

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

ESTUDO DA CONTINUIDADE DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
COM EMENDAS POR LUVAS GRAUTEADAS

SÃO CARLOS

2018

**ESTUDO DA CONTINUIDADE DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
COM EMENDAS POR LUVAS GRAUTEADAS**

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

**ESTUDO DA CONTINUIDADE DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
COM EMENDAS POR LUVAS GRAUTEADAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos de Edificações

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

SÃO CARLOS

2018

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

**ESTUDO DA CONTINUIDADE DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
COM EMENDAS POR LUVAS GRAUTEADAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos de Edificações

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

Comissão Examinadora

Prof. Dr. **Marcelo de Araújo Ferreira** (Orientador)

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

Prof. Dr. **Roberto Chust Carvalho** (Examinador Interno)

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

Prof. Dr. **Frenando Menezes de Almeida Filho** (Examinador Interno)

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo** (Examinador Externo)

Departamento de Estruturas – Universidade Federal de Goiás - UFG

Prof. Dr. **Rodrigo Gustavo Delalibera** (Examinador Externo)

Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Federal de Uberlândia - UFU

São Carlos, SP – 07 de março de 2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato Luís Augusto Bachega, realizada em 07/03/2018:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

2/

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo
UFG

2/

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFU

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Daniel de Lima Araújo, Rodrigo Gustavo Delalibera e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira

*Todo conhecimento é válido desde
que sirva à um propósito. Qual seria ele?*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tornar realidade este estudo e proporcionar todos os benefícios e avanços tecnológicos que esta pesquisa possa contribuir para o mercado de pré-moldados de concreto no país.

Aos meus pais, por me ajudarem ao longo de todo o período deste estudo, com carinho, conselhos e lembranças.

À minha noiva e amada, Mariana, pessoa que admiro muito não só por seu caráter, mas também pela sua competência profissional e energia que utiliza para suas atividades, me motivando de forma indescritível para que este trabalho fosse realizado com louvor.

Ao professor Marcelo, pela sua orientação, dedicação e esforços dedicados a esta pesquisa. Agradeço também pelos seus esforços dedicados a mim profissional e pessoal, pessoa que admiro muito.

Ao NETPre e todas as pessoas nele integradas, grupo de pesquisa que possibilitou a existência dessa pesquisa, e à UFSCar e ao DECiv pela oportunidade dos estudos. Ao CNPq – CAPES pela bolsa de doutorado usufruída no início da pesquisa. À FAPESP por todos os equipamentos utilizados em laboratório.

Agradeço às empresas que auxiliaram nesta pesquisa:

Leonardi Construção Industrializada Ltda., por ceder os modelos experimentais para ensaio em laboratório e por todo apoio operacional, bem como imagens sobre sua aplicação da ligação equivalente pilar-pilar em projeto de shopping;

NMB Splice Sleeve Japan, por ceder inúmeros materiais técnico-científicos e informações sobre sistemas de ligações equivalentes ao monolítico e por ceder os dispositivos da ligação objeto deste estudo;

TrueConnect Materiais para Construção Civil Ltda., que proporcionou a oportunidade de realizar a aplicação real, no mercado de trabalho, do conhecimento gerado por esta pesquisa.

“Alguém que nunca cometeu erros
nunca tratou de fazer algo novo.”

(Albert Einstein)

RESUMO

BACHEGA, L. A. **Estudo da Continuidade de Elementos Pré-Moldados com Emendas por Luvas Grauteadas**. 2018. 159 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O propósito deste trabalho é a validação do conceito de equivalência monolítica aplicado em pilares pré-moldados com emendas por meio de luvas mecânicas grauteadas, onde os deslocamentos ao longo de protótipos pré-moldados segmentados foram comparados com deslocamentos obtidos ao longo de protótipos monolíticos contínuos. Para tal, um programa experimental foi desenvolvido com ensaios de flexão simples para modelos pré-moldados com ligações (L1 e L2), cujos resultados experimentais foram comparados com os resultados de ensaios em modelos monolíticos contínuos (M1 e M2). Adicionalmente, as ligações por meio de luvas grauteadas foram caracterizadas quanto à sua rigidez (relação momento-rotação), resistência e ductilidade, possibilitando a calibração da equação da rigidez secante para relação momento-rotação segundo definida na NBR9062:2017, onde o comprimento efetivo de deformação da barra tracionada na região da junta atingiu um valor médio de $L_{ed} = 15 \phi_b$, correspondente a uma rigidez média de $R_{sec} = 77.785$ kN.m/rad. Com base na comparação experimental entre os modelos com ligações e os modelos monolíticos, observou-se que embora tenha havido uma descontinuidade na região da junta grauteada, com liberação de rotações relativas entre os elementos pré-moldados, os deslocamentos apresentados ao longo dos protótipos pré-moldados foram muito próximos dos deslocamentos obtidos para o elemento monolítico. tendo-se uma boa convergência para todas as fases da curva força x deslocamento, com equivalência para a rigidez, a resistência e a ductilidade entre as curvas analisadas, caracterizando-se assim numa equivalência monolítica. Além disso, foi caracterizado e validado o diagrama trilinear $M-\theta$ que pode ser utilizado para projeto, e também foi definida uma forma para dimensionar a ligação através do fator de restrição α_R para que ela promova uma emenda contínua em elementos pré-moldados de concreto.

Palavras-chave: Estruturas pré-moldadas. Ligação equivalente. Equivalência monolítica. Rigidez secante

ABSTRACT

BACHEGA, L. A. **Estudo da Continuidade de Elementos Pré-Moldados com Emendas por Luvas Grauteadas**. 2018. 159 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

The aim of this paper was the validation of the monolithic equivalence applied to precast columns with grouted splice sleeve connections, wherein spliced precast prototypes have been compared with continuous monolithic prototypes. An experimental investigation with four points bending tests has been conducted for two spliced prototypes (L1 and L2), wherein the deflection along these prototypes were confronted against the results obtained from two monolithic prototypes (M1 and M2). In addition, grouted splice sleeve connections have been characterized by their stiffness (moment-rotation relationship), strength and ductility, allowing the calibration of the equation for the secant stiffness according to NBR9062:2017, wherein the effective deformation length within the connection zone was about $L_{ed} = 15 \phi_b$, corresponding to an average secant stiffness of $R_{sec} = 77.785 \text{ kNm/rad}$. Concerning to the experimental results, a release of relative rotations within the grouted joint has been observed for the spliced prototype. However, the deflections along the precast spliced prototype were in good agreement with the deflections along the monolithic prototype, with good convergence for all the phases of the load x displacement curves, with equivalence between the experimental results in terms of stiffness, strength and ductility, meeting the requirements for the monolithic equivalence. In addition, the trilinear diagram of $M-\theta$ that could be used for design was characterized and validated, and it was also define a way to design the connection through the fixity factor α_R so that it promotes a continuous joint in precast concrete elements.

Keywords: Precast concrete structures. Equivalent connection. Monolithic equivalence. Secant stiffness.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1: LIGAÇÕES ENTRE PILARES PARA EDIFÍCIO DE 10 PAVIMENTOS: A) MONOLÍTICO; B) COM UMA LIGAÇÃO ESTRUTURAL; C) COM DUAS LIGAÇÕES DE MONTAGEM; D) COM QUATRO LIGAÇÕES DE MONTAGEM.	1-23
FIGURA 1.2: TIPOLOGIA DE LUVA MECÂNICA GRAUTEADA ESTUDADA.....	1-24
FIGURA 1.3: PRINCIPAIS EMENDAS PILAR-PILAR SUGERIDAS PELA ABNT NBR 9062:2017. A) EMENDA POR SOLDA; B) E C) EMENDA POR BAINHA E D) EMENDA POR DISPOSITIVO METÁLICO ESPECÍFICO.	1-24
FIGURA 1.4: ENSAIO DE TRAÇÃO EM LUVA METÁLICA GRAUTEADA (RUPTURA COM 169% DE F_{YD}).....	1-26
FIGURA 1.5: ENSAIOS REALIZADOS PARA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO -PILAR-FUNDAÇÃO UTILIZANDO DISPOSITIVO METÁLICO PARAFUSADO.	1-27
FIGURA 1.6: ESQUEMA ESTRUTURAL DO ENSAIO COM OS DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR (M) E FORÇA CORTANTE (V), PARA ENSAIO À FLEXÃO SIMPLES PURA (ENSAIO DE QUATRO PONTOS).	1-30
FIGURA 2.1: POSSÍVEIS COMPORTAMENTOS DE DIFERENTES TIPOS DE LIGAÇÕES.....	2-33
FIGURA 2.2: RELAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LIGAÇÕES E O ELEMENTO AO QUAL SÃO CONECTADAS.....	2-34
FIGURA 2.3: EXEMPLOS DE REGIÕES CONTÍNUAS E DESCONTÍNUAS EM LIGAÇÕES.	2-35
FIGURA 2.4: LUVA MECÂNICA GRAUTEADA TIPO <i>SPLICE SLEEVE</i>	2-36
FIGURA 2.5: ENSAIOS REALIZADOS POR EINEA <i>ET AL</i>	2-37
FIGURA 2.6: ENSAIOS REALIZADOS POR BELLERI E RIVA.	2-39
FIGURA 2.7: ENSAIOS REALIZADOS POR AMELI <i>ET AL</i>	2-40
FIGURA 2.8: ENSAIO DE PÓRTICO COM LIGAÇÃO PILAR-PILAR DE SPLICE SLEEVE JAPAN.....	2-41
FIGURA 2.9: ESQUEMA DO ALONGAMENTO NA ARMADURA GRAUTEADA EM DISPOSITIVO METÁLICO, PARA O DESENVOLVIMENTO DA TENSÃO DE ESCOAMENTO NA LUVA MECÂNICA TIPO <i>SPLICE SLEEVE</i>	2-42
FIGURA 2.10: APLICAÇÃO PILOTO DA LIGAÇÃO COM LUVA MECÂNICA GRAUTEADA TIPO <i>SPLICE SLEEVE</i> EM PILAR-FUNDAÇÃO.....	2-44
FIGURA 2.11: APLICAÇÃO DE LIGAÇÃO PILAR-PILAR NO PLAZA SHOPPING CARAPICUÍBA.....	2-45
FIGURA 2.12: APLICAÇÃO DE LIGAÇÃO TIPO <i>SPLICE SLEEVE</i> EM ELEMENTOS DE MARQUISE.....	2-46
FIGURA 2.13: DIAGRAMA GENÉRICO DO DESEMPENHO EQUIVALENTE DOS DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO, SEGUNDO NISHIYAMA (2013).....	2-47
FIGURA 2.14: CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO GENÉRICA COM A DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ SECANTE R_{SEC}	2-49
FIGURA 2.15: CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO DOS ENSAIOS DE HASAN (2011).	2-51

FIGURA 2.16: CURVA FATOR DE RESTRIÇÃO X COMPRIMENTO EFETIVO DOS ENSAIOS DE HASAN (2011), A FIM DE CLASSIFICAR OS PROTÓTIPOS.	2-52
FIGURA 2.17: DIAGRAMA TRILINEAR: PROPOSTA DE CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO.	2-53
FIGURA 3.1: ELEMENTOS DE CONCRETO, PEÇAS MONOLÍTICAS A) E PEÇAS COM LIGAÇÃO B).	3-58
FIGURA 3.2: DETALHAMENTO DAS PEÇAS DE CONCRETO – MODELO M.	3-59
FIGURA 3.3: DETALHAMENTO DAS PEÇAS DE CONCRETO – MODELO L.	3-60
FIGURA 3.4: DETALHAMENTO DAS PEÇAS DE CONCRETO – MODELO L (ARMADURAS).	3-61
FIGURA 3.5: DETALHAMENTO DAS PEÇAS DE CONCRETO – MODELO L (DETALHES).	3-62
FIGURA 3.6: CONCRETAGEM DAS PEÇAS MONOLÍTICAS COM QUATRO METROS DE COMPRIMENTO.	3-63
FIGURA 3.7: LUVA METÁLICA DE LIGAÇÃO UTILIZADA NOS MODELOS L.	3-65
FIGURA 3.8: BORRACHA DE VEDAÇÃO DA LUVA METÁLICA GRAUTEADA.	3-65
FIGURA 3.9: ENCAIXE DA LUVA METÁLICA NA BARRA DE AÇO.	3-66
FIGURA 3.10: ENCAIXE DOS TUBOS PVC PROLONGADORES DA ENTRADA E SAÍDA DE GRAUTE NA LUVA METÁLICA.	3-66
FIGURA 3.11: ENCAIXE DO GABARITO DE POSICIONAMENTO NA ARMAÇÃO CONTENDO O DISPOSITIVO DE LIGAÇÃO.	3-67
FIGURA 3.12: POSICIONAMENTO DOS ESTRIBOS SOBRE AS LUVAS METÁLICAS.	3-67
FIGURA 3.13: NICHOS DE ISOPOR, SUBSTITUINDO O NICHOS METÁLICO PREVISTO EM PROJETO, PARA A LIGAÇÃO DE MONTAGEM DAS PEÇAS DO MODELO L.	3-68
FIGURA 3.14: CONCRETAGEM CONJUGADA DOS ELEMENTOS DE CONCRETO DO MODELO L.	3-69
FIGURA 3.15: COLOCAÇÃO DOS CHUMBADORES DA LIGAÇÃO DE MONTAGEM DO MODELO L.	3-70
FIGURA 3.16: ALTERAÇÃO DO COBRIMENTO E DA ALTURA ÚTIL NA SEÇÃO TRANSVERSAL.	3-71
FIGURA 3.17: ELEMENTO DE CONCRETO APÓS DESFORMA – MODELO L.	3-72
FIGURA 3.18: FIXAÇÃO TEMPORÁRIA DA PEÇA INFERIOR PARA MONTAGEM DO MODELO L.	3-73
FIGURA 3.19: VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO E POSICIONAMENTO DAS ESPERAS E CHUMBADORES.	3-73
FIGURA 3.20: CONFECÇÃO E COLOCAÇÃO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO.	3-74
FIGURA 3.21: MONTAGEM DA PEÇA SUPERIOR DO MODELO L.	3-75
FIGURA 3.22: PREPARAÇÃO PARA O GRAUTEAMENTO DAS LUVAS METÁLICAS.	3-76
FIGURA 3.23: CONFECÇÃO DO GRAUTE DE PREENCHIMENTO DAS LUVAS METÁLICAS, ENSAIO DE ESPALHAMENTO E MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA.	3-77
FIGURA 3.24: GRAUTEAMENTO DAS LUVAS METÁLICAS.	3-78
FIGURA 3.25: ESQUEMA ESTRUTURAL DO ENSAIO DE FLEXÃO PURA (ENSAIO DE QUATRO PONTOS) COM DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR (M) E FORÇA CORTANTE (V).	3-79
FIGURA 3.26: ARRANJO DE ENSAIO.	3-80

FIGURA 3.27: POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES (TD).....	3-82
FIGURA 3.28: POSICIONAMENTO DOS CLINÔMETROS (CL).	3-85
FIGURA 3.29: POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL (EB).	3-86
FIGURA 3.30: APARATO PARA APLICAÇÃO DA CARGA E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS UTILIZADOS.....	3-87
FIGURA 3.31: DISPOSIÇÃO GERAL DO ARRANJO DE ENSAIO EM LABORATÓRIO (NETPRE/UFSCAR).....	3-88
FIGURA 3.32: IMAGENS DO ENSAIO À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS DO CONCRETO (A) E DO GRAUTE (B), E DOS CORPOS DE PROVA CÚBICOS DO GRAUTE (C).....	3-89
FIGURA 3.33: IMAGEM DO ENSAIO À COMPRESSÃO DO CORPO DE PROVA CILÍNDRICO PARA OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL DO CONCRETO E_{ci}	3-90
FIGURA 3.34: IMAGENS DO ENSAIO À COMPRESSÃO DIAMETRAL DO CORPO DE PROVA CILÍNDRICO PARA OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO.	3-94
FIGURA 3.35: RESULTADOS DE ENSAIO DO MODELO M1 PARA TODAS AS MEDIÇÕES DAS INSTRUMENTAÇÕES, EM RELAÇÃO AO TEMPO.	3-100
FIGURA 3.36: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS CLINÔMETROS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.....	3-101
FIGURA 3.37: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.....	3-102
FIGURA 3.38: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.....	3-103
FIGURA 3.39: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS E DOS APOIOS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.....	3-103
FIGURA 3.40: METODOLOGIA UTILIZADA PARA CORREÇÃO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES TD1 AO TD6 DEVIDO À MOVIMENTAÇÃO DOS APOIOS.	3-104
FIGURA 3.41: VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1...3-105	3-105
FIGURA 3.42: MÉDIA DOS VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.....	3-106
FIGURA 3.43: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO M1.....	3-106
FIGURA 3.44: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M1.	3-107
FIGURA 3.45: RESULTADOS DE ENSAIO DO MODELO M2 PARA TODAS AS MEDIÇÕES DAS INSTRUMENTAÇÕES, EM RELAÇÃO AO TEMPO.	3-108
FIGURA 3.46: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS CLINÔMETROS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.....	3-109
FIGURA 3.47: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.	3-110
FIGURA 3.48: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS E DOS APOIOS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.....	3-111

FIGURA 3.49: VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.	3-112
FIGURA 3.50: MÉDIA DOS VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.....	3-112
FIGURA 3.51: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO M2.....	3-113
FIGURA 3.52: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO M2.	3-114
FIGURA 3.53: RESULTADOS DE ENSAIO DO MODELO L1 PARA TODAS AS MEDIÇÕES DAS INSTRUMENTAÇÕES, EM RELAÇÃO AO TEMPO.	3-115
FIGURA 3.54: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS CLINÔMETROS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.....	3-116
FIGURA 3.55: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.	3-117
FIGURA 3.56: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS E DOS APOIOS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.....	3-117
FIGURA 3.57: VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.	3-119
FIGURA 3.58: MÉDIA DOS VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.....	3-119
FIGURA 3.59: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO L1.....	3-120
FIGURA 3.60: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L1.	3-121
FIGURA 3.61: RESULTADOS DE ENSAIO DO MODELO L2 PARA TODAS AS MEDIÇÕES DAS INSTRUMENTAÇÕES, EM RELAÇÃO AO TEMPO.	3-122
FIGURA 3.62: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS CLINÔMETROS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.....	3-123
FIGURA 3.63: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.	3-124
FIGURA 3.64: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS E DOS APOIOS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.....	3-124
FIGURA 3.65: VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.	3-126
FIGURA 3.66: MÉDIA DOS VALORES CORRIGIDOS DAS MEDIÇÕES DOS TRANSDUTORES CENTRAIS EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.....	3-126
FIGURA 3.67: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO L2.....	3-127
FIGURA 3.68: RESULTADO DAS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL EM RELAÇÃO A FORÇA APLICADA PARA O MODELO L2.	3-127
FIGURA 3.69: CURVA FORÇA X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA REGIÃO CENTRAL DO ELEMENTO CONSIDERANDO AS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL EB1 E EB4.....	3-129
FIGURA 3.70: PLANO MÉDIO DE DEFORMAÇÃO PARA A SEÇÃO TRANSVERSAL DO MEIO DO VÃO ATRAVÉS DAS MEDIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL.	3-129
FIGURA 3.71: PADRÃO DE FISSURAÇÃO PARA OS MODELOS.....	3-130

