elétrica. Com a leitura rotacionada da figura no sentido horário, o espaçamento entre as linhas verticais da grade representam um período de dois dias e as linhas horizontais representam as leituras das cargas em *kgf*, em intervalo de *100kgf*, começando em *600kgf*.

Observe-se que os carregamentos das oito células iniciam em *1000kgf* no dia 30/7, caindo aproximadamente 5% nas primeiras horas e percentuais diferenciados nos primeiros dias. No dia 02/8 foi retirado o reescoramento do 16º pavimento, sendo que, nesta etapa, pode-se considerar as leituras dos dados, como sendo o carregamento concentrado aplicado pelos pontaletes instrumentados no 19º pavimento (carregamento anti-gravitacional). O gráfico segue com a concretagem do 20º pavimento que ocorreu no dia 05/8, fato que pode ser observado no gráfico, através de um incremento instantâneo de carga. A partir deste instante, não é mais possível estimar o carregamento resultante dos pontaletes nos pavimentos, haja vista que os demais pavimentos não estão instrumentados. No dia 10/8 foi feito o reescoramento do 20º pavimento e no dia 19/8 foi retirado o reescoramento do 17º. No dia 20/8 ocorreu a retirada de 50% do reescoramento do 18º pavimento. A concretagem do 21º pavimento ocorreu no dia 26/8. O pavimento instrumentado (19º) teve seu reescoramento reduzido em 50% no dia 30/8, fato que pode ser facilmente visualizado no gráfico, com um incremento instantâneo de carga nas quatro células que permaneceram (C1, C3, C5 e C7). No dia 09/9 o reescoramento do 18º pavimento foi retirado. A partir deste instante, o carregamento registrado nos pontaletes instrumentados representa a carga concentrada resultante, aplicada no 18º piso. Na sequência do gráfico, ocorre a concretagem do pavimento de forro, no dia 17/9, e a retirada total dos pontaletes instrumentados no dia 18/9.