FIGURA 3.72: ESQUEMA DA DEDUÇÃO DA LINHA NEUTRA (LN) ATRAVÉS DA DEFORMAÇÃO.	3-131
FIGURA 3.73: ESQUEMA DA DEDUÇÃO DA ROTAÇÃO NA REGIÃO CENTRAL ATRAVÉS DOS DESLOCAMENTOS DOS TRANSDUTORES TD9 E TD10. ...	3-132
FIGURA 3.74: CURVA FORÇA X ROTAÇÃO NA REGIÃO CENTRAL DO ELEMENTO OBTIDA ATRAVÉS DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS TD9 E TD10.	3-133
FIGURA 3.75: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DOS MODELOS CONSIDERANDO O INSTRUMENTO TD10 POSICIONADO NA HORIZONTAL NA ZONA TRACIONADA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.	3-134
FIGURA 3.76: CURVA FORÇA X ROTAÇÃO DO ELEMENTO CONSIDERANDO A MÉDIA DOS CLINÔMETROS DOS APOIOS CL3 E CL4.	3-134
FIGURA 3.77: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DOS MODELOS.	3-135
FIGURA 3.78: DETALHE DO INÍCIO DA CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DOS MODELOS.	3-136
FIGURA 3.79: CURVA FORÇA X COEFICIENTE DE RIGIDEZ EFETIVO $(EI)_{EF}$. MÉDIO ENTRE OS VALORES OBTIDOS ATRAVÉS DA EQUAÇÃO DA FLECHA E DA EQUAÇÃO DA ROTAÇÃO.	3-139
FIGURA 3.80: DETALHE AMPLIADO DA CURVA FORÇA X COEFICIENTE DE RIGIDEZ EFETIVO $(EI)_{EF}$	3-140
FIGURA 3.81: CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DOS MODELOS L COM A CURVA LIMITE +10% DOS DESLOCAMENTOS DOS MODELOS M.	3-141
FIGURA 3.82: DETALHE DO INÍCIO DA CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO DOS MODELOS L COM A CURVA LIMITE +10% DOS DESLOCAMENTOS DOS MODELOS M.	3-142
FIGURA 3.83: DIAGRAMA TRILINEAR PARA CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO E PARA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO NA UTILIZAÇÃO EM PROJETO. ...	3-146
FIGURA 3.84: DIAGRAMA TRILINEAR COM AS CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO DOS MODELOS EQUIVALENTES L1 E L2.	3-147

LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1: PONTOS PARA PLOTAGEM DOS DIAGRAMAS TRILINEAR CARACTERÍSTICO E TEÓRICO. NOMENCLATURA DOS PONTOS (θ ; M)...	2-55
TABELA 2-2: RESUMO DOS MÉTODOS PROPOSTOS PARA A VALIDAÇÃO DA EQUIVALÊNCIA MONOLÍTICA.	2-56
TABELA 3-1: VALORES MEDIDOS DE A, B E C NO POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES CENTRAIS.	3-81
TABELA 3-2: VALORES MEDIDOS DAS DISTÂNCIAS DOS TRANSDUTORES CENTRAIS E DOS TRANSDUTORES HORIZONTAIS.	3-83
TABELA 3-3: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E DO GRAUTE.	3-89
TABELA 3-4: MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL DO CONCRETO (E_{ci}) DE ACORDO COM A NBR 8522.	3-91
TABELA 3-5: MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DO CONCRETO (E_{cs}) DE ACORDO COM A NBR 6118.	3-93
TABELA 3-6: MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DO CONCRETO (E_{cs}) DE ACORDO COM A NBR 6118 E UTILIZANDO VALORES EXPERIMENTAIS DE E_{ci} (NBR 8522).	3-93
TABELA 3-7: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO F_{CT} ATRAVÉS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL DA NBR 7222 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL $F_{CT,SP}$	3-95
TABELA 3-8: RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS ENCONTRADAS PARA O CONCRETO UTILIZADO NOS MODELOS DE ENSAIO.	3-99
TABELA 3-9: POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA ESTIMADA ATRAVÉS DAS MEDIÇÕES DE DEFORMAÇÃO PELOS EXTENSÔMETROS DE BASE REMOVÍVEL.	3-131
TABELA 3-10: VALOR DA RIGIDEZ SECANTE R_{SEC} PARA OS MODELOS.	3-137
TABELA 3-11: VALOR DO COEFICIENTE DE RIGIDEZ EFETIVO $(EI)_{EF}$ NO INÍCIO DO ESCOAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO.	3-139
TABELA 3-12: COMPRIMENTO EFETIVO DE DEFORMAÇÃO L_{ED} NO MEIO DO VÃO E SEU FATOR DE ANCORAGEM β PARA A ARMADURA DE FLEXÃO.	3-144
TABELA 3-13: PONTOS PARA PLOTAGEM DOS DIAGRAMAS TRILINEAR CARACTERÍSTICO E TEÓRICO, NOMENCLATURA DOS PONTOS (θ ; M) NAS UNIDADES (RAD ; KN.M).	3-146
TABELA 3-14: FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO α_R PARA ALGUMAS TIPOLOGIAS DE EDIFICAÇÕES.	3-149
TABELA 3-15: QUANTIDADE DE ARMADURA NECESSÁRIA PARA QUE LIGAÇÕES PILAR-PILAR SEJAM CONSIDERADAS RÍGIDAS, UTILIZANDO LUVAS METÁLICAS GRAUTEADAS TIPO SPLICE SLEEVE.	3-150

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AIJ	<i>Architectural Institute of Japan</i>
BCJ	<i>Building Center of Japan</i>
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NETPre	Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto
NLF	Não Linearidade Física
PCI	<i>Precast/Prestressed Concrete Institute</i>
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos

LISTA DE SÍMBOLOS

a	distância do ponto de aplicação de carga até o apoio, lado B
a ₁	coeficiente para cálculo da linha neutra no Estádio II
a ₂	coeficiente para cálculo da linha neutra no Estádio II
a ₃	coeficiente para cálculo da linha neutra no Estádio II
A _s	área de aço da armadura longitudinal
b	distância entre os atuadores hidráulicos (entre a e c)
b ₁	distância entre os transdutores TD3 e TD4
b ₂	distância entre os transdutores TD4 e TD5
b ₃	distância entre os transdutores TD5 e TD6
b _w	largura da seção transversal
CC	células de carga; medição da célula de carga
CL	clinômetro; medição do clinômetro
c	distância do ponto de aplicação de carga até o apoio, lado A
d	altura útil da seção transversal
EB	extensômetros de base removível; medição do extensômetro
EI	coeficiente de rigidez da seção transversal
EI ₁	coeficiente de rigidez da seção bruta com módulo de elasticidade inicial
EI ₂	coeficiente de rigidez da seção fissurada com módulo de elasticidade secante
(EI) _{ef}	coeficiente de rigidez efetivo da seção transversal
(EI) _{ef,med}	coeficiente de rigidez efetivo médio da seção transversal
(EI) _{eq,to}	rigidez equivalente da seção transversal
E _{ci}	módulo de elasticidade inicial do concreto
E _{ci,med}	módulo de elasticidade inicial médio do concreto
E _{cs}	módulo de elasticidade secante do concreto
E _{cs,med}	módulo de elasticidade secante médio do concreto

E_s	módulo de elasticidade do aço
F	força aplicada no ensaio
f_c	resistência à compressão experimental do concreto (corpos de prova)
$f_{c,med}$	resistência à compressão experimental média do concreto (corpos de prova)
$f_{ct,sp}$	resistência à tração por compressão diametral do concreto
f_{ck}	resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias
f_{ef}	flecha efetiva obtida experimentalmente
f_y	tensão de escoamento da armadura
f_{yk}	tensão de escoamento nominal da armadura
h	altura total da seção transversal
h_1	distância entre o transdutor TD9 e a face superior do protótipo
h_2	distância entre os transdutores TD9 e TD10
h_3	distância entre o transdutor TD10 e a face inferior do protótipo
I_c	momento de inércia da seção bruta de concreto
I_{II}	momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II, considerando
k	coeficiente proveniente da altura útil d e braço de alavanca z
L	comprimento efetivo de elemento estrutural
L_{ed}	comprimento efetivo de deformação
L_{total}	comprimento efetivo dos protótipos (distância entre apoios)
ΔL	alongamento
M_a	momento atuante na peça de concreto
M_r	momento de fissuração da peça de concreto
M_u	Momento fletor último
M_y	momento fletor referente ao início de escoamento da armadura
$M_{y,lim}$	momento fletor limite
P	força aplicada

R_{plast}	Rigidez da região plástica, ou rigidez última
R_{SEC}	rigidez secante da ligação
$R_{SEC,med}$	rigidez secante média da ligação
TD	transdutor; medição do transdutor
x:	posição da linha neutra estimada na seção transversal do meio do vão
x_{II}	altura da linha neutra no Estádio II
x_{TD}	distância do transdutor a ser corrigido até o transdutor de apoio TD7
y_t	distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
z_{II}	braço de alavanca no Estádio II (distância entre F_c e F_s)
α	fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
α_E	coeficiente que considera o tipo de agregado utilizado no traço do concreto
α_e	relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto E_s/E_{cs}
α_i	coeficiente que considera o valor de f_{ck}
α_R	coeficiente de restrição à rotação
β	fator de ancoragem
β_{med}	fator de ancoragem médio
ϵ	deformação específica
ϵ_b	deformação específica referente à tensão σ_b
ϵ_a	deformação específica referente à tensão básica $\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$
$\Delta\epsilon$	variação de deformação no intervalo considerado para o cálculo de E_{ci}
ϕ_b	diâmetro nominal da barra da armadura longitudinal
γ_{NBR}	coeficiente redutor de EI para consideração simplificada da NLF do pilar

- θ rotação da seção do meio do vão
- θ_{apoio} rotação no apoio do elemento
- θ_u rotação última
- θ_y rotação da seção referente ao início de escoamento da armadura
- $\theta_{y,\text{lim}}$ rotação limite
- $\theta_{y,\text{lim,med}}$ rotação limite média
-
- σ_b tensão igual a $0,3f_c$: para $f_c = 50$ MPa tem-se $\sigma_b = 15$ MPa
- $\Delta\sigma$ variação de tensão no intervalo considerado para o cálculo de E_{ci}

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1-22
	1.1 Considerações Iniciais.....	1-22
	1.2 Justificativas	1-25
	1.3 Objetivos	1-29
	1.4 Metodologia.....	1-29
	1.5 Apresentação da Tese	1-31
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	2-32
	2.1 Conceituações Gerais sobre Ligações em Pré-Moldados.....	2-32
	2.2 Ligações com Luvas Mecânicas Grauteadas	2-36
	2.2.1 Pesquisas anteriores	2-36
	2.2.2 Implementação de Tecnologia Estrangeira em Fábrica de Pré-Moldados no Brasil	2-43
	2.3 Critérios de Projeto para Ligações	2-46
	2.4 Equivalência Monolítica em Elementos Pré-Moldados.....	2-51
	2.4.1 Conceituação de Equivalência Monolítica	2-52
	2.4.2 Proposta para Validação da Equivalência Monolítica	2-55
3	ESTUDO EXPERIMENTAL	3-57
	3.1 Projeto e Construção dos Modelos	3-58
	3.2 Montagem dos Modelos	3-72
	3.3 Arranjo e Instrumentação de Ensaio	3-79
	3.4 Propriedades Mecânicas dos Materiais.....	3-88
	3.5 Resultados Experimentais.....	3-99
	3.5.1 Modelo Monolítico – M1	3-99
	3.5.2 Modelo Monolítico – M2.....	3-108
	3.5.3 Modelo de Ligação – L1.....	3-114
	3.5.4 Modelo de Ligação – L2.....	3-121

3.5.5	Comparação entre Modelos.....	3-128
3.6	Validação da Equivalência Monolítica	3-136
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	4-151
4.1	Considerações Gerais.....	4-151
4.2	Cumprimento dos Objetivos	4-152
4.3	Análises dos Resultados Experimentais.....	4-153
4.4	Avanços Sobre Trabalhos Anteriormente Realizados	4-154
4.5	Sugestões para Trabalhos Futuros	4-154
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	5-156
6	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	6-159

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Nos últimos anos tem crescido no Brasil a demanda por sistemas estruturais em concreto pré-fabricado para aplicação em edifícios com múltiplos pavimentos. Neste contexto, a deslocabilidade lateral da estrutura pré-moldada é altamente afetada pela rigidez dos pilares pré-moldados de concreto armado. Por sua vez, a rigidez dos pilares pode ser afetada pela fissuração durante as etapas transitórias da fabricação e montagem, mas também pode sofrer uma redução quando o pilar for segmentado com ligações pilar-pilar, criando regiões de descontinuidades localizadas (FERREIRA, 2012).

Na Figura 1.1 foram apresentadas diferentes possibilidades para segmentação de pilares em estruturas pré-moldadas com múltiplos pavimentos: (A)- pilar monolítico; B) pilar com uma ligação estrutural; C) pilar com duas ligações de montagem; D) pilar com quatro ligações de montagem).

Ainda segundo Ferreira (2012), em função do detalhamento adotado e dos mecanismos internos de deformação, cada ligação poderá se comportar como rígida ou semirrígida, em função de haver ou não a restrição total ou parcial de rotações relativas entre os elementos conectados. Em outras palavras, o comportamento da ligação poderá acrescentar graus de liberdade internos à estrutura pré-moldada ou apresentar um comportamento monolítico equivalente como se houvesse a continuidade perfeita ao longo do comprimento do pilar. Portanto, no caso de ligações pilar-pilar em estruturas para edifícios com múltiplos pavimentos, a continuidade estrutural dos pilares é altamente dependente na continuidade estrutural da ligação em si.

Esta pesquisa estudou o comportamento de uma ligação pilar-pilar por meio de luvas metálicas grauteadas, visando a caracterização do seu desempenho do ponto de vista de continuidade estrutural após a fissuração na interface pilar-pilar, buscando a identificação de possível escorregamento aço-concreto anterior ao início do escoamento da armadura de continuidade longitudinal. Além da questão estrutural, buscou-se analisar aspectos de construtibilidade e de viabilidade de sua aplicação no

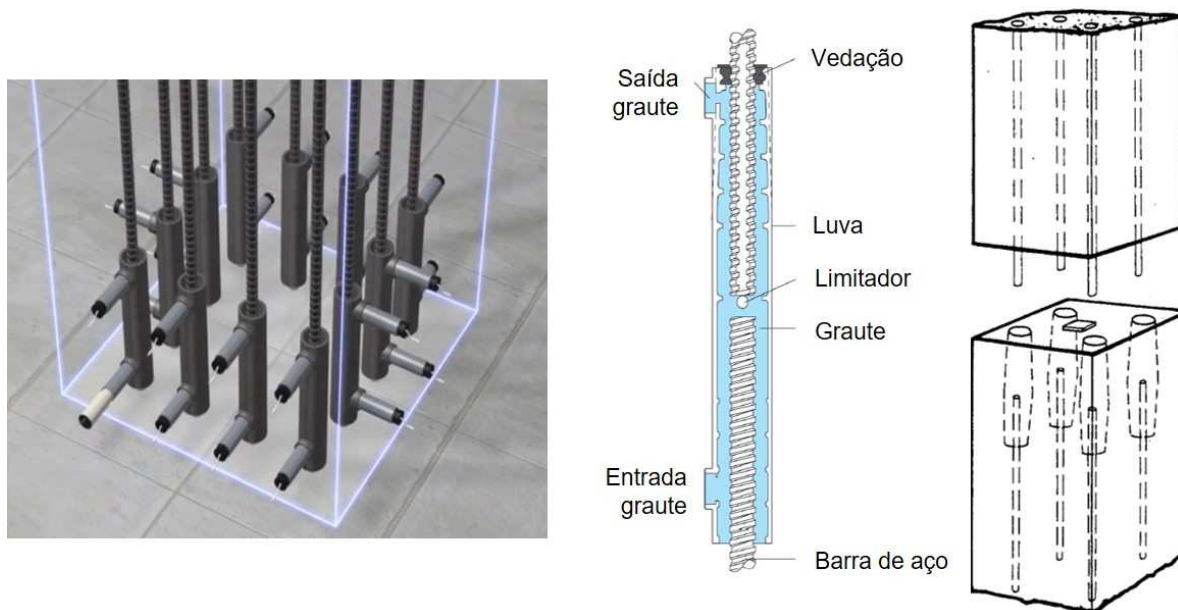
contexto brasileiro. Na Figura 1.2 oi apresentado um esquema da luva metálica grauteada estudada (sistema *Splice Sleeve*).

Figura 1.1: Ligações entre pilares para edifício de 10 pavimentos: A) monolítico; B) com uma ligação estrutural; C) com duas ligações de montagem; D) com quatro ligações de montagem.



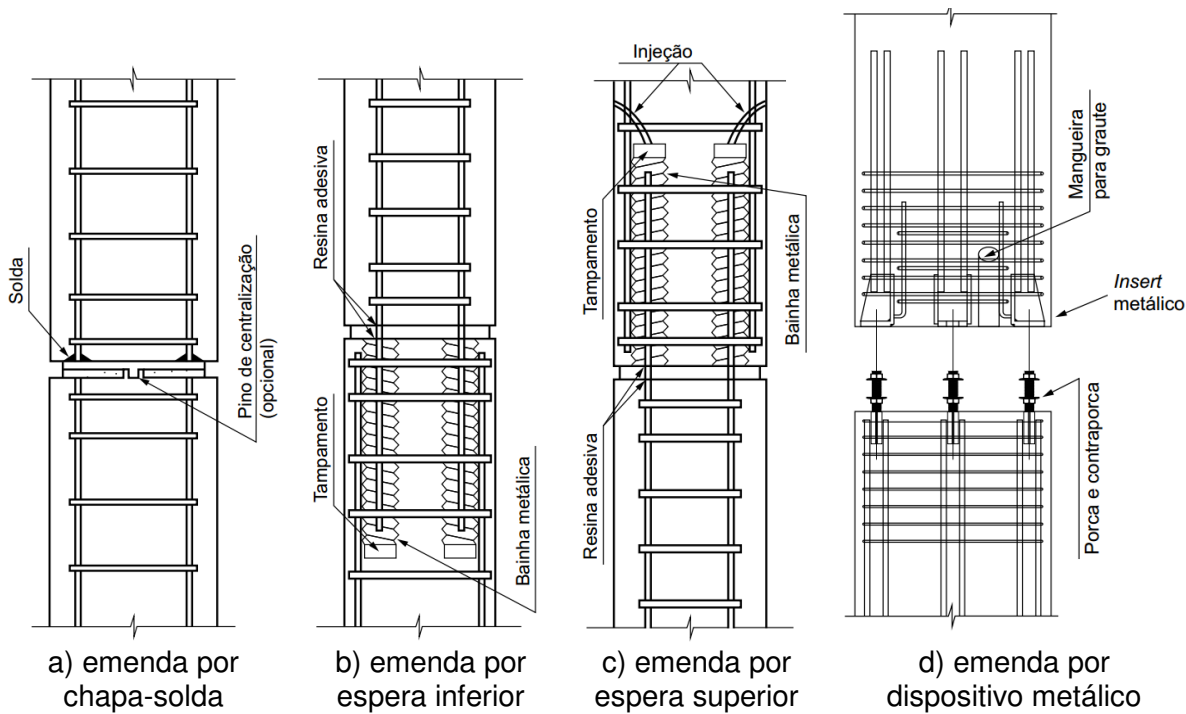
Fonte: FERREIRA (2012)

Figura 1.2: Tipologia de Luva Mecânica Grauteada estudada.



Fonte: NMB Splice Sleeve Japan.

Figura 1.3: Principais emendas pilar-pilar sugeridas pela ABNT NBR 9062:2017. a) emenda por solda; b) e c) emenda por bainha e d) emenda por dispositivo metálico específico.



Fonte: ABNT NBR 9062:2017.

Apesar da ligação estudada ser amplamente utilizada no mundo, principalmente em regiões sísmicas como Estados Unidos e Japão, até o início da presente pesquisa não se tinha dados de sua aplicação no Brasil. Na Figura 1.3 foram apresentadas soluções típicas de ligações pilar-pilar empregadas no Brasil, segundo NBR 9062:2017.

Buscando um melhor entendimento quanto à rigidez à flexão da ligação pilar-pilar e seus efeitos sobre o comportamento global do pilar pré-moldado nas fases de serviço no Estado Limite de Serviço – ELS (após a fissuração do concreto até o início do escoamento da armadura longitudinal), foram realizados ensaios de resistência à flexão de protótipos em escala real de pilares pré-moldados com ligações pilar-pilar, os quais foram comparados com protótipos de pilares pré-moldados contínuos. Os protótipos foram fornecidos pela empresa Leonardi Construção Industrializada Ltda.

Em complementação à apresentação dos resultados experimentais, foram apresentados resultados práticos da interação pesquisa-projeto-produção com aplicação piloto em fábrica e aplicação em obras com múltiplos pavimentos do sistema de ligação tipo *Splice Sleeve*. Apesar da tipologia de ligação estudada estar consolidada em diversos países, para que seja possível seu emprego no Brasil, é necessário adaptar suas características à realidade brasileira.