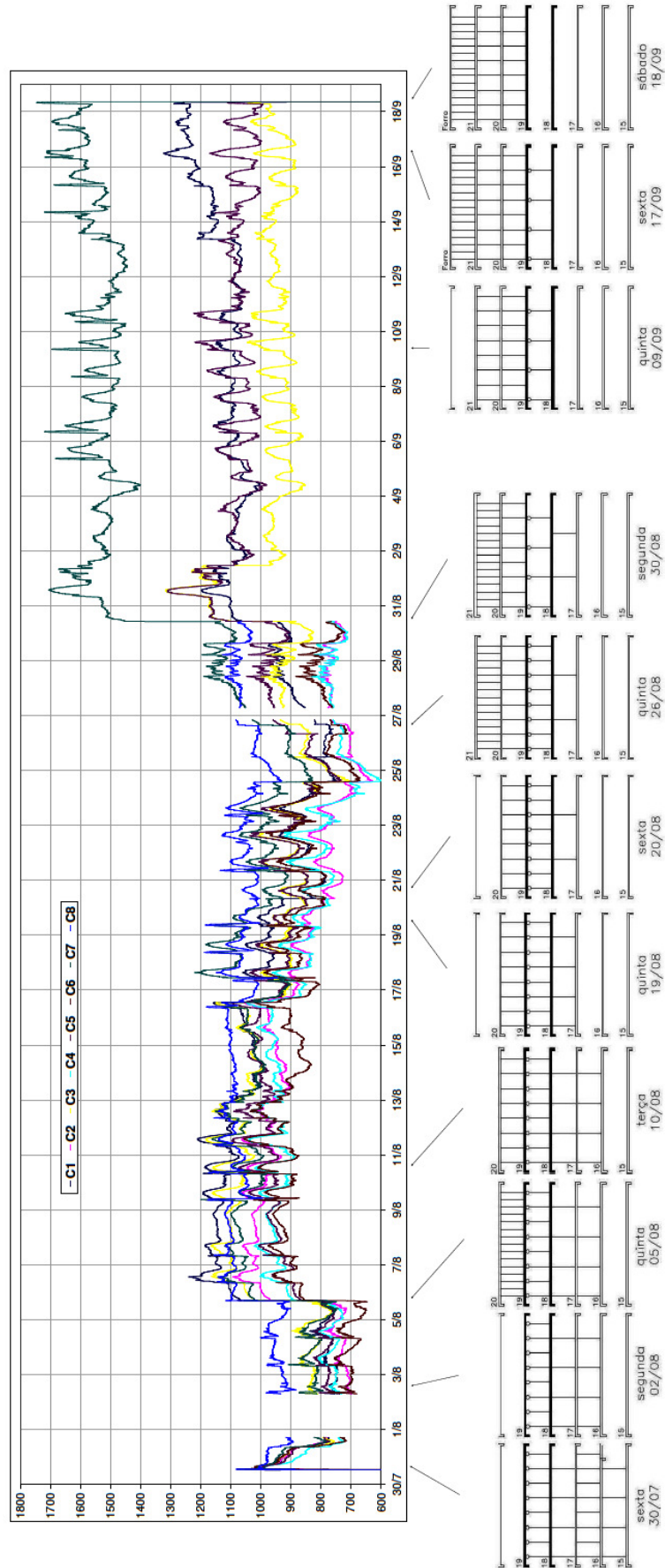


Figura 164: cargas obtidas nas oito células de carga sob o 19º pavimento

O gráfico da figura 164 mostra ainda que a célula C7 teve seu limite de calibração ($15kN$) superada no dia 31/8, quando da retirada de 50% dos pontaletes instrumentados. Ainda que a leitura apresentada no gráfico não represente um valor correto (dentro da faixa de calibração), este pontalete superou os $15kN$, ficando bem acima das demais células de carga (C1, C3 e C5).

No gráfico da figura 165 é apresentada a média das células de carga no pavimento. A leitura da célula C7 foi fixada $1500kgf$ a partir do dia 31/8, haja vista que as leituras acima deste valor não são confiáveis e a exclusão desta leitura no cálculo da média, afetaria desfavoravelmente a estimativa de carga. O fato de alguns registros apontarem para picos de carregamento próximos de $1700kgf$, indica que provavelmente o material da célula de carga entrou em escoamento, podendo, estas leituras, representarem carregamentos entre $1500kgf$ e $1600kgf$. Com efeito, após o escoamento, as leituras inferiores, próximas de $1500kgf$, podem representar carregamentos próximos de $1400kgf$.

Para suavizar as variações cíclicas diárias, apresenta-se o gráfico da figura 166 com a leitura média das células de carga no pavimento, calculando-se, para cada leitura (intervalos de cinco minutos), a média entre as leituras de doze horas antes, até doze horas depois (intervalo de 24h).

Nos gráficos das figuras 165 e 166, com a leitura rotacionada no sentido horário, o espaçamento entre as linhas da grade representam os mesmos valores da figura 164 (período de dois dias para as linhas verticais, e leituras das cargas em kgf para as linhas horizontais).