1.2 Justificativas

De acordo com a revisão da ABNT NBR 9062, qualquer processo construtivo de comprovada eficácia e durabilidade por meio de ensaios conclusivos, conforme prescrições no seu item 5.5 (Projeto acompanhado por verificação experimental), pode ser utilizado na especificação na ligação de pilares, pórticos e arcos. Entretanto, de acordo com o item 5.5.3(c) na mesma norma, não podem ser feitas extrapolações diretas de ensaios efetuados em outros países. Neste caso, mesmo no caso de tecnologias com desempenho consagrado no exterior, a ABNT NBR 9062:2017 orienta que seja feita a sua validação e adequação para as condições locais, permitindo que sejam feitas adequações de ensaios, desde que consideradas as condições locais e os tipos de materiais e de equipamentos utilizados no Brasil.

Considerando as ligações pilar-pilar mais utilizadas no mercado brasileiro, o sistema com bainhas corrugadas preenchidas com graute é o frequente (Figura 1.3b e c). É muito comum nesta tipologia de ligação ter dificuldades quanto a garantia do preenchimento do graute na bainha, normalmente devido aos equipamentos utilizados e pela própria fluidez do graute que muitas vezes não atinge a consistência adequada. Torna-se interessante, portanto, o estudo de outras tipologias de ligação que proporcionem com mais facilidade a garantia do desempenho, ou ainda, estudar as ligações de alto desempenho como a ligação com luva mecânica grauteada, que possui um desenho geométrico combinado com grautes de alto desempenho permitindo a ancoragem das barras.

Com relação ao dispositivo com luva metálica grauteada em si, os resultados experimentais nas referências técnicas internacionais apresentam evidências da sua eficiência quanto à sua resistência, onde a ruptura ocorre na barra da armadura longitudinal, sem que haja arrancamento do trecho grauteado na luva, conforme pode ser observado na Figura 1.4.

Figura 1.4: Ensaio de tração em luva metálica grauteada (ruptura com 169% de f_{yd})



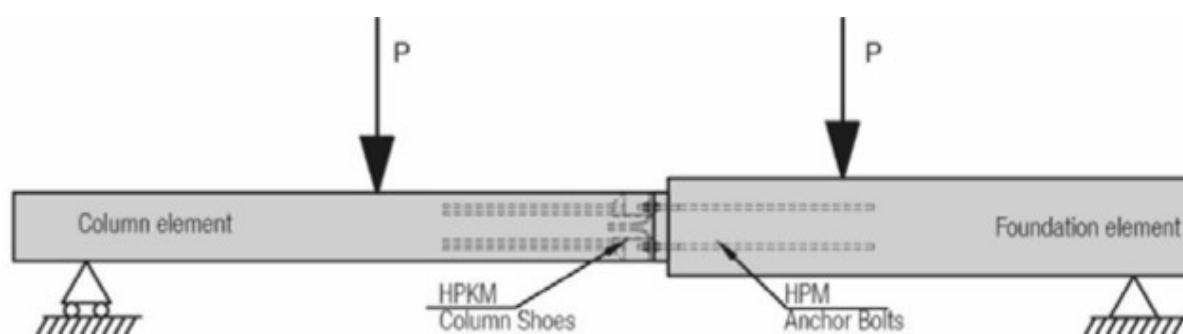
Fonte: PANTELIDES & AMELI (2015).

Por outro lado, devido ao fato da ligação estudada ser empregada em regiões sísmicas com alta intensidade, os ensaios para avaliação do desempenho estrutural de modelos de ligação em escala real são com carregamentos cíclicos, onde o principal objetivo é avaliar a resistência última e capacidade rotacional plástica (ductilidade) da ligação. Por esta razão, ao se fazer a revisão sobre os ensaios existentes nas referências técnicas nos EUA e Japão, não foi possível identificar a rigidez da ligação na fase de serviço (região intermediária após a fissuração e anterior

ao escoamento das armaduras longitudinais), mas somente os dados finais após a plastificação da armadura longitudinal e a capacidade rotacional da ligação (ductilidade), correspondente à rigidez rotacional plástica obtida pela relação $R_{plast} = M_u / 0_u$.

Durante a finalização desta pesquisa, foi encontrado um estudo realizado por Kinnunen (2017) na Finlândia onde ensaios de ligação pila-fundação foram realizados utilizando-se dispositivo metálico parafusado para a emenda (Figura 1.5), utilizando critérios de normas europeias para comprovar o desempenho da ligação estudada.

Figura 1.5: Ensaios realizados para verificação do comportamento da ligação -pilar-fundação utilizando dispositivo metálico parafusado.



Fonte: KINNUNEN (2017).

Ao término desta pesquisa percebeu-se que estão sendo realizados ensaios de ligações em elementos-pré-moldados segmentados para a verificação do seu comportamento e comparação com o elemento monolítico contínuo. Existe, portanto, uma tendência de estudos acadêmicos internacionais que começam a se preocupar com o comportamento equivalente ao monolítico (assim denominado nesta pesquisa).

Destacou-se também alguns benefícios que esta pesquisa proporcionou:

- Ao setor de pré-fabricados:
 - maior segurança e confiabilidade no projeto de ligações equivalentes ao monolítico (emenda contínua) quando conhecido e caracterizado o desempenho da ligação quanto a resistência, rigidez e ductilidade, melhorando o projeto;

- caracterizando estas ligações através do estudo pode-se substituir ligações típicas por ligações contínuas, por exemplo, a ligação pilar-fundação com colarinho e cálice por uma ligação de bloco simples, podendo diminuir o consumo de concreto e de aço, inclusive movimentação de solo para escavação do bloco;
 - Na ausência de colarinho, o pilar possui menor comprimento (não há mais o comprimento de embutimento para engastamento na fundação) possibilitando a diminuição do consumo de concreto e armadura e peso do pilar para o transporte em caminhões e guindastes;
 - Com as ligações contínuas, pode-se também conceber edifícios múltiplos pavimentos no sistema pré-moldado eliminando os inconvenientes de içamento/movimentação e transporte de peças de grande porte, independentemente da altura total do edifício. Ou seja, possibilita a concepção de pórticos rígidos com ligações mais simples e de desempenho estrutural equivalente ao moldado no local.
 - Os ensaios realizados nesta pesquisa vão ao encontro da principal tipologia de pilar pré-moldado no mercado brasileiro: pilar engastado na base e livre no topo. O pilar típico de galpões pré-moldados no Brasil possui grande momento fletor e baixo esforço normal na base. Normalmente o esforço normal é de compressão, embora, possa também ocorrer esforços de tração.
- Ao grupo NETPre da UFSCar:
 - Este projeto de doutorado dá continuidade ao projeto Jovem Pesquisador do orientador desta pesquisa Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira, contribuindo para o acervo de pesquisas do NETPre;
 - Este estudo, em nível de doutorado, também colabora com a consolidação do laboratório NETPre e do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PPGECiv, do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar;
 - Além disso, os ensaios experimentais foram realizados com doação dos elementos pré-moldados de concreto através de parcerias universidade-empresa, importante para o relacionamento entre o mercado profissional e o setor acadêmico.

1.3 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa foi caracterizar o comportamento de uma ligação pilar-pilar quanto à resistência, rigidez e ductilidade, avaliando e comparando seu desempenho com o elemento monolítico de referência. Como objetivos específicos, tem-se:

- Propor a conceituação de elemento equivalente ao monolítico, utilizando conceitos de resistência, rigidez e ductilidade;
- Definir critérios de projeto para a utilização de ligações contínuas para elementos equivalentes;
- Validar os critérios de projeto propostos para uma ligação contínua por meio de ensaios experimentais de elementos em escala real.
- Recomendar possíveis melhoramentos de desempenho da ligação, considerando-a sempre confinada.

1.4 Metodologia

Para se atingir os objetivos propostos, determinou-se a metodologia desta pesquisa com as seguintes etapas:

a) Fundamentação teórica

Revisão bibliográfica sobre ligações em elementos pré-moldados de concreto, bem como revisão sobre pesquisas realizadas com ligações de dispositivos metálicos grauteados. Dentro desta etapa, foi concebido o conceito de ligação rígida para elementos equivalentes ao monolítico e proposto critérios para sua validação;

b) Ensaio experimentais

Realização de ensaios experimentais em laboratório de protótipos em escala real de elementos de concreto (segmentados e contínuos) para encontrar o desempenho estrutural. Foram realizados ensaios de elementos conectados com o dispositivo metálico (modelos L) e ensaios de elementos monolíticos de referência (modelos M). Os

ensaios foram de flexão simples pura, conhecido como ensaio de quatro pontos (Figura 1.6);

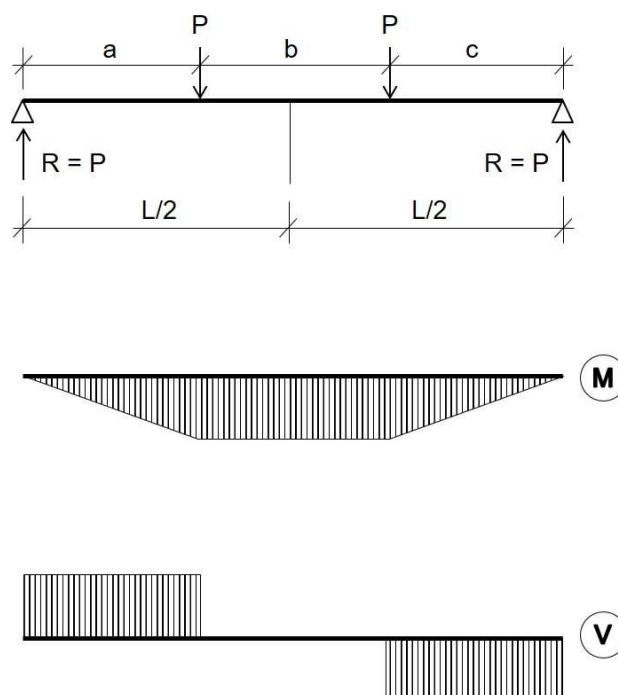
c) Análise dos resultados

Através dos resultados dos ensaios experimentais, compará-los à resistência, rigidez e ductilidade, considerando critérios de projeto determinados. Foi possível caracterizar a ligação e determinar o seu desempenho estrutural avaliando sua viabilidade no projeto, plotando curvas Força-Deslocamento e Momento-Rotação na região central dos protótipos (meio do vão) e global (elemento como um todo), comparando-se ainda com as curvas teóricas/analíticas (Figura 2.14);

d) Validação da proposta e considerações finais

Verificação dos critérios propostos para a validação (ou contestação) do elemento equivalente ao monolítico para a ligação estudada.

Figura 1.6: Esquema estrutural do ensaio com os diagramas de momento fletor (M) e força cortante (V), para ensaio à flexão simples pura (ensaio de quatro pontos).



Fonte: Próprio autor.

1.5 Apresentação da Tese

A seguir, foi feita a apresentação dos principais capítulos desta tese:

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO: é um capítulo introdutório sobre o assunto que foi desenvolvido nesta pesquisa, incluindo suas justificativas, seus objetivos e sua metodologia aplicada.

Capítulo 2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: faz uma revisão bibliográfica sobre ligações em elementos pré-moldados de concreto e seus principais conceitos. Contém também revisão sobre pesquisas realizadas com ligações com dispositivos metálicos grauteados, além de definir o conceito de elemento equivalente e propor critérios de projeto para previsão do seu comportamento.

Capítulo 3 - ESTUDO EXPERIMENTAL: mostra o projeto, a fabricação e montagem dos protótipos de ensaio, seus detalhamentos e instrumentações utilizadas. Apresenta os resultados obtidos nos ensaios de flexão simples pura, comparando-os entre os modelos M (monolíticos de referência) e L (com ligação), até a caracterização da ligação com os critérios de projeto propostos.

Capítulo 4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS: Resume os objetivos da pesquisa e sua metodologia e verifica, através dos resultados de ensaios obtidos, que todos os conceitos apresentados foram aplicados e satisfatórios para o cumprimento de seus objetivos. Além disso, sugere outros estudos que poderiam ser realizados para continuar e aprofundar o conhecimento exposto.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Conceituações Gerais sobre Ligações em Pré-Moldados

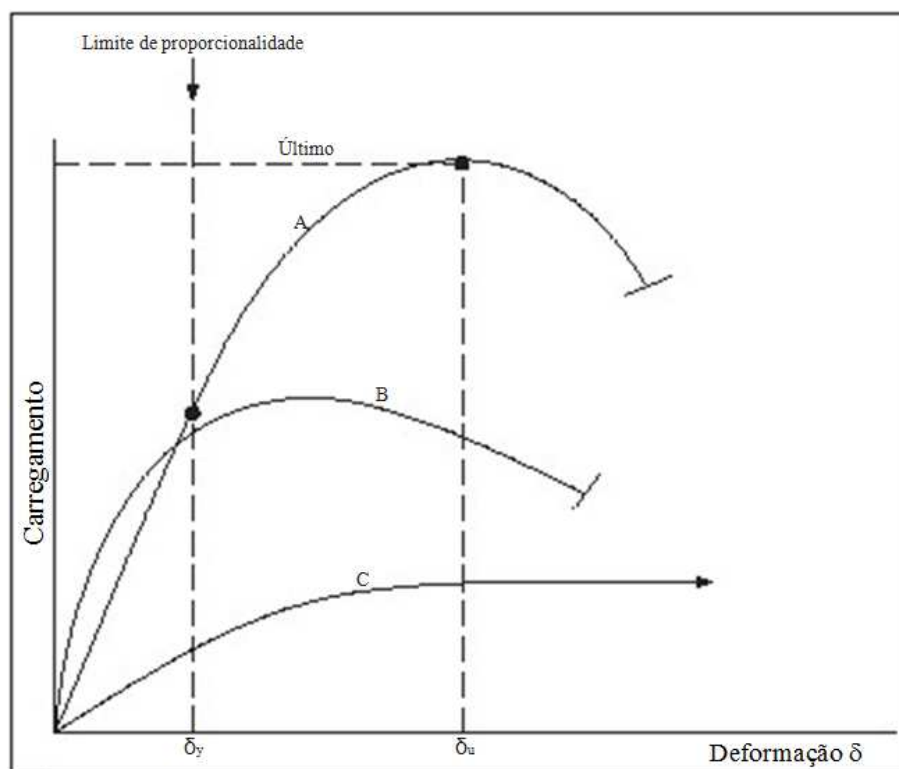
Para estruturas pré-moldadas, para fazer a escolha por uma determinada tipologia de ligação, é necessário ter informações sobre seu desempenho e sua capacidade de reprodução. De acordo com ELLIOTT (2002), os principais fatores que interferem nesta escolha são:

- Estabilidade da estrutura: presença ou ausência de elementos de contraventamento para a estabilidade global. Pórticos não contraventados requerem fundações resistentes a momento;
- Layout estrutural do pórtico: o número e as posições dos pilares e elementos de contraventamento podem definir o projeto da ligação;
- Continuidade em extremidades de vigas: vigas em balanço (com continuidade) requerem ligações de extremidade resistentes a momento enquanto que ligações articuladas em ambos os lados não necessitam. Pórticos não contraventados, de acordo com a altura do edifício, podem ser projetados com ligações rígidas ou semi-rígidas;
- Proteção contra incêndio: os conectores, chumbadores e constituintes das ligações devem estar devidamente protegidos contra o incêndio (o apoio da viga deve ser garantido para todas as ações previstas no cálculo estrutural);
- Aparência da ligação e minimizando zonas estruturais: ligações embutidas devem ser projetadas dentro das dimensões dos elementos, enquanto que a ligações visíveis estão fora dos elementos;
- Facilidade e economia na fabricação: o processo de produção da ligação deve ser dominado para garantir a fácil execução e um bom controle dos materiais empregados;
- Estabilidade temporária: prever requisitos para a estabilidade temporária. As ligações viga-pilar, se não solidarizadas, devem possuir sistemas de fixação temporária para suportar esforços, principalmente de torção, durante a montagem de lajes;

- Espaço de acesso: o local para o acesso à obra, ou a falta dele, pode influenciar os elementos estruturais e determinar a ligação;
- Juntas: o tipo de apoio usado e o cuidado na especificação da junta são muito importantes para o projeto da ligação. As juntas podem ser através de graute, parafuso, chumbador ou solda;
- Manuseio: as capacidades de içamento e manuseio, tanto na fábrica quanto na obra, devem ser levadas em consideração.

Outra diferença entre o concreto pré-moldado e o moldado no local, ainda se referindo às ligações entre os elementos, está no conhecimento das tensões atuantes durante a transferência e redistribuição dos esforços. As trajetórias destas tensões, segundo ELLIOTT (2002), mudam de acordo com a tipologia de ligação escolhida e devem respeitar o desempenho requerido para a ligação, quanto à resistência, rigidez e ductilidade. Existem três principais comportamentos atribuídos às ligações (Figura 2.1).

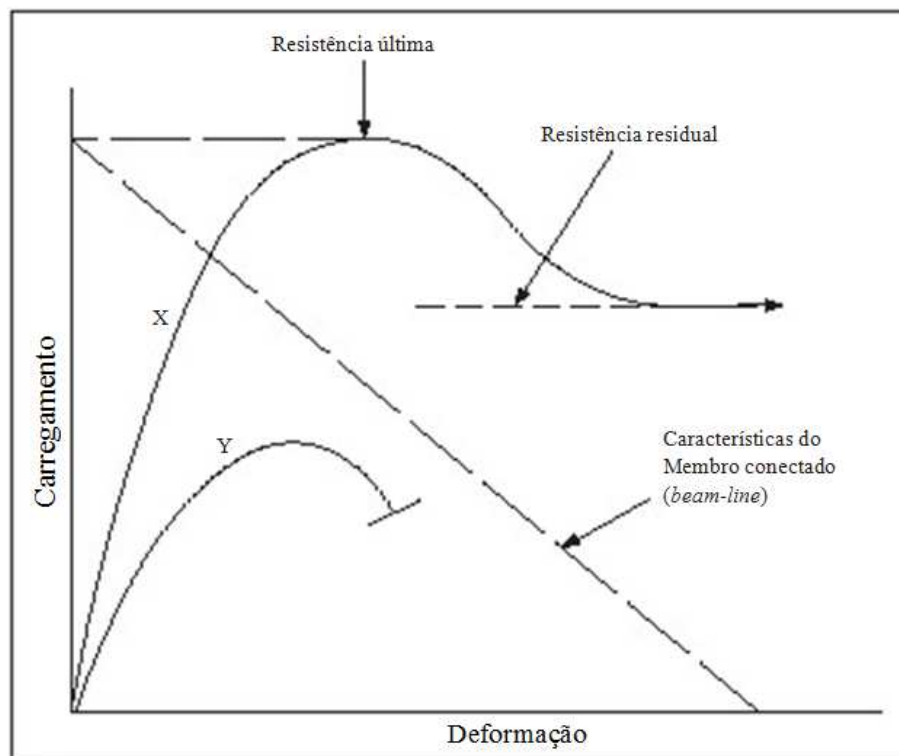
Figura 2.1: Possíveis comportamentos de diferentes tipos de ligações.



Fonte: ELLIOTT (2002)

- **Desempenho A:** grande região elástica (região linear longa da curva Força x Deslocamento) e pouca ductilidade (sem patamar de escoamento definido). É ideal para carregamentos cíclicos onde não há perigo de sobrecarga no conector;
- **Desempenho B:** deformação não linear considerada satisfatória se a ligação está preocupada apenas com a resistência (o patamar de escoamento não chega a ser bem definido horizontalmente). A ductilidade existe apenas com a queda da resistência ao escoamento;
- **Desempenho C:** baixa resistência e bastante ductilidade (patamar de escoamento bem definido), que podem ser adequadas quando deformações excessivas são aceitáveis, porém, para pequenas cargas.

Figura 2.2: Relação entre o comportamento estrutural de ligações e o elemento ao qual são conectadas.



Fonte: ELLIOTT (2002)

A ligação deve apresentar um comportamento superior ao do elemento conectado. A falha deve ocorrer na viga, onde o modo de ruptura não é frágil, ao contrário quando a falha ocorre na ligação, onde, normalmente, o apoio da viga é perdido de forma abrupta. Na Figura 2.2 observam-se dois comportamentos diferentes

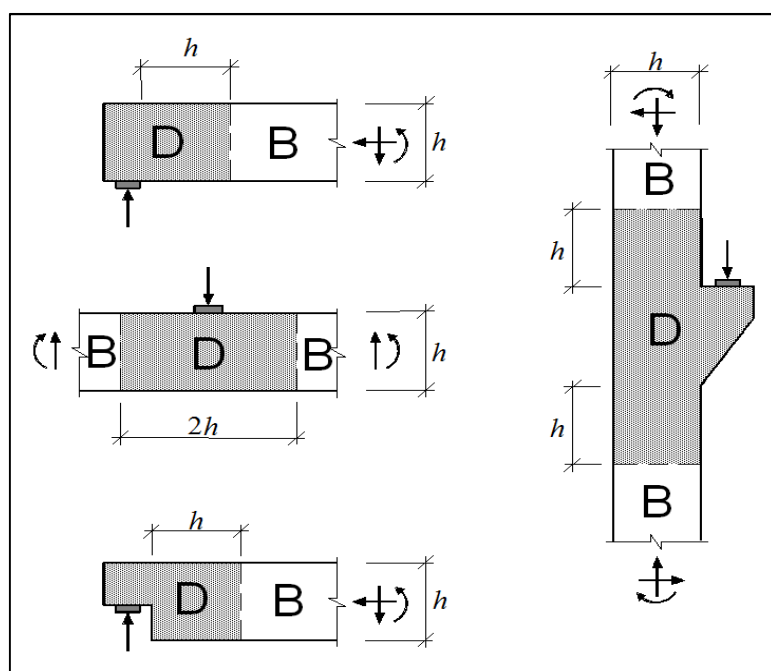
de ligações em relação ao seu elemento conectado. As curvas X e Y representam as ligações e a linha tracejada (também conhecida como *beam-line*) representa a viga.

Segundo ELLIOTT (2002), a ligação X é adequada porque sua capacidade de deformação é maior do que o exigido pelo elemento conectado. Já a ligação Y não é uma ligação satisfatória porque a ruptura ocorre de forma frágil antes de se igualar com as exigências do elemento. O autor diz ainda que as ligações vigapilar determinam o comportamento da viga na flexão - controlando os deslocamentos e as zonas estruturais do pavimento - e do pilar em termos de estabilidade estrutural e da capacidade de flambagem, se subdividindo entre as ligações Tipo I e Tipo II.

Em outras palavras, a curva da ligação adequada deve cruzar a curva “*beam-line*” no regime elástico, ou ainda, o início do escoamento da ligação deve estar acima do elemento conectado. Logo, a ligação X é adequada e a ligação Y não é adequada.

As ligações são regiões de descontinuidade da estrutura (Figura 2.3).

Figura 2.3: Exemplos de regiões contínuas e descontínuas em ligações.



B: região contínua; e D: região descontínua.

Fonte: ENGSTRÖM (2008)

2.2 Ligações com Luvas Mecânicas Grauteadas

Esta pesquisa estudou uma tipologia específica de ligações formada por luvas mecânicas grauteadas que consiste em uma peça metálica, por onde se encontram as barras de aço das armaduras longitudinais de elementos de concreto, que se unem por meio do preenchimento desta luva estrutural com argamassa cimentícia tipo graute. Este dispositivo de ligação promove a emenda das barras, sem o transpasse, por meio de luvas estruturais preenchidas com graute de alto desempenho (Figura 2.4).

Figura 2.4: Luva mecânica grauteada tipo *Splice Sleeve*.



Luva metálica

Graute especial

Emenda das barras

Fonte: NMB SPLICE SLEEVE JAPAN

A seguir, foram apresentadas algumas pesquisas desenvolvidas em concreto pré-fabricado utilizando ligações com dispositivos metálicos com a presença de graute de alto desempenho, em diversos tipos de elementos estruturais.

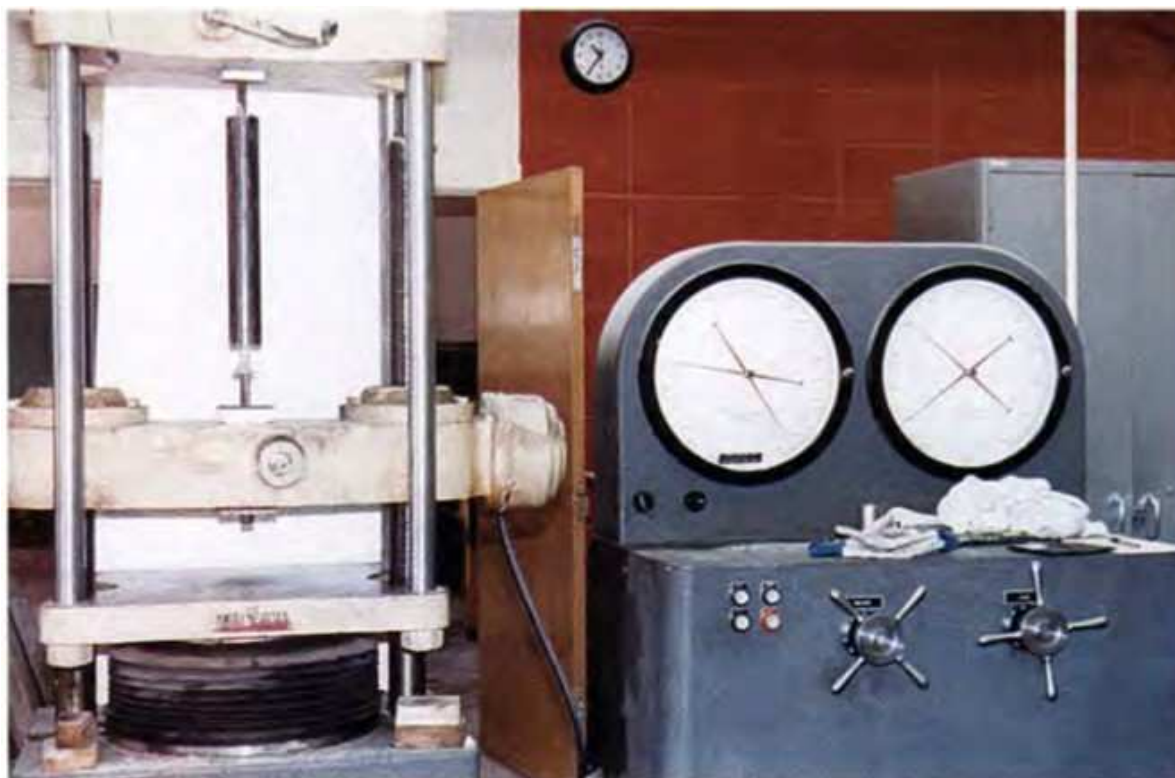
2.2.1 Pesquisas anteriores

Desde o desenvolvimento da luva grauteada na década de 1960, diversos tipos de luvas grauteadas para ligação entre elementos pré-moldados de concreto foram desenvolvidos e estudados por diversos pesquisadores. Os primeiros estudos se basearam principalmente na análise da resistência de aderência entre a barra (inserida na luva) e o graute de preenchimento considerando os efeitos de

confinamento do graute de preenchimento e seu efeito no comprimento de embutimento da barra na luva.

Einea *et al.* (1995) desenvolveram uma luva metálica e investigaram, por meio de ensaio experimental, a resistência de aderência de armaduras inseridas em luvas preenchidas com graute. Foram selecionados como parâmetros experimentais a forma da luva e o comprimento de embutimento da armadura no interior da luva. A partir do ensaio, foi observado que a luva desenvolvida no estudo suportou 125% da resistência ao escoamento da barra, e os efeitos na resistência de aderência entre a barra (inserida na luva) e o graute de preenchimento foram analisados por meio da determinação da resistência de aderência considerando os efeitos de confinamento originados pela luva. Além disso, observou-se que é possível obter um aumento na resistência de aderência por meio do confinamento do graute ao redor da barra, sendo constatado que com o emprego de graute com resistência à compressão e confinamento adequados foi possível reduzir o comprimento de embutimento da barra no interior da luva em 7 vezes. (Figura 2.5)

Figura 2.5: Ensaios realizados por EINEA *et al.*



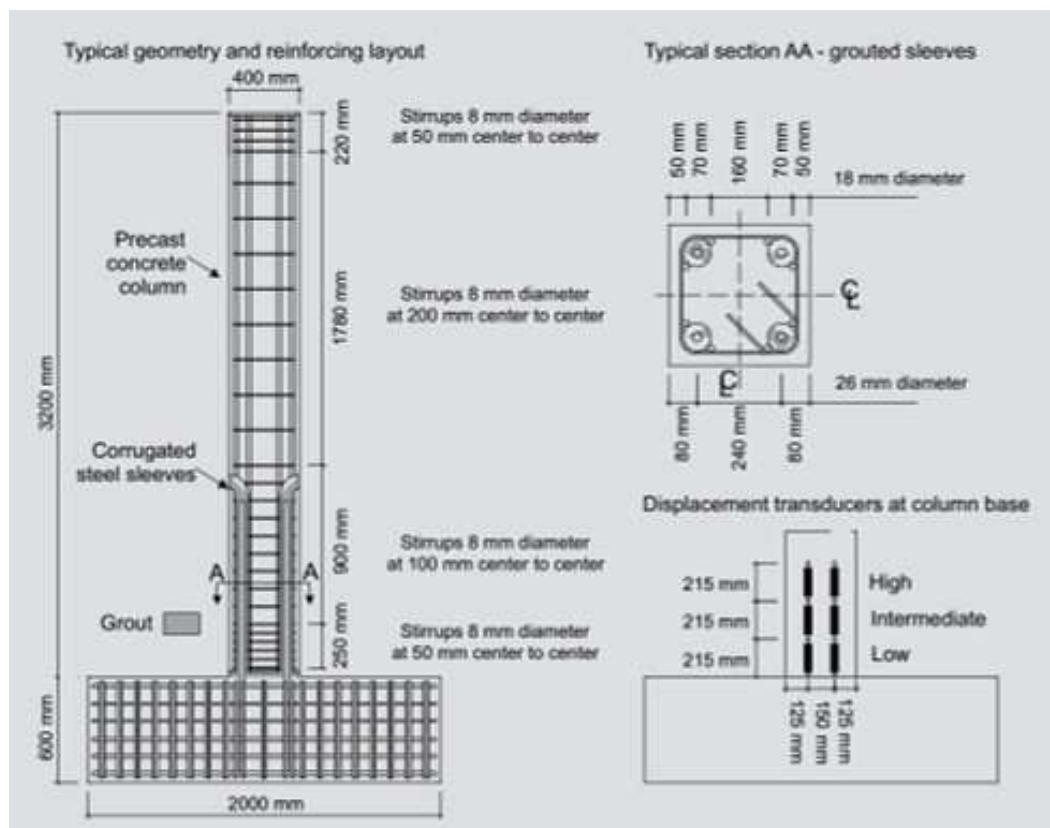
Fonte: EINEA *et al.* (1995)

Ahn *et al.* (2003) também desenvolveram uma luva metálica e realizaram ensaios usando o comprimento da barra no interior da luva como variável após a produção dos modelos. Os efeitos de confinamento da luva foram medidos usando extensômetros fixados na superfície da mesma. Os resultados dos cálculos da força de confinamento, a partir da distribuição da deformação na superfície da luva nos ensaios, mostrou que a tensão de confinamento circunferencial alcançou valores superiores a 20 - 30 MPa. Esta tensão de confinamento indicou uma tendência em aumentar à medida que o comprimento da barra no interior da luva diminui.

Hua *et al.* (2012) realizaram ensaios de força de tração incremental em vários tipos de luvas grauteadas, com seção vazada quadrada e de alumínio. Como resultado, descobriu-se que sob confinamento, o comprimento de ancoragem requerido das barras pode ser reduzido para quase 9 vezes o diâmetro da barra.

Após estudos isolados das luvas grauteadas, a maior preocupação quanto ao detalhamento desta ligação, especialmente no caso de países como Estados Unidos e Japão, está relacionada a garantia de elevada ductilidade, uma vez que a ligação deve ser capaz de se deformar o suficiente, de modo a impedir que o colapso estrutural ocorra quando submetida aos efeitos de abalos sísmicos. Assim, as ligações pilar-pilar existentes na literatura são concebidas com a finalidade de atuarem como ligações de montagem ou como ligações com ductilidade que satisfaçam o desempenho requerido para situações onde há ações sísmicas.

Belleri e Riva (2012) realizaram ensaios de ligação pilar-fundação utilizando bainhas grauteadas. Com os resultados dos ensaios, concluíram que o dispositivo ensaiado era passível de especificação em projeto sob ações sísmicas, especificamente na união entre o pilar e sua fundação. A grande ductilidade alcançada pela ligação foi relacionada com o efeito de confinamento da luva metálica corrugada com o graute, e que este graute altamente confinado previne a flambagem da armadura longitudinal. Os autores também concluem que, com o objetivo de diminuir os danos no pilar e aumentar seu deslocamento lateral (visando critérios de ductilidade para zonas sísmicas), pode-se utilizar um comprimento não aderente da armadura longitudinal dentro da luva metálica.

Figura 2.6: Ensaios realizados por BELLERI E RIVA.

Fonte: BELLERI e RIVA (2012)

O estudo realizado por Ameli *et al.* (2016), investiga o desempenho sísmico de ligações com luvas grauteadas (tipo *splice sleeve*) com os conectores posicionados no pilar ou no bloco de fundação de ponte, dando enfoque na localização das luvas para a ligação dos elementos de pilar e fundação. Neste trabalho são feitas investigações experimentais que permitem avaliar: capacidade de carga, resposta hiperestática, capacidade de ductilidade e o desenvolvimento da inelasticidade ao longo do pilar. O desempenho sísmico foi investigado empregando duas alternativas para a localização da luva: na região plástica do pilar com e sem aderência da armadura; fora da região plástica do pilar, no interior do elemento de fundação. Cargas laterais cíclicas quase estáticas foram empregadas no ensaio de três modelos compostos por pilar e elemento de fundação em escala reduzida e de um modelo de referência moldado no local. Nos protótipos pré-moldados foram incorporadas luvas com preenchimento com graute de forma que duas barras foram grauteadas em ambas extremidades. (Figura 2.7)

Figura 2.7: Ensaios realizados por AMELI *et al.*

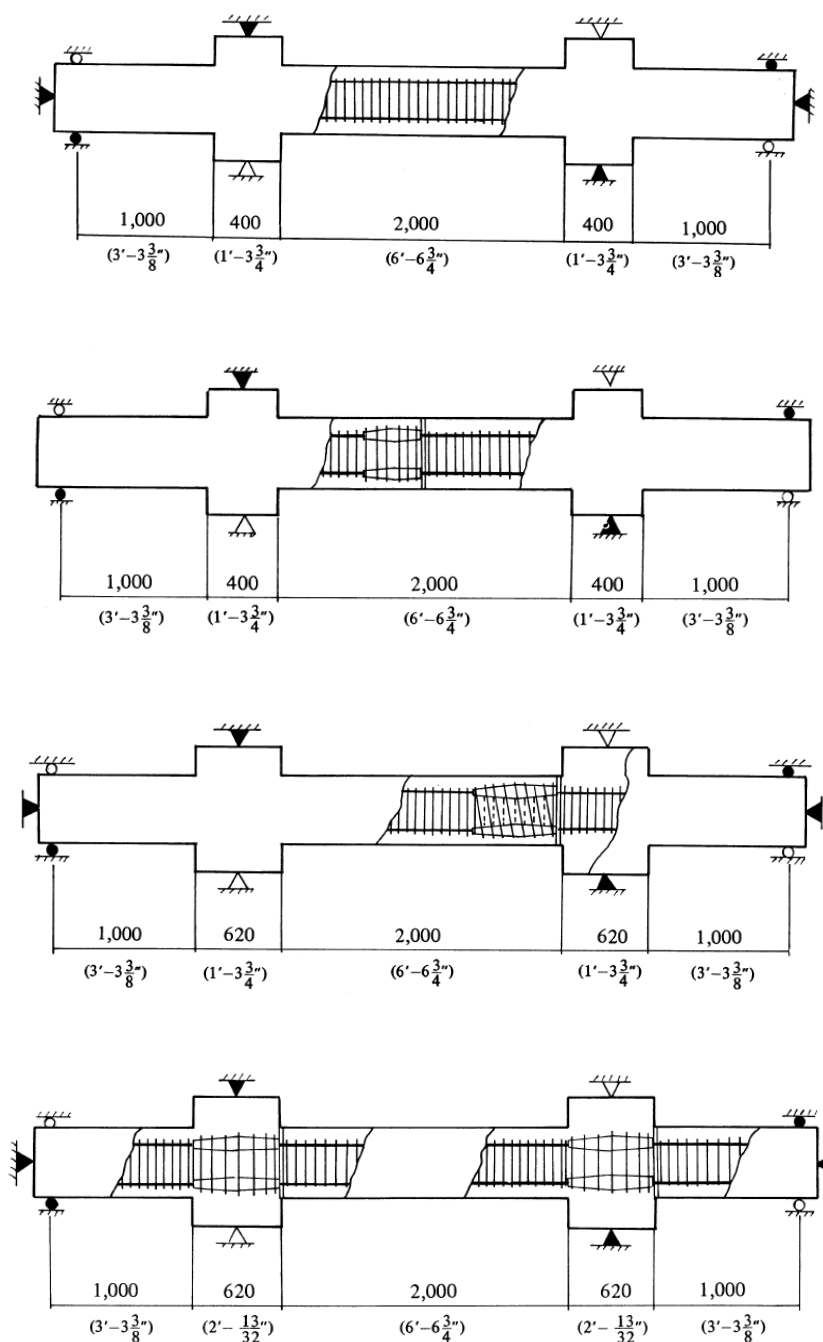
Fonte: AMELI *et al.* (2016)

Com os resultados experimentais observou-se que os modelos pré-moldados apresentaram menor capacidade de ductilidade do que o modelo de referência. Foi observada melhora na resposta sísmica quando as luvas grauteadas foram localizadas no interior do elemento de fundação em substituição do posicionamento na extremidade do pilar. Além disso, os modelos com barras sem aderência no elemento de fundação alcançaram maior ductilidade entre todos os modelos pré-moldados ensaiados. Assim, concluiu-se que o emprego dessa região de barra sem aderência garante uma melhora na capacidade de ductilidade dos elementos constituintes da ponte.

Em Splice Sleeve Japan (1991) foram realizados ensaios de pórticos pré-moldados com ligações pilar-pilar para comparar o desempenho com o pórtico moldado de forma contínua (*in loco*), quanto à resistência e ductilidade. Os carregamentos foram aplicados de forma a gerar diagramas de momentos assimétricos para estudar os efeitos de forças axiais, diferentes tipos de armadura transversal ao redor das luvas metálicas, a localização da junta e a presença ou não

se chaves de cisalhamento. Os resultados finais dos nove modelos distintos mostraram que o comportamento do pórtico pré-moldado emendado com as luvas metálicas foi igual ou superior em comparação com o pórtico moldado em uma única etapa (Figura 2.8)

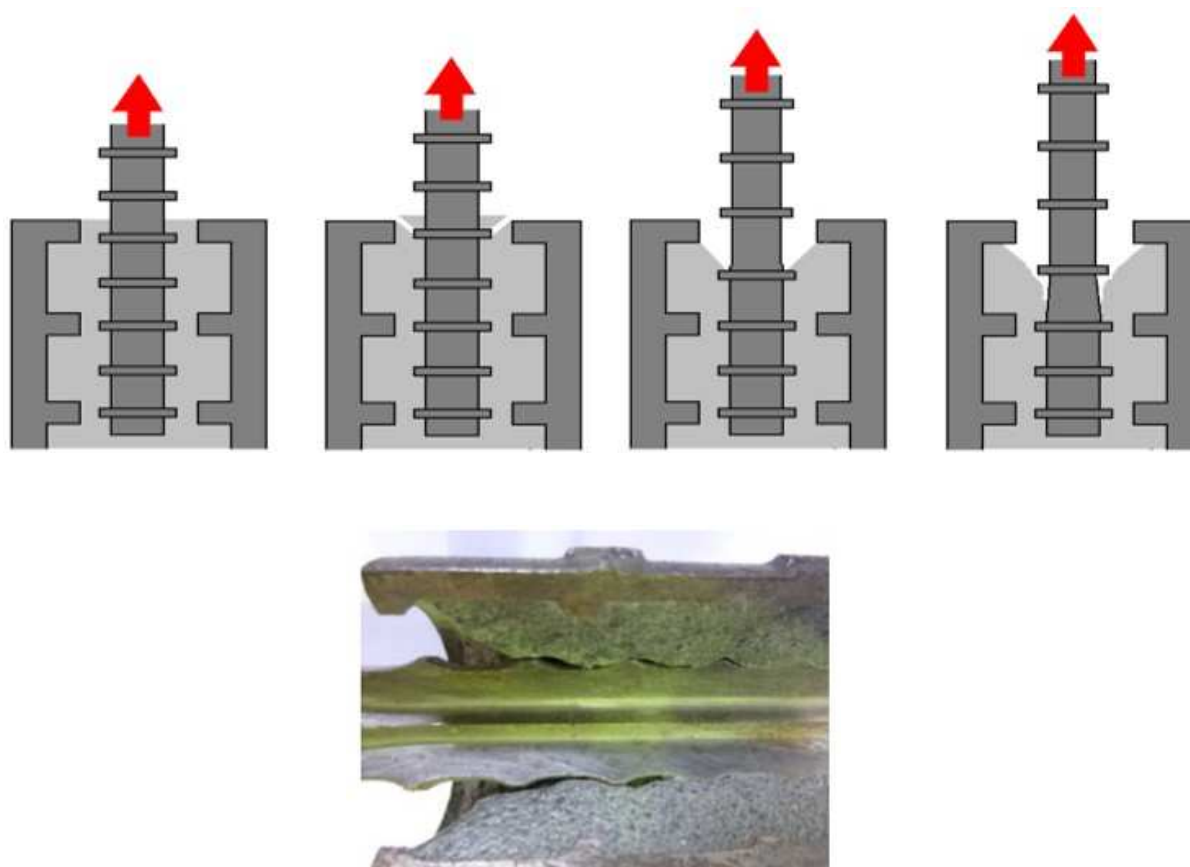
Figura 2.8: Ensaio de pórtico com ligação pilar-pilar de Splice Sleeve Japan.