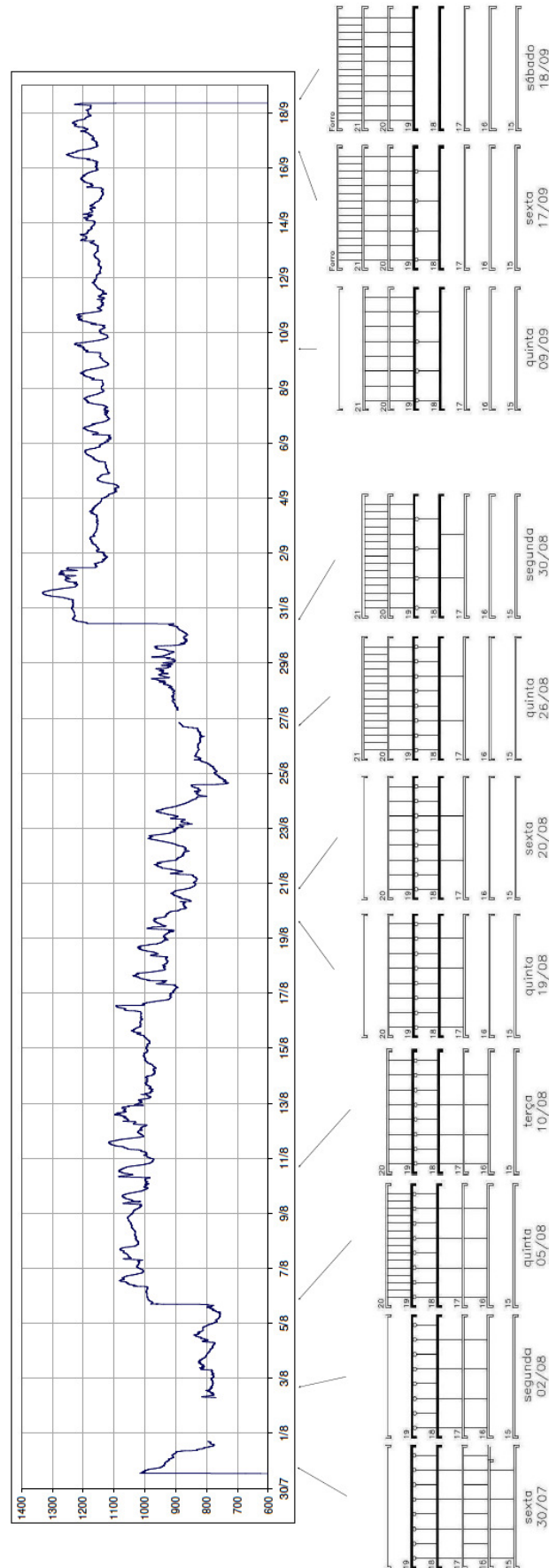


Figura 165: cargas médias obtidas nas células de carga sob o 19º pavimento

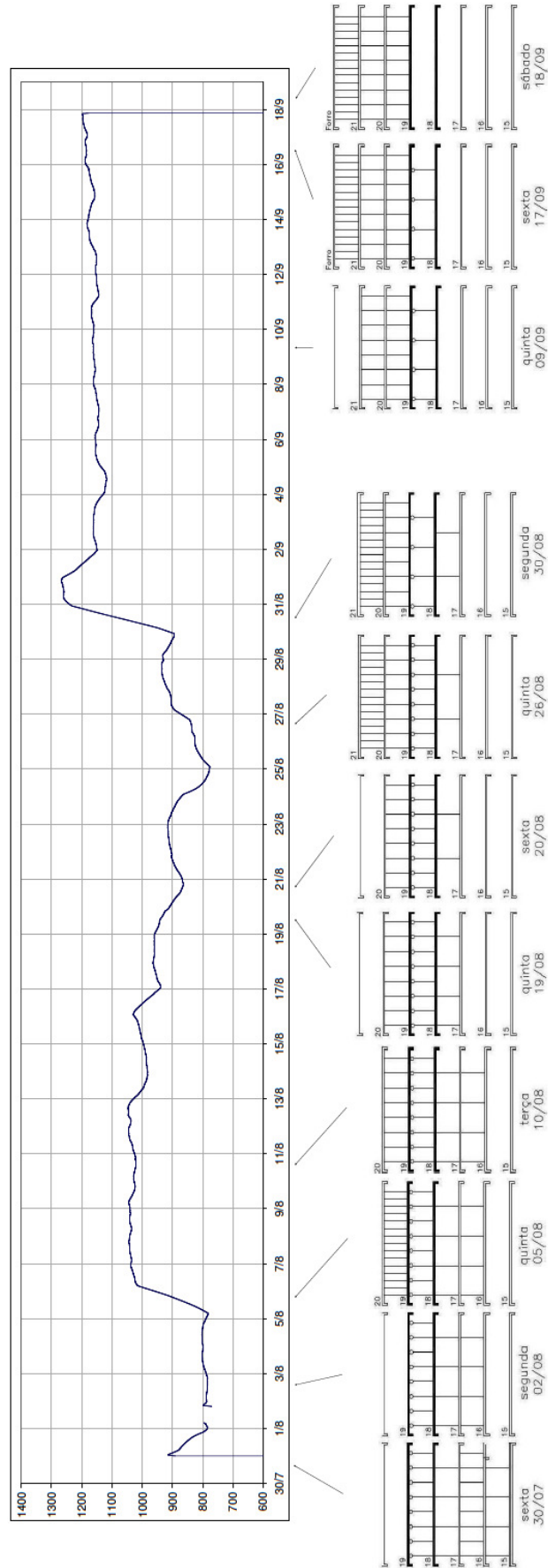


Figura 166: cargas médias das células com a média num período de 24 horas

Como esta instrumentação previu a instalação de células de carga nos pontaletes de apenas um pavimento, é possível discutir as consequências do carregamento concentrado apenas no 18º pavimento, no final do ciclo, e no 19º pavimento, no início deste. Estas situações ocorrem porque só é possível avaliar o carregamento resultante aplicado pelos pontaletes nos pavimentos, quando estes são os únicos em contato com a laje.

No início do ciclo, entre os dias 01/8 e 05/8, os pontaletes instrumentados aplicaram um carregamento anti-gravitacional no 19º pavimento, da ordem de $800kgf$. No entanto, é necessário avaliar o carregamento de curta duração de $1000kgf$, que ocorreu por ocasião do reescoramento. Entre os dias 05/8 e 31/8, há outros pontaletes não instrumentados sobre esta laje, impossibilitando o cálculo do carregamento resultante.

No final do ciclo, entre os dias 31/8 e 18/9, os pontaletes instrumentados restantes (50% do total) aplicaram um carregamento gravitacional no 18º pavimento da ordem de $1200kgf$.

Para a análise dos momentos fletores máximos na laje, resultantes do peso próprio do pavimento, e este carregamento somado à resultante concentrada dos pontaletes, procedeu-se a mesma análise realizada no estudo anterior, através da análise global do pavimento com modelo de grelha formada por uma malha ortogonal ($40 \times 40cm$) reticulada, em regime elástico linear.

O modelo da estrutura do pavimento pode ser visualizado na figura 167 e, na figura 168, mostra-se a laje instrumentada e as lajes adjacentes com carregamento concentrado aplicado nos pontos onde se localizam os pontaletes correspondentes ao reescoramento.

Consideraram-se três situações de carregamento concentrado, somado ao carregamento correspondente ao peso próprio da laje:

- $CC = -1000kgf$, para avaliar o momento fletor máximo resultante do carregamento que ocorre no instante do processo de reescoramento de um pavimento ($M_{máx, pp+CC(-1000)}$);
- $CC = -800kgf$, para avaliar o momento fletor máximo resultante no início do ciclo, solicitado no 19º pavimento ($M_{máx, pp+CC(-800)}$);

- $CC = 1200kgf$, para avaliar o momento fletor máximo resultante do final do ciclo, solicitado no 18º pavimento ($M_{máx,pp+CC(1200)}$).

Considerou-se, ainda, um carregamento uniformemente distribuído correspondente ao peso próprio da laje, para obter-se o momento fletor máximo resultante deste carregamento ($M_{máx,pp}$).

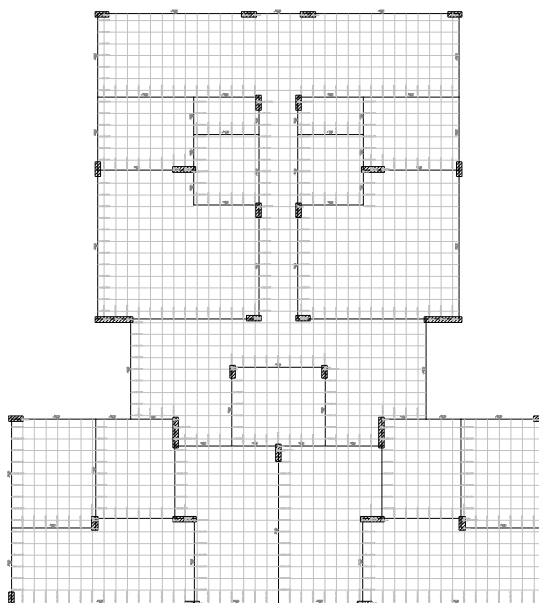


Figura 167: modelo de grelha com malha ortogonal (40x40cm) reticulada

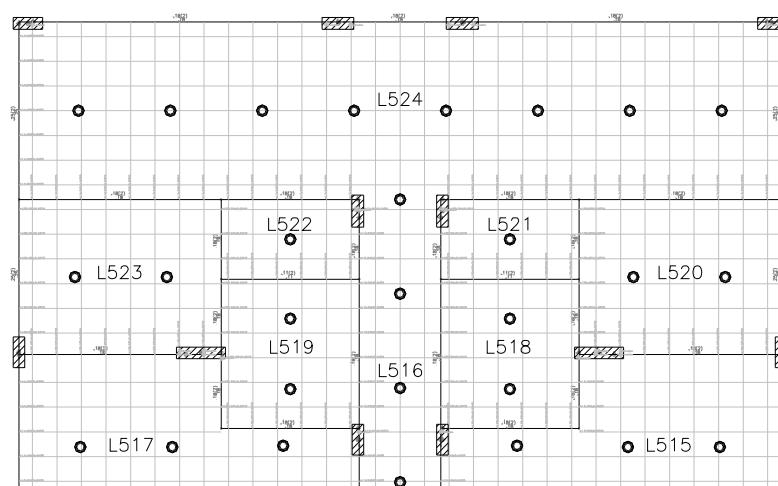


Figura 168: laje em estudo (L524) e lajes adjacentes com localização dos pontaletes correspondentes ao reescoramento