Fonte: SPLICE SLEEVE JAPAN (1991)

Todas as pesquisas sobre dispositivos metálicos buscaram constatar o desenvolvimento da tensão de escoamento da armadura. As ligações devem ser capazes de permitir que se chega ao patamar de escoamento do aço sem perda de ancoragem. Segundo Splice Sleeve Japan (2012), seu dispositivo metálico concebido para conectar as armaduras por meio de graute nas duas extremidades, permitiu o desenvolvimento da tensão de escoamento com pequeno comprimento de embutimento (Figura 2.9). Verificou-se que o dispositivo alcançou a ductilidade e proporcionou a mesma deformação em comparação com elementos pré-moldados e monolíticos para regiões de rótulas plásticas.

Figura 2.9: Esquema do alongamento na armadura grauteada em dispositivo metálico, para o desenvolvimento da tensão de escoamento na luva mecânica tipo *Splice Sleeve*.



Fonte: SPLICE SLEEVE JAPAN (2012)

Diferentemente dos países que empregam este tipo de conector, no Brasil, o detalhamento destas ligações é baseado em suas capacidades de rigidez, resistência e ductilidade, visando verificar a influência da ligação na rigidez dos elementos de pilar, ou seja, verificar o monolitismo estrutural. Dessa forma, o trabalho se justifica pela escassez de estudos experimentais de ligações pilar-pilar que

ênfatisam a análise da rigidez (M/θ) no regime elástico para combinação de ações menos severas.

Diante deste contexto, o presente estudo contribui para a melhoria do projeto dessas ligações no Brasil, uma vez que fornece maior segurança e confiabilidade a partir do conhecimento e da caracterização do desempenho das ligações quanto a resistência, rigidez e ductilidade em todas as fases de sollicitação.

2.2.2 Implementação de Tecnologia Estrangeira em Fábrica de Pré-Moldados no Brasil

Anterior ao início desta pesquisa de doutorado, a Splice Sleeve Japan contatou o NETPRE-UFSCar, por indicação do Eng. Larbi Seniour do Precast Concrete Institute (PCI-EUA), como instituição brasileira para assessorar quanto ao potencial de aplicação e validação do seu produto no Brasil. Ainda no final de 2012 foi organizado um seminário sobre aplicações de ligações com luvas metálicas grauteadas no Instituto de Engenharia em São Paulo. Embora se tratasse de uma tecnologia consagrada nos EUA e Japão para aplicação em estruturas em zonas sísmicas, as referências técnicas existentes tratavam apenas do comportamento na fase final de deformação plástica para avaliação de critérios de resistência e ductilidade por meio de ensaios cíclicos, ou seja, quando se afirmava que a ligação possuía um comportamento emulativo em relação ao comportamento monolítico isto estava relacionado estritamente ao comportamento plástico no ELU. Assim, seria interessante estudar o comportamento da ligação quanto à sua resistência e rigidez na fase de serviço (sua relação momento-rotação no ELS), para orientar o projeto estrutural da ligação com luva metálica grauteada de modo adequado aos critérios adotados na ABNT NBR 9062.

Como na época havia em andamento uma assessoria tecnológica para a Leonardi Pré-fabricados, o NETPRE sugeriu a colaboração de pesquisa envolvendo a Splice Sleeve e a Leonardi, a qual seria desenvolvida dentro de uma pesquisa de doutorado na UFSCar. Esta pesquisa envolveu a filosofia de integração pesquisa-projeto-produção, com o objetivo de estudar o desempenho e os aspectos de construtibilidade na aplicação deste tipo de ligação em estruturas com múltiplos pavimentos no Brasil. O primeiro fruto desta interação ocorreu logo na fase de

planejamento para execução dos modelos ensaiados, quando o NETPRE sugeriu uma alternativa simples de ligação temporária com barras rosqueadas, permitindo a rápida fixação e ajuste do prumo na montagem, em substituição de procedimento de montagem com escoramento empregado no Japão. Em seguida, após a fabricação dos modelos, a montagem das ligações ocorreu na própria fábrica da Leonardi, onde seu pessoal interno recebeu treinamento pela equipe da Splice Sleeve Japan.

Após a apresentação dos resultados experimentais positivos, houve a continuidade da colaboração técnica universidade-empresa, na busca por detalhamentos adequados e adaptados para as realidades de projeto no Brasil. Neste contexto, antes de aplicar a ligação pilar-pilar em uma obra real, foram realizados testes de aplicação em obras internas em sua própria fábrica da Leonardi. A primeira aplicação foi de uma ligação pilar-fundação, sem a presença de cálice no bloco, onde a ligação consiste na conexão do pilar com o bloco contendo as esperas devidamente ancoradas neste bloco (Figura 2.10).

Figura 2.10: Aplicação piloto da ligação com luva mecânica grauteada tipo *Splice Sleeve* em pilar-fundação.



Fonte: Próprio autor

Após o êxito nas aplicações piloto na fábrica, a Leonardi passou a implementar esta solução em obras do mercado, já com tecnologia assimilada pelo pessoal interno de projeto e de produção e com acompanhamento por parte do pesquisador de doutorado e pessoal da *Splice Sleeve*. A primeira utilização foi na emenda de pilares no Plaza Shopping Carapicuíba, localizado em Carapicuíba/SP (Figura 2.11). Na obra de um outro shopping, o Shopping Terra-Torra de Franco da Rocha, utilizou todas as ligações pilar-fundação do tipo *Splice Sleeve* em mais de 150 pilares.

Figura 2.11: Aplicação de ligação pilar-pilar no Plaza Shopping Carapicuíba.



Fonte: Cedido por Leonardi Construção Industrializada Ltda.

Aplicou-se também a ligação por meio de luvas tipo *Splice Sleeve* em elemento de concreto para marquises (Figura 2.12).

Figura 2.12: Aplicação de ligação tipo *Splice Sleeve* em elementos de marquise.



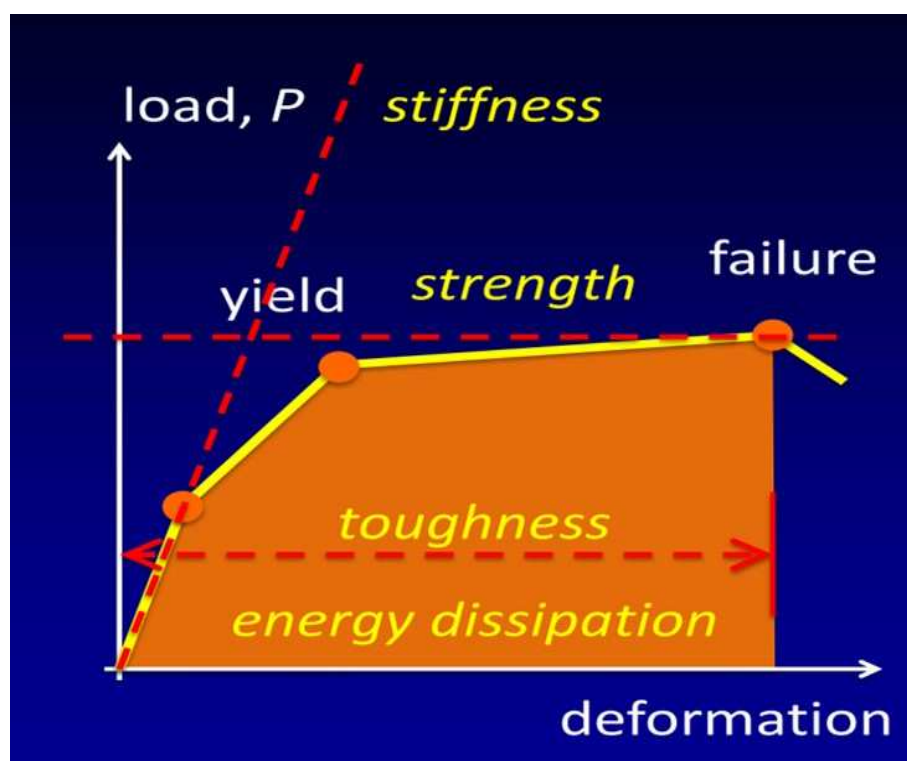
Fonte: Cedido por USICON Construções Pré-Fabricadas

2.3 Critérios de Projeto para Ligações

Existem critérios para o projeto de ligações que devem ser obedecidos para garantir a segurança estrutural, de acordo com os tipos de solicitações que podem ocorrer na local. Segundo ACI (2012), é possível projetar um elemento pré-moldado para que ele tenha o desempenho estrutural de um elemento contínuo, através do critério de resistência e ductilidade para solicitações sísmicas. Este projeto é denominado pela norma como sendo um projeto “emulativo”, no qual ele obterá a mesma resistência e ductilidade de um projeto de concreto moldado no local. Estas ligações são classificadas como Tipo I – ligações que atingem 125% da tensão de escoamento da armadura, ou Tipo II – ligações que atingem 160% da tensão de escoamento da armadura. As ligações do Tipo II são recomendadas para regiões com média a alta solicitação sísmica.

Segundo Nishiyama (2013), a maior preocupação do Instituto Arquitetônico do Japão (AIJ – Architectural Institute of Japan) está concentrada nas ações sísmicas, e que os pórticos pré-moldadas de concreto devem ser “equivalentes aos pórticos moldados no local”, chamada de “equivalência” na performance sísmica, ou seja, quanto à rigidez, resistência e ductilidade para estas ações, sempre pensando na dissipação de energia (Figura 2.13).

Figura 2.13: Diagrama genérico do desempenho equivalente dos dispositivos de ligação, segundo Nishiyama (2013).



Fonte: NISHIYAMA (2013)

Ainda segundo Nishiyama (2013), o Centro de Construção do Japão (BCJ – Building Center of Japan) classifica as ligações sob carregamento cíclico, simulando uma excitação de terremoto, determinando quais aspectos a ligação deve ter equivalência para cada classe:

- Classe SA: resistência, rigidez e ductilidade são praticamente equivalentes à barra contínua;
- Classe A: resistência e rigidez praticamente equivalentes, enquanto outros desempenhos são ligeiramente inferiores à barra contínua;

- Classe B: resistência praticamente equivalente, enquanto outros desempenhos são inferiores à barra contínua;
- Classe C: qualquer desempenho considerado é inferior à barra contínua;

Outra forma de classificar uma ligação é utilizando o coeficiente de restrição à rotação α_R (FERREIRA e CUADRADO, 2015; NBR 9061:2017), calculado da seguinte forma:

$$\alpha_R = \left[1 - \frac{3 EI}{R_{SEC} L} \right]^{-1} \quad (2-1)$$

onde

α_R : coeficiente de restrição à rotação

EI : coeficiente de rigidez da seção transversal

R_{SEC} : rigidez secante da ligação

L : comprimento efetivo de elemento estrutural

Para valores de $\alpha_R > 0,15$, as ligações deixam de ser articuladas e passam a ter comportamento semi-rígido. Se $0,15 < \alpha_R < 0,85$, as ligações são consideradas semi-rígidas, e se $\alpha_R > 0,85$ as ligações são consideradas rígidas. Assim, para as ligações que possuem seu comportamento entre a articulação perfeita (sem restrição à rotação) e a rigidez total (a rotação é 100% restringida), pode-se, segundo Ferreira (2010), calcular a rigidez secante R_{SEC} da ligação (Figura 2.14):

$$R_{SEC} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}} \quad (2-2)$$

Onde

M_y : momento fletor referente ao início de escoamento da armadura

θ_y : giro da seção referente ao início de escoamento da armadura

k : coeficiente proveniente da altura útil d e braço de alavanca z

E_s : módulo de elasticidade do aço

A_s : área de aço da armadura longitudinal

L_{ed} : comprimento efetivo de deformação

sendo:

$$M_y = M_{y,lim} = 0,9 f_y A_s d \quad (2-3)$$

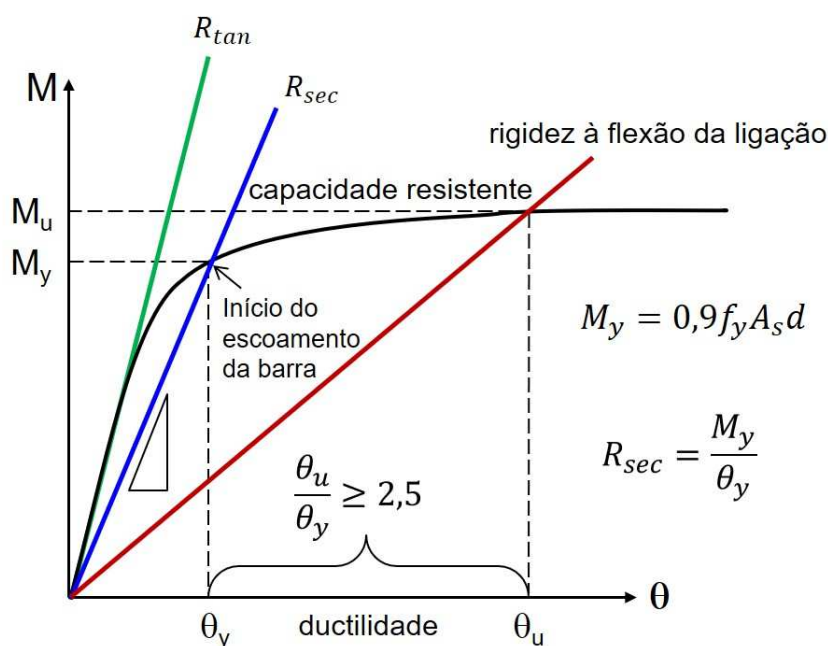
onde:

$M_{y,lim}$: momento fletor limite

f_y : tensão de escoamento da armadura

d : altura útil da seção transversal

Figura 2.14: Curva momento-rotação genérica com a definição da rigidez secante R_{sec} .



Fonte: de acordo com FERREIRA e CUADRADO (2015), incorporado em NBR 9062:2017.

Ferreira e Cuadrado (2015) também sugerem uma diminuição no valor do coeficiente de rigidez EI secante ($EI)_{sec}$, dependendo do elemento estrutural e da tipologia da obra, como uma consideração simplificada e aproximada da não linearidade física na análise global de 2ª ordem. Estes valores valem:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,25 E_{ci} I_c$
- Vigas em Concreto Armado: $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$

- Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:

$$(EI)_{sec} = 0,9 E_{ci} I_c$$

- Pilares:

$(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com 1 pavimento

$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com mais de 1 pavimento

$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semi-rígida com 1 pavimento

$(EI)_{sec} = 0,6 E_{ci} I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semi-rígida com até 5+1 pavimentos

$(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semi-rígida ($\alpha_R > 0,4$) para mais de 6+1 pavimentos

onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial do concreto

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto

Para esta pesquisa, foi possível calcular o valor do coeficiente de rigidez efetivo $(EI)_{ef}$ dos elementos ensaiados (valor experimental), considerando a equação da Mecânica dos Sólidos para uma viga bi-apoiada submetida por duas forças concentradas igualmente espaçadas:

Cálculo de $(EI)_{ef}$ através da equação da flecha:

$$f_{ef} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24(EI)_{ef}} \Rightarrow (EI)_{ef} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24 f_{ef}} \quad (2-4)$$

Cálculo de $(EI)_{ef}$ através da equação da rotação:

$$\theta_{apoio} = \frac{Pa(L/2)(1 - a/L)}{(EI)_{ef}} \Rightarrow (EI)_{ef} = \frac{Pa(L/2)(1 - a/L)}{\theta_{apoio}} \quad (2-5)$$

onde:

f_{ef} : flecha efetiva obtida experimentalmente

P : força aplicada

a : distância do ponto de aplicação de carga até o apoio

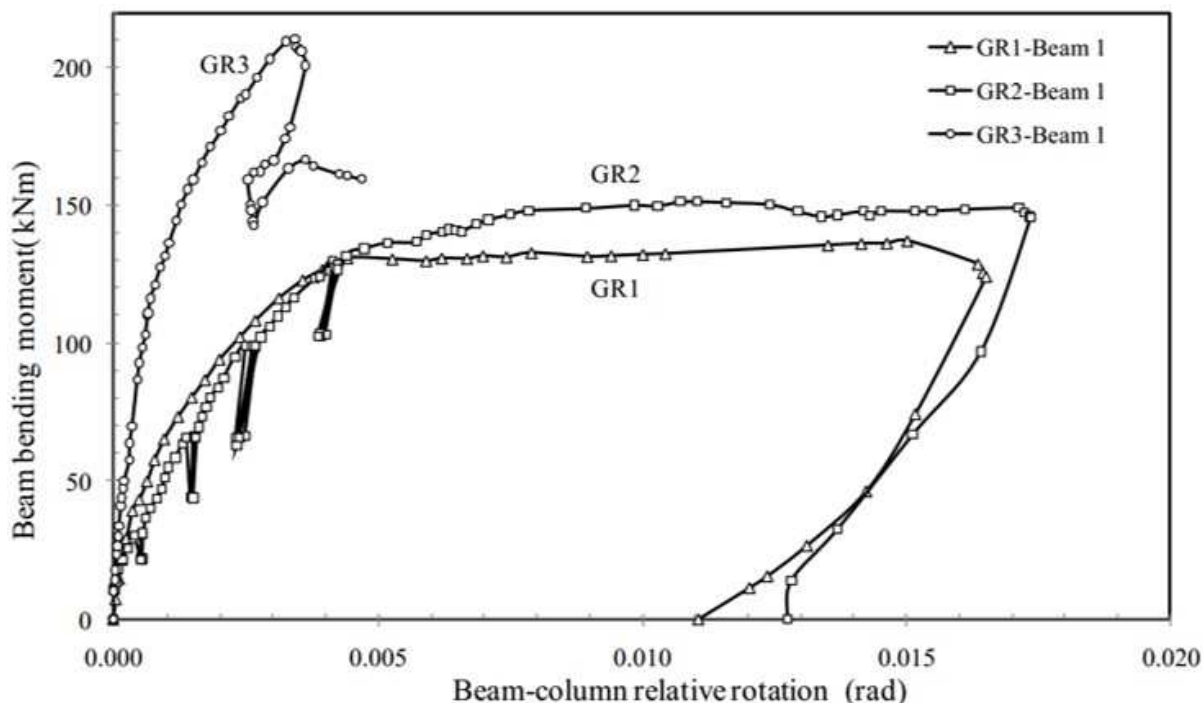
L : comprimento efetivo do elemento

θ_{apoio} : rotação no apoio do elemento

2.4 Equivalência Monolítica em Elementos Pré-Moldados

Em Hasan (2011), foi utilizado o conceito de “Strong Connection”, em tradução livre para o Português “Ligação Forte”, que são ligações consideradas rígidas. Foram ensaiados modelos em tamanho real de ligações viga-pilar semi-rígidas. Adicionando dois estribos adicionais na face superior da região da ligação e duas barras adicionais na viga para resistir ao momento negativo, após estas modificações no detalhamento da ligação usual o autor percebeu que o comportamento da ligação passou de semi-rígida para rígida (Figura 2.15).

Figura 2.15: Curva Momento x Rotação dos ensaios de Hasan (2011).

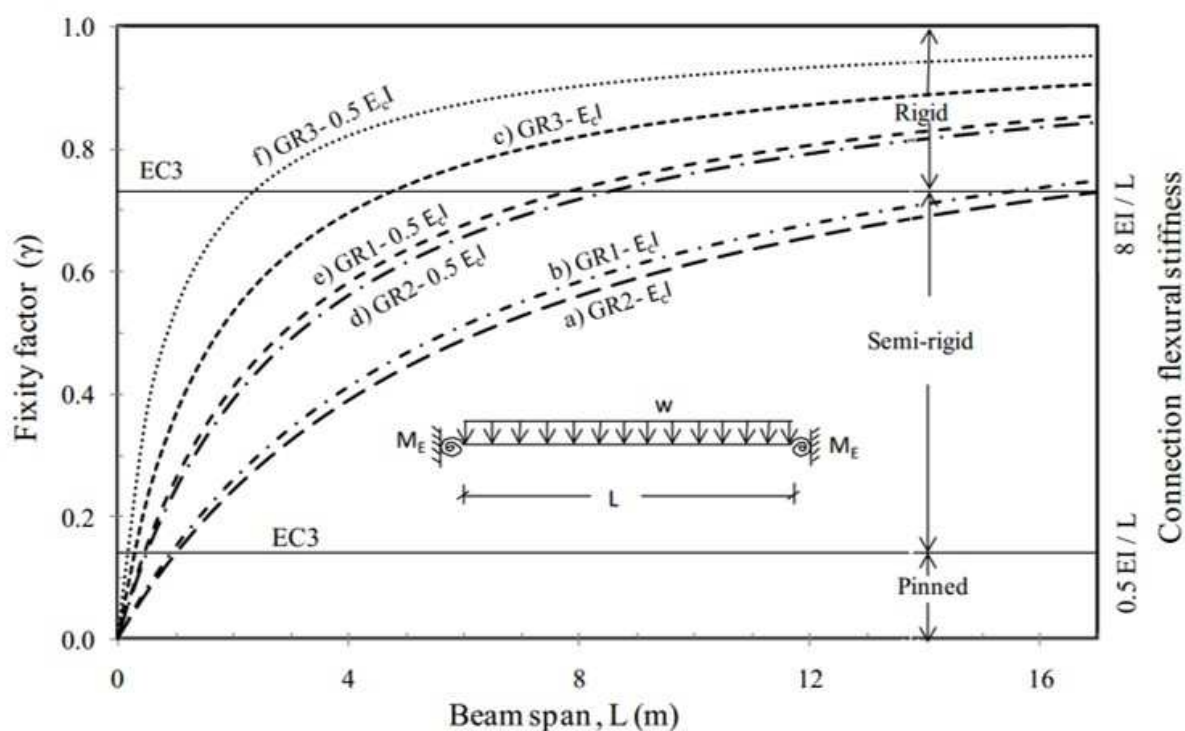


Fonte: HASAN (2011).

O protótipo GR3 foi aquele com as armaduras adicionais inseridas e os protótipos GR1 e GR2 possuíram detalhamento usual. A região da ligação recebeu mais área de aço e também maior confinamento com a adição dos estribos. O autor

plotou o valor de restrição das ligações em função do comprimento efetivo e concluindo que de fato a adição das armaduras modificaram completamente o comportamento dos elementos (Figura 2.16).

Figura 2.16: Curva Fator de restrição x Comprimento efetivo dos ensaios de Hasan (2011), a fim de classificar os protótipos.



Fonte: HASAN (2011).

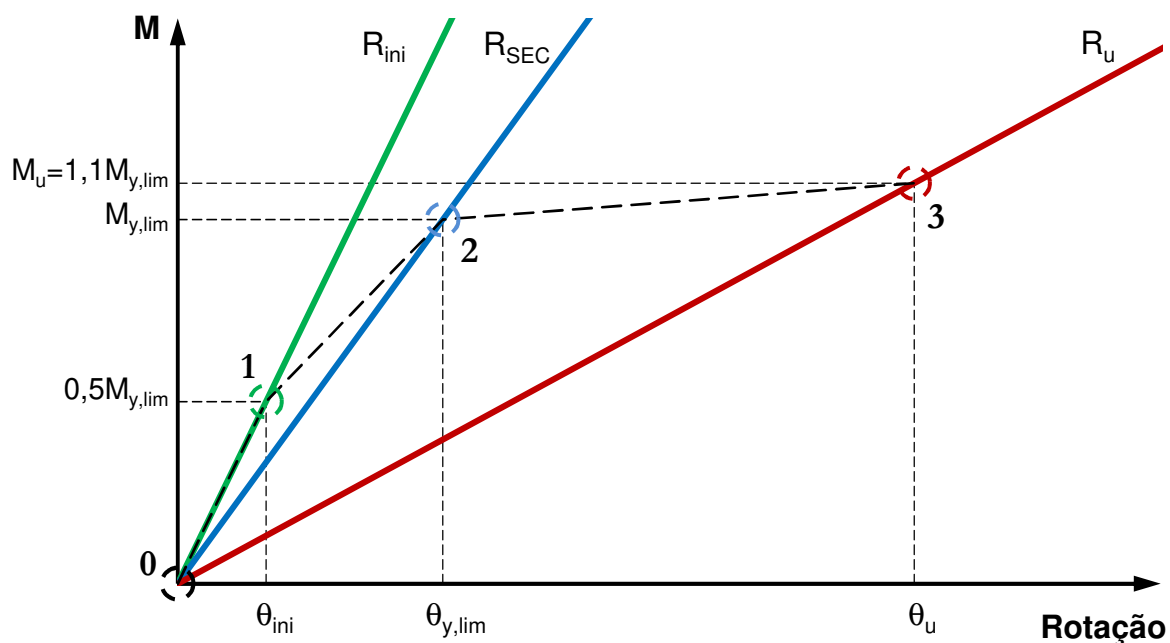
Como todos os protótipos possuíram no máximo 4 metros de comprimento, chegou-se a conclusão de que o elemento GR3 foi rígido. Hasan (2011) conclui que a classificação realista de ligações viga-pilar consideradas rígidas

2.4.1 Conceituação de Equivalência Monolítica

Das várias formas de classificação e previsão do comportamento das ligações estruturais em elementos pré-moldados de concreto, sabe-se que pela literatura não foi identificado de forma explícita o conceito de equivalência monolítica, ou seja, ligações que promovem um comportamento idêntico aos elementos contínuos (como peças únicas moldadas no local) nos estados ELU e ELS, fornecendo informações para a cálculo das rigidezas em todas as etapas de carregamento.

Esta pesquisa propõem a definição do conceito de uma ligação equivalente monolítica, calibrada por ensaios experimentais, e sugere formas de validação deste conceito, inclusive para aplicação em projeto. Assim, na tentativa de se conceber um modelo teórico (ou de Projeto), sugeriu-se a construção de um diagrama trilinear para caracterização do comportamento da ligação (Figura 2.17).

Figura 2.17: Diagrama Trilinear: proposta de caracterização da ligação.



Fonte: Próprio autor.

O trecho 0-1 da curva está relacionado com a deformação inicial no Estado Limite de Serviço (ELS) para momentos fletores menores que o limite $0,5M_{y,lim}$. O trecho 1-2 está relacionado com combinações de projeto para a Análise da Estabilidade Global da Estrutura (efeitos de segunda ordem). Neste caso, as combinações de ações são para o Estado Limite Último (ELU), mas a consideração da Não-Linearidade Física (NLF) na rigidez dos elementos deve levar em conta os efeitos da fissuração. No caso das estruturas pré-moldadas a consideração da rigidez secante busca levar em conta efeitos da fissuração + possíveis escorregamentos nos dispositivos de ligação (ou na região da ligação) até a proximidade do início do escoamento na barra tracionada. Para a região 1-2 a rigidez secante representa a rigidez mínima neste trecho. Podemos dizer que o critério de projeto para este trecho é resistência-rigidez. Já no último trecho 2-3, o importante é o critério de resistência-ductilidade. A rigidez tem mais importância apenas para os trechos iniciais.

Os pontos 1, 2 e 3 do diagrama trilinear proposto podem ser calculados da seguinte forma.

1º Ponto: $R_{ini} = 1,5R_{SEC}$

O primeiro ponto considera que a rigidez inicial vale 1,5 vezes mais que a rigidez secante da ligação e que o momento fletor vale a metade do momento fletor limite $M_{y,lim}$. Assim, tem-se:

$$M_{ini} = 0,5 M_{y,lim} = 0,5 \cdot 0,9 A_s f_{yk} d \quad \Rightarrow \quad M_{ini} = 0,45 A_s f_{yk} d$$

$$R_{ini} = 1,5 R_{SEC} \quad \Rightarrow \quad R_{ini} = 1,5 \cdot k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}}$$

$$R = \frac{M}{\theta} \quad \Rightarrow \quad \theta = \frac{M}{R}$$

$$\theta_{ini} = \frac{M_{ini}}{R_{ini}} = 0,45 A_s f_{yk} d \cdot \frac{L_{ed}}{1,5 \cdot k E_s A_s d^2} \quad \Rightarrow \quad \theta_{ini} = 0,3 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d}$$

2º Ponto: R_{SEC}

Para o segundo ponto, considera-se a rigidez secante:

$$M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d$$

$$R_{SEC} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}}$$

$$\theta_{y,lim} = \frac{M_{y,lim}}{R_{SEC}} = 0,9 A_s f_{yk} d \cdot \frac{L_{ed}}{k E_s A_s d^2} \quad \Rightarrow \quad \theta_{y,lim} = 0,9 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d}$$

3º Ponto: $R_u = R_{SEC}/2,5$

No terceiro ponto, buscando atender os critérios de resistência e ductilidade, considera-se o momento fletor último sendo 10% maior que o momento limite e que a rigidez última seja 2,5 vezes menor que a rigidez secante:

$$M_u = 1,1 M_{y,lim} = 1,1 \cdot 0,9 A_s f_{yk} d \quad \Rightarrow \quad M_u = A_s f_{yk} d$$

$$R_u = \frac{R_{SEC}}{2,5} \quad \Rightarrow \quad R_u = k \frac{E_s A_s d^2}{2,5 L_{ed}}$$

$$\theta_u = \frac{M_u}{R_{SEC}} = A_s f_{yk} d \cdot \frac{2,5 L_{ed}}{k E_s A_s d^2} \quad \Rightarrow \quad \theta_u = 2,5 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d}$$

Então, como proposta para projeto de elementos equivalentes ao monolítico utilizando-se ligações contínuas (ou rígidas), bastaria seguir o diagrama trilinear cujos pontos estão resumidos na Tabela 2-1.

Tabela 2-1: Pontos para plotagem dos Diagramas Trilinear Característico e Teórico. Nomenclatura dos pontos (θ ; M).

Diagrama Trilinear	1° Ponto	2° Ponto	3° Ponto
Característico ($f_y = 600 \text{ N/mm}^2$)			
Teórico / Projeto ($f_y = 500 \text{ N/mm}^2$)	(θ_{ini} ; M_{ini})	($\theta_{y,lim}$; $M_{y,lim}$)	(θ_u ; M_u)

Fonte: Próprio autor.

2.4.2 Proposta para Validação da Equivalência Monolítica

Para a validação do conceito de equivalência monolítica, buscando atender o item 5.5 da NBR9062:2017, pode-se simplesmente comparar os deslocamentos obtidos de ensaios experimentais de protótipos monolíticos (elementos contínuos) com os deslocamentos de protótipos com ligação (elementos pré-moldados). Fazendo uma correlação com os esforços de segunda ordem, pode-se então limitar os deslocamentos de protótipos pré-moldados não mais do que 10% dos deslocamentos de protótipos monolíticos.

Outra forma de se validar esta equivalência, ainda com ensaios experimentais, seria comparando-se entre os protótipos os valores obtidos do coeficiente de rigidez efetivo (EI)_{ef}. Se os valores encontrados para o elemento pré-

moldado forem sempre maiores dos valores encontrados para o elemento contínuo, então pode-se considerar que o elemento é equivalente.

Em uma terceira possível forma de validação, pode-se simplesmente calcular o fator de restrição α_R e comparar com as classificações contidas em Ferreira e Cuadrado (2015) e NBR9061:2017, ou seja, basta $\alpha_R \geq 0,85$ para que a validação seja realizada.

Na Tabela 2-2 encontra-se o resumo das propostas de validação da equivalência monolítica para elementos pré-moldados.

Tabela 2-2: Resumo dos métodos propostos para a validação da equivalência monolítica.

Métodos de Validação da Equivalência Monolítica	Critério proposto
Diagrama trilinear	Plotar pontos 1, 2 e 3 segundo caracterização da ligação por meio de ensaio
Coeficiente de rigidez efetivo $(EI)_{ef}$	Valores de $(EI)_{ef}$ do protótipo com ligação devem ser sempre maiores do que valores de $(EI)_{ef}$ do protótipo contínuo
Deslocamentos (+10%)	Valores dos deslocamentos do protótipo com ligação devem ser no máximo 10% maiores do que valores dos deslocamentos do protótipo contínuo
Fator de restrição α_R	O valor do fator de restrição α_R deve ser maior que 0,85 para qualquer situação do projeto

Fonte: Próprio autor.

3 ESTUDO EXPERIMENTAL

Esta pesquisa realizou uma verificação experimental da equivalência monolítica de uma ligação entre elementos pré-moldados. Comparou-se o comportamento desta ligação com o comportamento de um elemento monolítico concretado como peça única, tanto a região da ligação como o elemento como um todo.

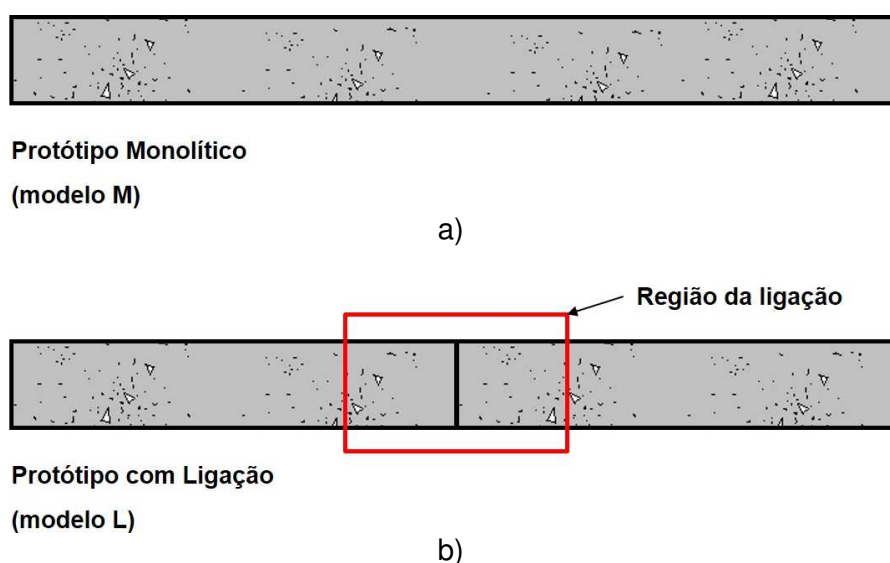
Pelas parcerias universidade-empresa desenvolvidas pelo grupo NETPre da UFSCar foi possível identificar elementos de concreto utilizados no mercado de pré-moldados que fossem desejados ligações contínuas, ou seja, transferência de todos os esforços solicitantes e manutenção da rigidez antes da plastificação da armadura. Destacaram-se as ligações pilar-pilar e pilar-fundação de estruturas em pórticos, com grande ocorrência no mercado brasileiro. Como já apresentado nesta pesquisa, os ensaios realizados foram de flexão pura e, portanto, não condizem com os requisitos de um pilar no qual há presença do esforço normal. Porém, é comum pilares de galpões possuírem grandes momentos fletores na base com pequenos valores de força normal de compressão, podendo ainda ocorrer esforço normal de tração. Com cargas verticais apenas de cobertura e fechamentos laterais com telhas metálicas, grande parte dos pilares de galpões pré-moldados são dimensionados praticamente como vigas em balanço. Os ensaios realizados em flexão pura representaram, portanto, uma aproximação ao comportamento real de um pilar pré-moldado de galpão. Estes pilares contínuos (sem emendas) possuem base engastada em blocos de fundação com cálice e em grande parte seu topo é livre ou com presença de terças de cobertura.

O dispositivo de ligação utilizado para esta pesquisa pode ser aplicado na emenda de vários elementos de concreto, inclusive pilar-pilar, pilar-fundação e viga-viga. Comparou-se os resultados dos ensaios de elementos monolíticos (modelos de referência - M) com elementos emendados com luvas metálicas grauteadas (modelos com ligação - L).

3.1 Projeto e Construção dos Modelos

Os elementos pré-moldados de concreto utilizados para os ensaios da pesquisa foram confeccionados e doados pela empresa Leonardi Construção Industrializada Ltda.. Foram concretados dois (02) elementos monolíticos (Figura 3.1a) servindo de referência para a análise e dois (02) elementos de ligação com as luvas metálicas grauteadas (Figura 3.1b) para verificação do comportamento equivalente ao monolítico.

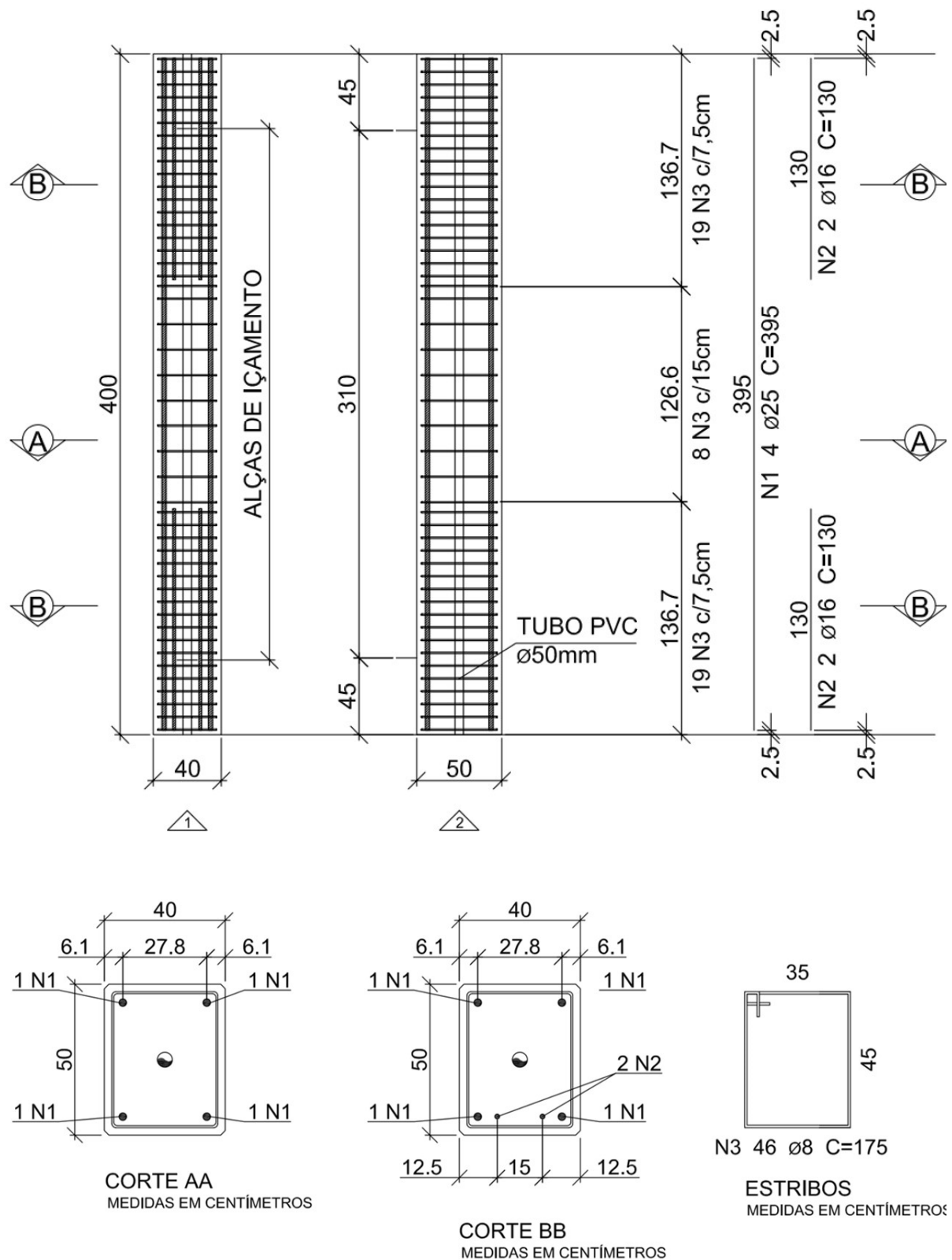
Figura 3.1: Elementos de concreto, peças monolíticas a) e peças com ligação b).