O processamento da grelha resultou nos seguintes momentos fletores máximos, ocorridos no mesmo ponto.

$$M_{máx,pp} = 138,8kgf.m / m = 1,39kN.m / m$$

$$M_{máx,pp+CC(-1000)} = -221,2kgf.m / m = -2,21kN.m / m$$

$$M_{máx,pp+CC(-800)} = -150,6kgf.m / m = -1,51kN.m / m$$

$$M_{máx,pp+CC(1200)} = 584,4kgf.m / m = 5,84kN.m / m$$

6.4 DISCUSSÃO

Ainda que não se tenha repetições do ensaio, para confirmação estatística dos resultados obtidos, os valores apresentados nesta análise experimental de sistemas de reescoramento propiciam uma discussão em torno de algumas questões importantes.

Não é possível a comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos mostrados no estudo de Grundy e Kabaila (1963), em decorrência da não consideração do reaperto dos pontaletes no cálculo dos fatores de carga construtiva nos pavimentos e nos pontaletes.

Importante mencionar, ainda, que os dados coletados são analisados apenas nas situações extremas (início e término do ciclo de construção de um pavimento), haja vista que se optou por instrumentar apenas um pavimento, não sendo possível obter, com confiabilidade, as resultantes das cargas transmitidas pelos pontaletes nos pavimentos, no período intermediário.

Discute-se, inicialmente, o final do ciclo, onde se obteve um momento fletor máximo, devido ao peso próprio do pavimento e ao carregamento concentrado máximo oriundo dos pontaletes ($M_{máx,pp+CC(1200)}$), 4,21 vezes maior que o momento fletor máximo devido somente ao peso próprio ($M_{máx,pp}$). Este último valor corresponde ao fator de carga construtiva na laje, para um carregamento correspondente uniformemente distribuído. Comparando-se com o experimento anterior, onde não ocorreu o reaperto dos pontaletes, este valor médio é majorado em 5%. Desta forma, ainda que o fator de carga construtiva na laje represente valores ligeiramente majorados, entende-se que se pode prever estes carregamentos utilizando a mesma metodologia discutida na análise de escoramento remanescente, a partir dos valores teóricos de Grundy e Kabaila (1963).

A seguir, discute-se o início do ciclo, onde ocorreram situações potencialmente problemáticas, relacionadas ao processo de reescoramento. Quando os pontaletes são posicionados sob a laje já concretada, necessariamente ocorre um aperto destes elementos em níveis que, segundo o experimento realizado, provocam carregamentos instantâneos contra as lajes sobre e sob o pontalete, de até 1476kgf , com média de 1019kgf . Este carregamento concentrado é especialmente crítico no pavimento recém concretado, haja vista que corresponde a uma ação anti-gravitacional que pode provocar inversão de esforços na laje. O aperto observado em obra depende de fatores relacionados ao dispositivo de regulagem de altura, tais como: estado de conservação, nível de corrosão, lubrificação, amassamentos, entre outros. Condições relativas ao esforço humano também influenciam os níveis de aperto. No decorrer dos experimentos, observou-se que todos os apertos foram feitos com ferramenta metálica (martelo), através de golpes, que provocam o giro do dispositivo de regulagem até o seu suposto limite.

Os carregamentos impostos à estrutura, em decorrência do reescoramento, ocorreram nas idades iniciais do pavimento que recebeu a ação concentrada anti-gravitacional, podendo chegar a dois ou três dias de idade. De acordo com Salvador (2007), nestas idades, espera-se que o concreto tenha entre 50% e 60% da sua resistência à tração esperada para os 28 dias de idade. Para o concreto especificado no projeto (30MPa), a resistência à tração direta estimada é $f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,9\text{MPa} = 0,29\text{kN/cm}^2$. Considerando 50% deste valor nas idades iniciais, obtém-se $f_{ct} = 0,15\text{kN/cm}^2$. Desta forma, o valor do momento fletor, a partir do qual, espera-se que haja a formação de fissuras nas fibras tracionadas do concreto (momento de fissuração) é dado por $M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$, com $\alpha = 1,5$; $h = 10\text{cm}$ (espessura da laje em estudo) $I_c = 8333\text{cm}^4$; e $y_t = 5\text{cm}$, resultando num $M_r = 362\text{kN.cm/m} = 3,62\text{kN.m/m}$. A partir do momento fletor máximo provocado pelo carregamento instantâneo médio, no instante do reescoramento ($M_{m\acute{a}x,pp+CC(-1000)} = -2,21\text{kN.m/m}$), com valor negativo (tração nas fibras superiores da laje), conclui-se que, para esta situação, apesar da inversão de esforços, não devem surgir fissuras decorrentes do processo de reescoramento. No entanto, para o carregamento correspondente ao aperto máximo (1476kgf), observado no experimento, o momento fletor máximo é estimado em $-3,92\text{kN.m/m}$, o que representa uma situação de provável fissuração nas fibras superiores do concreto, junto aos pontaletes.