Fonte: Próprio autor.

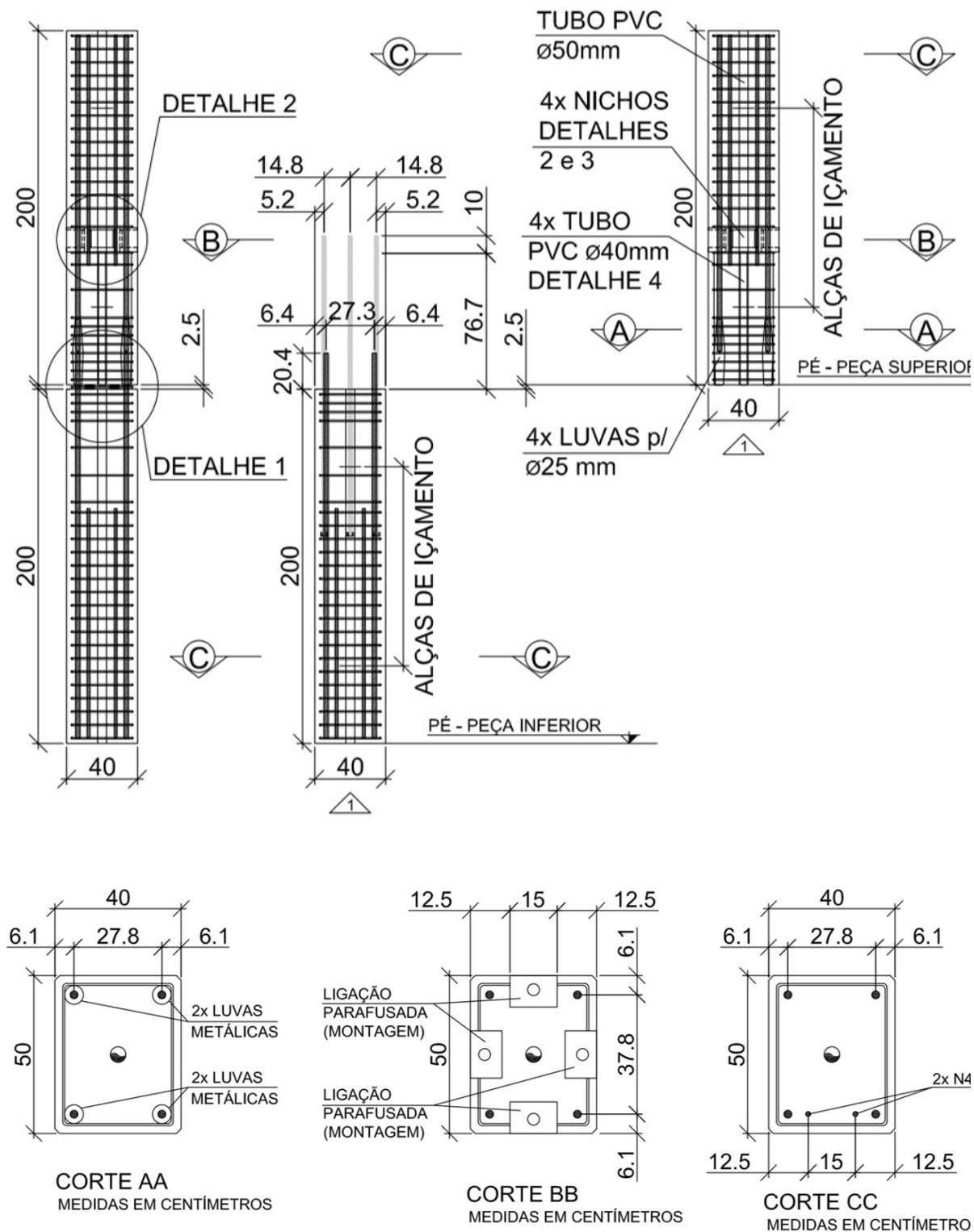
As armaduras longitudinais e as dimensões das peças de concreto foram pensadas na capacidade de carga máxima que os atuadores do laboratório NETPre poderiam suportar durante o ensaio. Adotou-se elementos de dimensões 40 cm de largura por 50 cm de altura com armaduras principais longitudinais formadas por uma barra de diâmetro 25 mm em cada canto do elemento. Para os modelos M, as peças foram concretadas como peça única (Figura 3.2) e para os modelos L as peças foram concretadas em duas partes (Figura 3.3 e Figura 3.4). Naturalmente, os modelos L possuíram maior complexidade na forma, na concretagem e no detalhamento devido aos detalhes específicos necessários para correto posicionamento da emenda e melhor resultado possível para o desempenho da ligação. Os detalhes dos modelos L indicados na forma foram apresentados na Figura 3.5.

Figura 3.2: Detalhamento das peças de concreto – Modelo M.



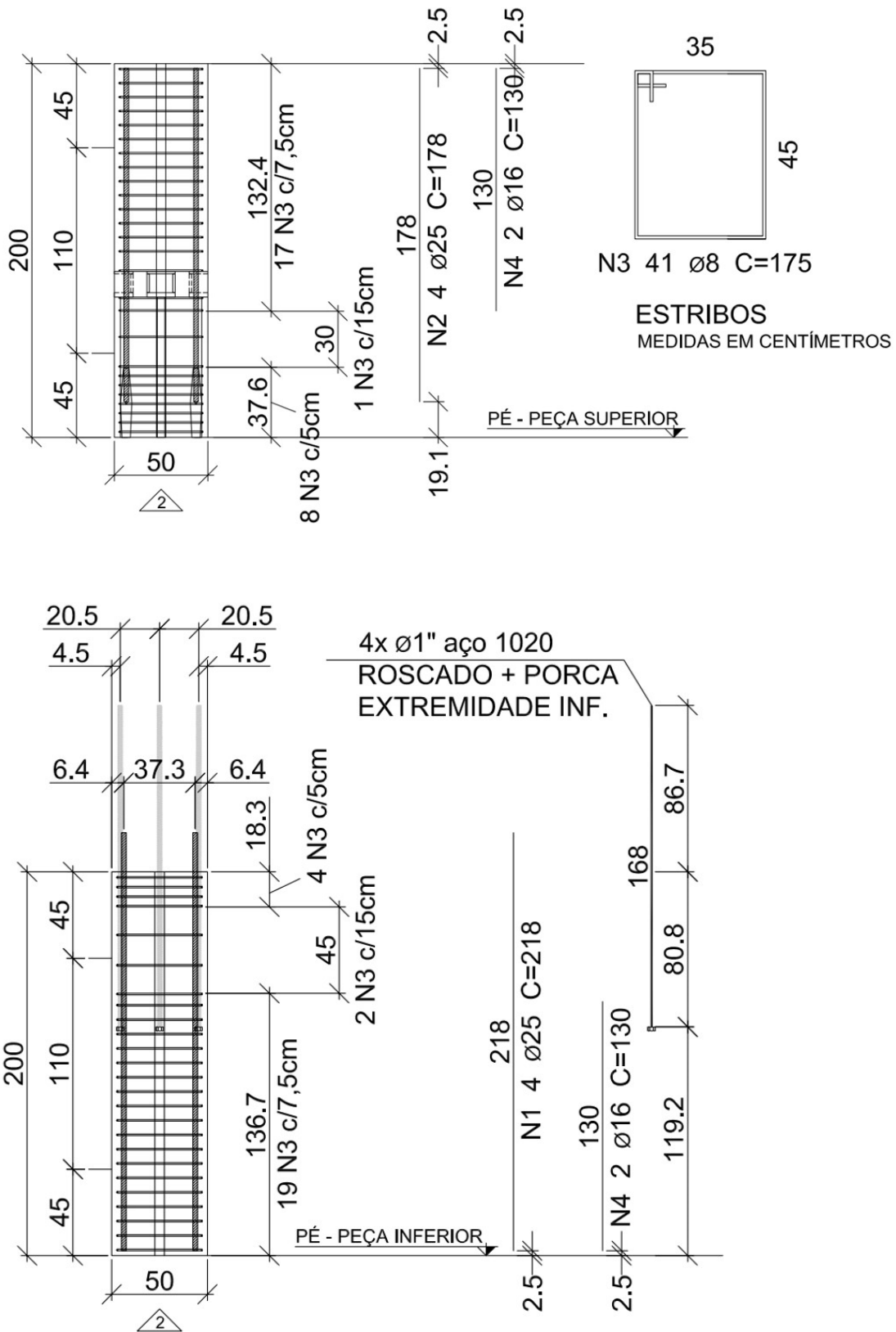
Fonte: Próprio autor.

Figura 3.3: Detalhamento das peças de concreto – Modelo L.



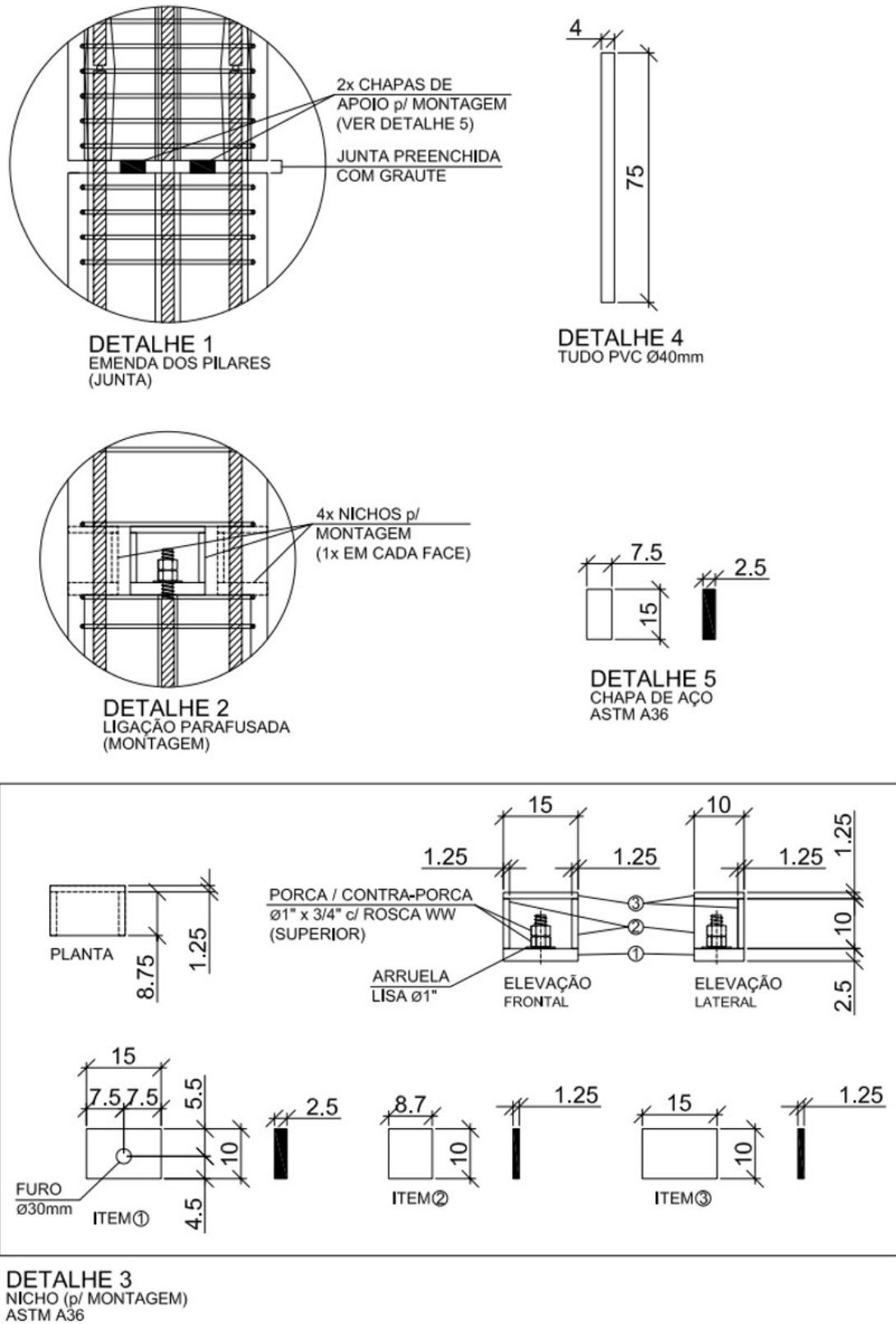
Fonte: Próprio autor.

Figura 3.4: Detalhamento das peças de concreto – Modelo L (armaduras).



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.5: Detalhamento das peças de concreto – Modelo L (detalhes).



Fonte: Próprio autor.

A concretagem de todas as peças de concreto ocorreu em forma metálica na fábrica de pré-moldados da empresa Leonardi. As duas peças monolíticas foram concretadas de forma usual (Figura 3.6), pois não tinham detalhes específicos de execução. Cada peça monolítica foi concretada com quatro metros de comprimento.

Figura 3.6: Concretagem das peças monolíticas com quatro metros de comprimento.



a) armação na forma



b) lançamento do concreto realizado

Fonte: Próprio autor.

Optou-se por aumentar a concentração de estribos nas extremidades das peças de concreto (Figura 3.6a, destaque em linha tracejada) para aumentar as chances de ruptura na região central do elemento, na qual possui concentração menor de estribos. O traço de concreto utilizado refere-se a um concreto de $f_{ck} = 50$ MPa de resistência à compressão, autoadensável (Figura 3.6b).

Adicionou-se também nas extremidades dos elementos duas barras de aço de 16 mm de diâmetro em uma das faces de 40 cm, com a mesma função de fortalecer esta região, aumentando a possibilidade de ruptura na região central.

Todas as peças foram concretadas com um tubo de PVC com 50 mm de diâmetro na região central da seção transversal (Figura 3.6a). Este tubo poderia ser usado caso fosse necessário realizar ensaios em modelos protendidos, via barras roscadas, simulando uma força normal axial na peça. Nesta pesquisa optou-se por não utilizar o efeito da protensão para criar uma força normal de compressão, visto que o ensaio de flexão pura consiste em maior deformação para o concreto.

Maiores cuidados foram tomados na concretagem das peças de ligação. A diferença mais notável entre os modelos M e L é de que este possui duas peças de concreto a serem conectadas entre si pelo dispositivo de ligação. Cada parte possui dois metros de comprimento, somados aos 2,5 cm da junta, significou uma diferença de menos de 1% no comprimento em relação ao modelo M. Admitiu-se que os modelos monolíticos e de ligação possuíram os mesmos comprimentos desprezando-se esta pequena diferença.

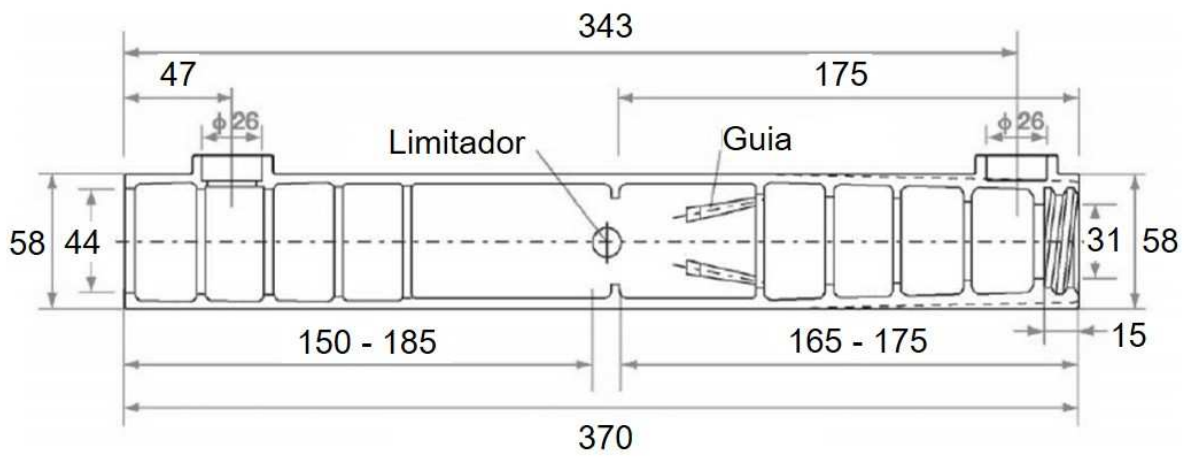
A armação das peças de dois metros de comprimento também utilizou barras de 25 mm de diâmetro em cada canto, porém, com comprimentos diferentes: a peça inferior do modelo L teve dois metros de comprimento mais o embutimento que a barra de aço deve preencher a luva grauteada, somados ainda aos 2,5 cm provenientes da junta, a peça inferior terminou com 2,18 metros de comprimento das armaduras principais, como mostrado na Figura 3.4; e a peça superior do modelo L teve o comprimento de armadura de dois metros menos o embutimento na luva da barra da peça inferior, totalizando armaduras principais com 1,78 metros de comprimento (Figura 3.4). Todos os comprimentos das armaduras consideraram o cobrimento do concreto no valor de 2,5 cm de espessura.

O dispositivo de ligação utilizado foi uma luva metálica grauteada (Figura 3.7). Para o modelo de luva correspondente à barra de 25 mm de diâmetro, o comprimento total da peça metálica mede 37 centímetros com diâmetro máximo de 5,8 centímetros (Figura 3.7b). Esta abertura grande permite uma folga durante a montagem das peças de concreto. Na outra extremidade tem-se uma vedação de borracha roscada para encaixe na luva metálica servindo de barreira contra a entrada de nata de cimento dentro da luva (Figura 3.8).

Figura 3.7: Luva metálica de ligação utilizada nos modelos L.



a)



b)

* distâncias em milímetros

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.8: Borracha de vedação da luva metálica grauteada.



Fonte: Próprio autor.

Com a borracha de vedação instalada na luva metálica, basta pressioná-la contra a barra de aço até o limitador para posicioná-la (Figura 3.9).

Figura 3.9: Encaixe da luva metálica na barra de aço.



Fonte: Próprio autor.

Antes da colocação da armação na forma foi necessário encaixar os tubos de PVC prolongadores da entrada e saída de graute da luva metálica (Figura 3.10) e encaixar o gabarito de posicionamento (Figura 3.11Figura 3.10). Os prolongadores das luvas da face inferior da forma possuíram menor comprimento, pois, seu limite de extensão foi a própria forma.

Figura 3.10: Encaixe dos tubos PVC prolongadores da entrada e saída de graute na luva metálica.



a) luvas da face superior da forma



b) luvas da face inferior da forma

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.11: Encaixe do gabarito de posicionamento na armação contendo o dispositivo de ligação.



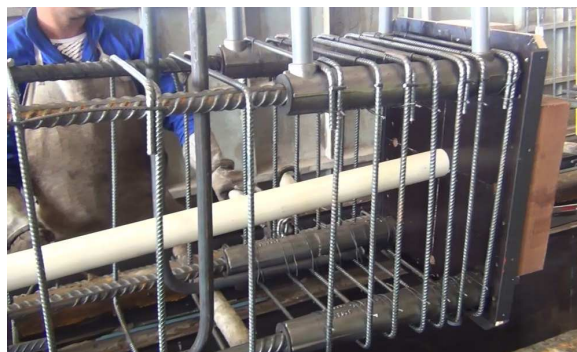
a) encaixe do gabarito

b) pino de fixação utilizado

Fonte: Próprio autor.

O prolongamento das entradas e saídas das luvas foi necessário para o grauteamento após montagem da ligação. Os tubos PVC iniciam-se nas luvas e alcançam a face da peça de concreto, possuindo vedação em sua extremidade garantindo estanqueidade ao sistema. A fixação das luvas em um gabarito de madeira possibilitou maior precisão no posicionamento e controle de execução uma vez que elas se mantiveram fixas através do pino de fixação após aperto da porca sextavada. Com a colocação dos tubos prolongadores e do gabarito da madeira, fixaram-se os estribos sobre as luvas (Figura 3.12).