Esta problemática pode ser seriamente agravada por duas situações: a primeira refere-se à idade em que ocorre o reescoramento, na medida em que, por desconhecimento do problema, pode ocorrer até um dia após a concretagem, sendo que, nesta ocasião, o momento de fissuração (M_r) pode chegar a $1,6kN.m/m$, considerando-se, segundo Salvador (2007), $f_{ct,01dia} = 0,22.f_{ct,28dias}$. A segunda situação crítica refere-se às lajes com espessura menor, tais como $9cm$ ou $8cm$, onde o momento de fissuração é reduzido 19% e 36% respectivamente, e o momento fletor máximo resultante é majorado em 6% e 12% respectivamente, pela redução do carregamento gravitacional (peso próprio), mantendo-se fixo o carregamento concentrado anti-gravitacional provocado pelo processo de reescoramento.

Uma estimativa de grandeza da fissuração causada pelo aperto dos pontaletes sob uma laje com um dia de idade (reescoramento), correspondendo a um carregamento de $1000kgf$, pode ser observado na figura 169. Este experimento foi realizado no último pavimento da edificação em estudo.



Figura 169: fissuração em uma laje reescorada com um dia de idade

Para o carregamento concentrado, da ordem de $800kgf$, que passou a atuar na laje continuamente, após as primeiras horas, e solicitando-a com um momento fletor máximo $M_{máx,pp+CC(-800)} = -1,51kN.m/m$, ressalta-se que, mesmo ocorrendo com um dia de idade, esta

solicitação ficaria abaixo do momento de fissuração. No entanto, as mesmas considerações, destacadas anteriormente, podem representar situações críticas com lajes de menor espessura, ou utilizando-se um concreto com f_{ck} menor que o especificado na obra em estudo (30MPa).

Entende-se que um modelo de previsão para evitar a inversão de esforços e a provável fissuração do elemento estrutural é de difícil análise, sendo necessária a modificação dos procedimentos executivos de modo a evitar o carregamento provocado pelo reescoramento. Para isso, a prática recomendada seria a de posicionar os pontaletes antes da concretagem, sendo, portanto, um escoramento remanescente. A prática observada em vários empreendimentos da região mostrou que os projetistas dos sistemas de fôrmas recomendam este procedimento, no entanto, nem sempre é adotado pelas obras que foram visitadas. A justificativa deste não atendimento baseia-se na dificuldade de posicionar o pontalete diretamente sob o painel da faixa de reescoro, na medida em que, com um aperto excessivo, pode-se provocar o desnivelamento do assoalho da laje, ou, com o contrário, pode provocar a queda do pontalete. Esta dificuldade pode ser superada posicionando-se o pontalete sob a faixa de reescoro imediatamente após a concretagem (com o concreto ainda fresco), ou fixando-se o mesmo no painel de madeira com auxílio de pregos junto à furação da chapa de aço existente no topo do pontalete.

Para prevenir esta fissuração nas fibras superiores do concreto, pode-se ainda controlar o crescimento da resistência do concreto à tração, e executar o reescoramento na idade em que o mesmo tenha capacidade de suportar as tensões de tração sem fissurar, ou seja, quando o momento fletor máximo, provocado pelo carregamento concentrado decorrente do reescoramento, seja menor que o momento de fissuração da laje. Pode-se, ainda, controlar o aperto dos pontaletes, com equipamento de medição de torque (torquímetro ou chave dinamométrica), de modo a minimizar o carregamento provocado pelo aperto dos pontaletes. Para a laje em estudo, o aperto máximo deveria ser menor do que 830kgf, aplicado com um dia de idade, correspondendo ao momento de fissuração $M_f = 1,6kN.m/m$. No entanto, entende-se que estas duas soluções não são de uso comum em um canteiro de obras.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos nas análises experimentais e teóricas, dentro das limitações do programa experimental desenvolvido, foi possível mostrar aspectos do comportamento estrutural que devem ser considerados na elaboração de projetos e nos procedimentos executivos. Desta forma, para as condições ambientais, características das obras, e geometria dos elementos estruturais investigados, destacam-se as seguintes conclusões:

- a) as normas nacionais e internacionais não especificam com clareza os níveis e tipos de carregamentos que devem ser impostos à estrutura, devidos às ações durante a construção;
- b) as ações de construção podem ser tão ou mais críticas que as ações correspondentes às cargas de serviço, devendo ser consideradas no projeto estrutural;
- c) os eventos críticos observados nos estudos teóricos correspondem ao que foi observado nos ensaios de campo, particularmente as situações de retirada do escoramento com manutenção do escoramento remanescente ou reescoramento (carga anti-gravitacional) e a situação na qual o pavimento, sem escoramento remanescente ou reescoramento, suporta n pavimentos superiores;
- d) os carregamentos que ocorrem na estrutura durante as etapas construtivas devem ser devidamente analisados em nível de projeto, em especial quanto ao modo como as cargas são transferidas aos pavimentos. Para os carregamentos concentrados, oriundos dos pontaletes espaçados de aproximadamente $1,5m$, conforme mostrado nos estudos apresentados, encontram-se valores para cargas nos pontaletes até 50% superiores às cargas originais, correspondentes ao peso de sua área de influência;
- e) A metodologia de previsão teórica proposta por Grundy e Kabaila (1963) pode ser utilizada para estimar os fatores de carga de sistemas de escoramento remanescente, desde que devidamente corrigida;

- f) considerando o fator de carga nos pontaletes, como carga concentrada, correspondente à sua área de influência, o fator de correção, para os casos analisados, é de 1,4;
- g) se as cargas nos pontaletes forem consideradas como cargas uniformemente distribuídas equivalentes, os valores previstos por Grundy e Kabaila (1963) na fase final deveriam ser multiplicados por um fator igual a 2;
- h) a metodologia de Grundy e Kabaila (1963), apesar de aproximada, é de fácil aplicação, podendo ser considerada para uma proposta normativa, desde que devidamente corrigida. A metodologia poderia ser utilizada para prever fatores de carga em configurações diferentes, considerando o número de conjunto de pontaletes e o espaçamento entre eles;
- i) nos estudos efetuados não houve mudanças significativas nos valores de fator de carga para a etapa final entre escoramento remanescente e reescoramento;
- j) na etapa inicial, o reescoramento introduz cargas que podem ser 100% maiores que as do escoramento remanescente;
- k) as conclusões *i* e *j* estão, de certa forma, condicionadas ao controle imposto ao aperto no reescoramento. Situações sem controle podem gerar valores pontuais (individuais no pontalete) bastante maiores que os considerados;
- l) a metodologia experimental desenvolvida, no que diz respeito aos equipamentos e aos procedimentos operacionais de ensaio, mostrou-se capaz de medir as cargas que são transferidas para os pavimentos por meio dos pontaletes, adequando-se ao ambiente de ensaio com potencial fortemente agressivo de obra, podendo ser utilizada para ampliar a investigação experimental em pesquisas futuras.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O caráter investigativo desta pesquisa mostrou a necessidade de ampliar o estudo experimental e teórico. Neste sentido, pode-se sugerir algumas oportunidades de pesquisas futuras:

- a) repetição da análise experimental dos sistemas de escoramento remanescente em lajes de diferentes tamanhos e geometrias, ampliando o número de pontaletes instrumentados e iniciando a instrumentação desde a base da edificação;
- b) repetição da análise experimental dos sistemas de reescoramento com instrumentação de todos os pavimentos consecutivos e com as mesmas recomendações do item anterior;
- c) ampliação da investigação das cargas iniciais de reescoramento;
- d) ampliação da investigação teórica, estimando-se carregamentos uniformemente distribuídos que dão origem a momentos fletores equivalentes aos provocados por cargas concentradas em lajes de diferentes geometrias com diferentes quantidades e espaçamentos entre os pontaletes;
- e) ampliação da investigação teórica, considerando o comportamento viscoelástico do concreto;
- f) ampliação da investigação experimental, com intuito de obter resultados mais representativos, incluindo o escoramento das vigas, ampliando a área do pavimento instrumentado e aumentando a capacidade das células de carga.

REFERÊNCIAS

- ABECE (Folha Zero): <http://site.abece.com.br/>. acesso em 31/3/2013.
- ALMEIDA, P. A. O. Introdução à extensometria elétrica de resistência – notas de aula. São Paulo, 1996. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; BRITO, G.A Extensometria básica. Ilha Solteira, 2004. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
- ASSAHI, P. N. Sistema de fôrma para estrutura de concreto / Concreto–Ensino, pesquisa e realizações (G.C.Isaia; São Paulo: IBRACON, 2005): p. 407-437.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8.522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14.931: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- BRANSON, D. E. Instantaneous and time-dependent deflections on simple and continuous reinforced concrete beams. HPR Report. N. 7 Part 1. Alabama Highway Departament, Bureau of Public Roads. Aug., 1965. p.1-78.
- BREUGEL, K. V.; LOKHORST, S. J. Stress-based crack criterion for concrete at early ages, IABSE Symposium – Rio de Janeiro, 1999. p.665-672.
- BROOKS, J. J. Factors influencing movements of concrete and creep efects. In: Workshop: Influence of Creep on Design, Performance na Safety of Concrete Dams. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994.
- CÁNOVAS, M. F. Patologia e terapia do concreto armado. Tradução de Luiz Alfredo Falcão Bauer. São Paulo: Pini, 1988.
- CEB FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton. London: Thomas Telford, 1993.
- FRANÇA, R. L. S. Principais fatores que influenciam nas deformações de estruturas de concreto, 5º Seminário de Tecnologia de Estruturas, São Paulo, 2003.
- FRANÇA, R. L. S. Fatores críticos de execução de obras e as consequências para as deformações de estruturas de concreto, 7º Seminário de Tecnologia de Estruturas, São Paulo, 2005.
- FREITAS, A. A. Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção. São Carlos, 2004. 103p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

- GRUNDY, P.; KABAILA, A. Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings, *ACI Concrete International*, vol 26, n° 7, july, 2004 (1963): pp. 99-108.
- HERVÉ NETO, E. Estruturas de concreto: projeto e economia. Revista Técnica, São Paulo: Pini, 2007.
- KYOWA. Measuring instruments for stress solutions. Tokyo, Cat. N° 901D-U62.
- KYOWA. Strain gages: A complete lineup of high performance strain gages and accessories. Tokyo, Cat. N° 101E-U1.
- LIU, X.; CHEN, W. F.; BOWMAN, M. Construction load analysis for concrete structures (1985). *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v.111, No 5, May., pp. 1019-1036.
- MOLITERNO, A. Escoramentos, cimbramentos, fôrmas para concreto e travessias em estruturas de madeira (São Paulo, Edgard Blücher, 1989): p. 379.
- MORROW Jr., J. R.; JACKSON, A.W.; DISCH, J.G.; MOOD, D. P. Measurement and evaluation in human performance. Champaign, Human Kinetics, 1995
- MOSSALLAN, K.; CHEN, W. F. Determining shoring loads for reinforced concrete construction (1991). *ACI Structural Journal*, v.88, No 3, May-June., pp. 340-350.
- MOSSALLAN, K.; CHEN, W. F. Construction Load Distributions For Laterally Braced Formwork (1992). *ACI Structural Journal*, v.89, No 4, July-Aug., pp. 415-424.
- NEVILLE, A. M. Creep of concrete: plain, reinforced, and prestressed. Amsterdam: North-Holland Publishing Company, 1970.
- PRADO, J. F. M. A. Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção. São Carlos, 1999. 184p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PRADO, J. F. M. A.; CORRÊA, M. R. S. Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, n. 19 (2002): pp. 51-79.
- PRADO, J. F. M. A.; RAMALHO, M.; CORRÊA, M. R. S. Panorama sobre ações construtivas em estruturas de edifícios em concreto armado. *Revista IBRACON*, São Paulo, v. No. 21, p. 21-31, 1998.
- RATAY, R. T. Temporary structures in construction – USA practices. *Structural Engineering International*. April, 2004. p. 292-295.
- ROYER, K. *ACI Concrete International*, vol 26, n° 7, july, 1963: pp. 109-112.
- RÜSCH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete – *ACI Journal*, July 1960. p. 1-28.

SALVADOR, P.F. Influência dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2007. Dissertação de Mestrado

SELVARAJ, S.; SHARMA, S. P. Influence of construction sequence on the stresses in tall building frames. Regional Conference on Tall Buildings, Bangkok, Jan., 1974, pp. 197-211.

VILAVERDE, A. Curso de fôrmas para estruturas de concreto (Porto Alegre, 1998): p.143.

ZORZI, A. C. Fôrma com molde em madeira para estrutura de concreto armado: recomendações para melhoria da qualidade e da produtividade com redução de custos. São Paulo: IPT, 2002. Dissertação (Mestrado Profissional em Habitação), Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2002.