Figura 3.12: Posicionamento dos estribos sobre as luvas metálicas.



a) antes da colocação da armadura na forma

b) armadura já posicionada na forma

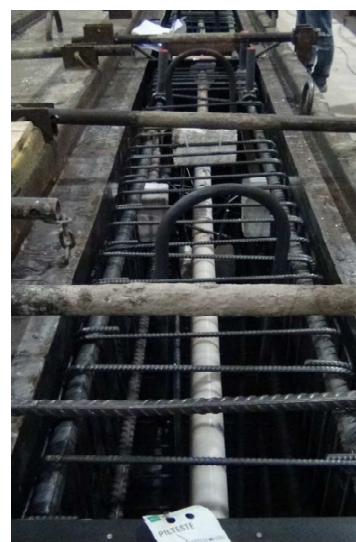
Fonte: Próprio autor.

Pela literatura sobre as ligações com dispositivos metálicos, observou-se que os projetos destas ligações possuem concentrações de estribos sobre as luvas. Como a ligação é uma região de descontinuidade do elemento, notou-se que quando há o confinamento desta região com estribos o desempenho da ligação permite que a armadura chegue à tensão de escoamento do aço garantindo a segurança estrutural, uma vez que permite-se projetar no domínio 2 de deformação.

Segundo o próprio fabricante das luvas metálicas, esta concentração de estribos não é necessária porque as luvas garantem o desempenho da ligação como elementos de concreto monolíticos (contido em ACI, 2012). O fabricante mostrou vários certificados de desempenho que comprovam sua afirmação. Porém, nesta pesquisa foi verificado o comportamento deste dispositivo na região linear elástica até o início de escoamento da barra de aço (utilizando o conceito de rigidez secante), portanto, para solicitações em serviço. Em ACI (2012), o desempenho garantido ao dispositivo refere-se à resistência e ductilidade últimos apenas, para solicitações em zonas sísmicas.

Os nichos utilizados como janela de acesso aos chumbadores da ligação de montagem foram concebidos por pedaços de isopor, ao invés do nicho metálico. Esta decisão foi tomada para simplificar a montagem da forma e manter o cronograma de execução das peças (Figura 3.13).

Figura 3.13: Nicho de isopor, substituindo o nicho metálico previsto em projeto, para a ligação de montagem das peças do modelo L.



Fonte: Próprio autor.

Na concretagem dos elementos do modelo L as peças inferior e superior foram concretadas em posição conjugadas na forma (Figura 3.14). A peça inferior (Figura 3.14b) contém as esperas das barras de 25 mm de diâmetro que foram conectadas com as luvas da peça superior (Figura 3.14c). Com a concretagem conjugada diminuiu-se o risco de erro no posicionamento tanto das armaduras principais quanto dos chumbadores de ligação de montagem.

Figura 3.14: Concretagem conjugada dos elementos de concreto do modelo L.



a) armações conjugadas posicionadas na forma



b) elemento da esquerda com esperas



c) elementos da direita com luvas

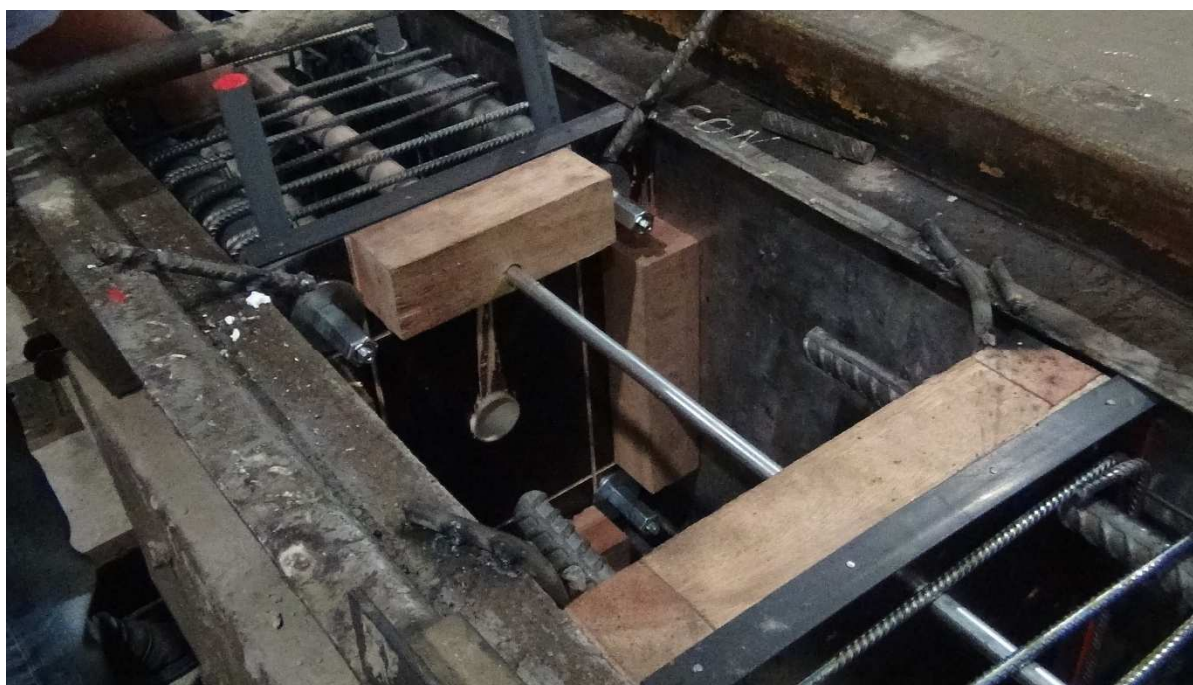
Fonte: Próprio autor.

Com a colocação dos chumbadores da ligação de montagem (Figura 3.15) na peça inferior, a etapa de armação e de forma se finalizou.

Figura 3.15: Colocação dos chumbadores da ligação de montagem do modelo L.



a) colocação dos chumbadores

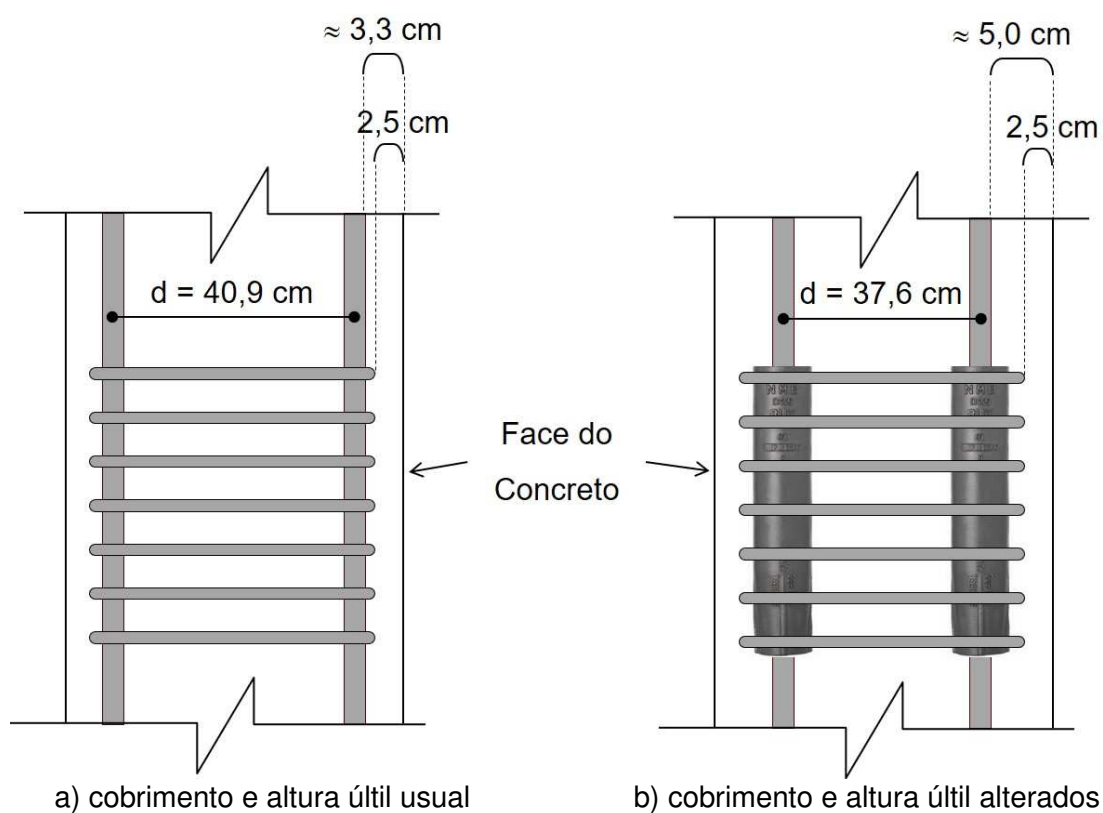


b) armaduras na forma – concretagem conjugada das peças superior (acima) e inferior (abaixo)

Fonte: Próprio autor.

É importante ressaltar que o cobrimento real das armaduras principais teve alteração devido a presença da luva metálica que distanciou a barra de aço da armadura principal deslocando-se alguns centímetros no sentido da face para o centro da seção transversal (Figura 3.16). Segundo o fabricante, deve-se prever cobrimento para as luvas metálicas da mesma forma que se prevê para as barras de aço, ou seja, o cobrimento final destas barras ficou maior do que o usual. Isto gerou na seção transversal uma altura útil também menor em relação a usual.

Figura 3.16: Alteração do cobrimento e da altura útil na seção transversal.



c) espaço vazio entre a armadura principal e o estribo

Fonte: Próprio autor.

Assim, procedeu-se com a concretagem dos elementos do modelo L. Após concretagem, realizou-se o içamento das peças (Figura 3.17).

Figura 3.17: Elemento de concreto após desforma – modelo L.



Fonte: Próprio autor.

3.2 Montagem dos Modelos

Os modelos monolíticos M foram concretados em fábrica e içados após a cura, não necessitando de etapas posteriores. Os modelos L foram montados na própria fábrica e necessitaram de outras etapas após içamento, pois, são formados por dois segmentos. O segmento inferior foi colocado e aprumado temporariamente em um bloco de fundação com colarinho (Figura 3.18). O segmento superior foi colocado sobre o inferior para certificar-se de que o comprimento e o posicionamento das barras de espera e dos chumbadores estavam corretos (Figura 3.19). Após a verificação, colocaram-se as chapas metálicas de apoio e os dispositivos necessários para a montagem do elemento superior (molas e tampões para vedação, impedindo que o graute da junta preenchesse as luvas). A espessura das chapas foi de 20 mm, portanto, conferindo uma junta de 2,0 cm.

Dentre os métodos de grauteamento possíveis para o preenchimento da luva metálica, adotou-se o método do preenchimento manual por bomba de sucção (todas as etapas do grauteamento foram explícitas mais a diante). Neste método, precisa-se preencher a junta com argamassa de assentamento antes da montagem

do elemento superior. A resistência à compressão dessa argamassa deve ser igual ou superior à menor resistência à compressão dos elementos conectados, isto porque o objetivo da ligação foi de manter a continuidade das peças de concreto.

Figura 3.18: Fixação temporária da peça inferior para montagem do modelo L.



a) peça inferior nivelada



b) topo da peça inferior, com chapas de aço para garantir espessura da junta



c) pé da peça inferior, com cunhas para o prumo

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.19: Verificação do comprimento e posicionamento das esperas e chumbadores.



Fonte: Próprio autor.

Utilizou-se como argamassa de assentamento o mesmo graute que preencheu as luvas metálicas. Para isto, adicionou-se menos água na mistura (1.500 ml) para que a argamassa fosse mais coesa e moldável (Figura 3.20a).

Figura 3.20: Confeção e colocação da argamassa de assentamento.



Fonte: Próprio autor.

A pré-mistura do graute, componente que acompanha a luva metálica, foi colocada com água em um balde metálico e agitada por um misturador acoplado a uma furadeira (Figura 3.20b). Misturou-se por dois minutos e meio e então o graute ficou pronto. A resistência à compressão do graute aos 28 dias é de 70 MPa.

Colocou-se, então, a argamassa de assentamento sobre a peça inferior (Figura 3.20c) e encaixou-se a peça superior (Figura 3.21a).

Figura 3.21: Montagem da peça superior do modelo L.

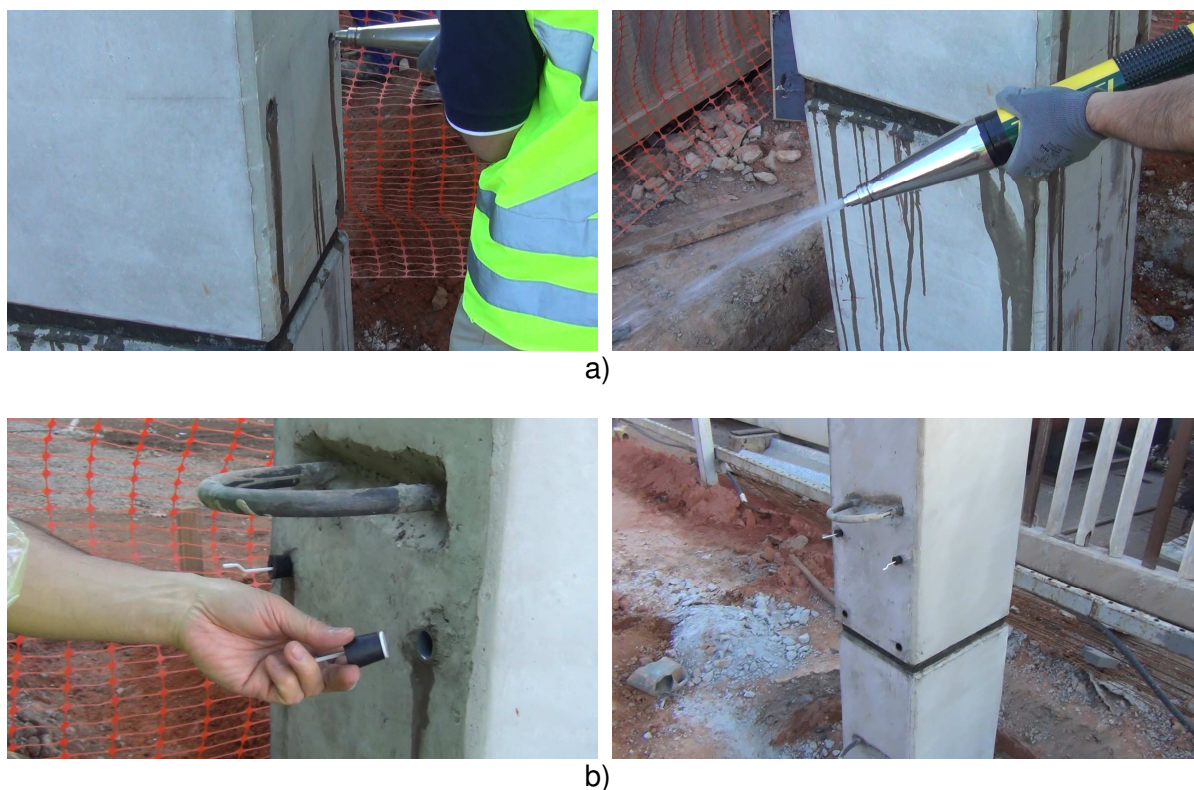
Fonte: Próprio autor.

Os chumbadores da ligação de montagem foram apertados colocando-se uma arruela quadrada e uma porca, ajustando-se o prumo da peça (Figura 3.21b).

Três horas após a confecção da argamassa de assentamento, tempo suficiente para que o graute da junta adquirisse certa resistência, prosseguiu-se para

a etapa de grauteamento. O interior das luvas metálicas foi limpo inserindo água corrente através da abertura superior utilizando a própria bomba manual usada para o grauteamento (Figura 3.22a). Jogou-se fora o excesso de água que sobrou na bomba.

Figura 3.22: Preparação para o grauteamento das luvas metálicas.



Fonte: Próprio autor.

Colocou-se vedações de borracha nos orifícios de entrada (abaixo) e saída (acima) de graute para evitar seu desperdício e também para deixar o processo de grauteamento mais limpo. Confeccionou-se o graute com a mesma pré-mistura utilizada para a argamassa de assentamento, porém, adicionando-se 2.100 ml de água (ao invés dos 1.500 ml), produzindo um graute com maior fluidez. O misturador foi limpo em água. (Figura 3.23a)

Figura 3.23: Confeção do graute de preenchimento das luvas metálicas, ensaio de espalhamento e moldagem dos corpos-de-prova.

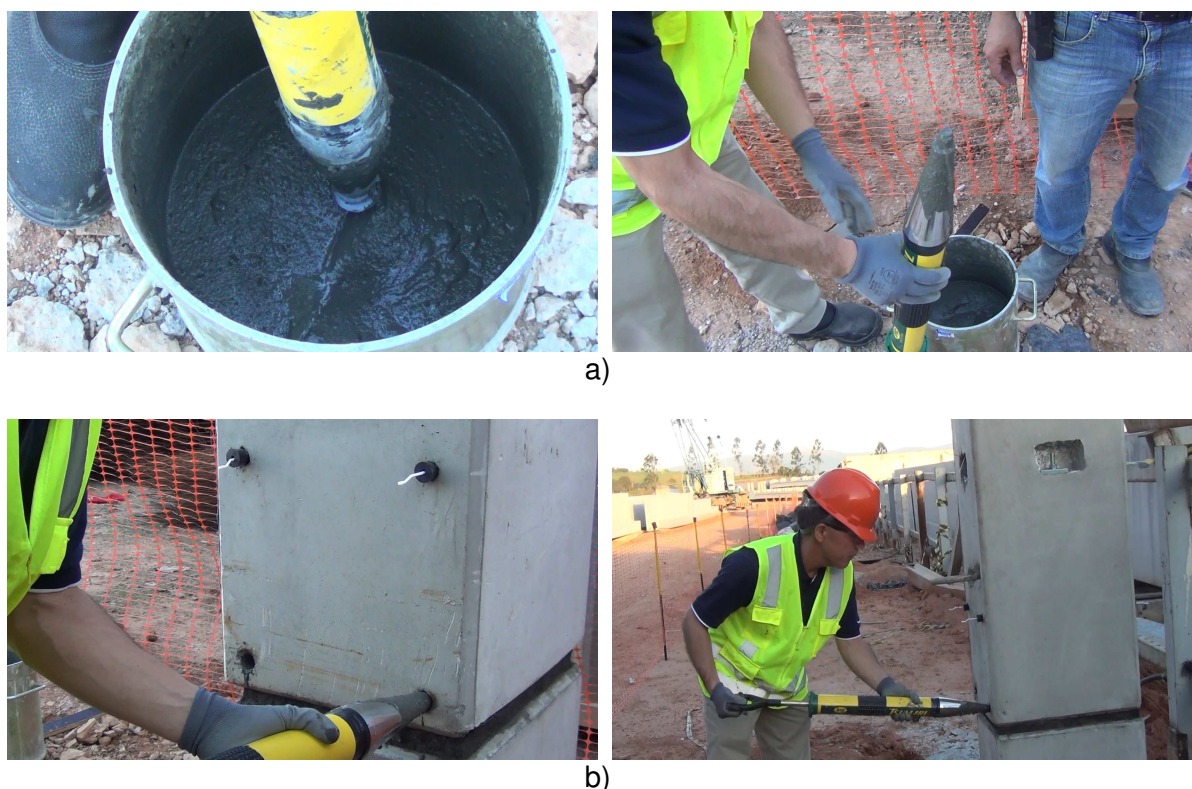


Fonte: Próprio autor.

Após confecção do graute, realizou-se o ensaio de espalhamento para verificar se o graute possuía fluidez suficiente para aplicação nas luvas. De acordo com especificações do fabricante o espalhamento deveria estar entre 15,5 cm e 23,5 cm, mediu-se 16,5 cm (Figura 3.23b), o que foi próximo do limite inferior. Isto ocorreu devido a temperatura ambiente mais baixa, cerca de 19°C. Com a aprovação do graute pelo teste de espalhamento, confeccionou-se corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos (Figura 3.23c) para verificação da resistência à compressão.

O grauteamento foi realizado com a sucção do graute pela bomba manual, totalmente imersa, e retirou-se o ar de seu interior (Figura 3.24a). As luvas foram preenchidas de baixo para cima na intenção de evitar bolhas de ar dentro delas. O grauteamento da luva é finalizado quando o indicador colocado no orifício superior se move até seu curso máximo (Figura 3.24b). Para o preenchimento das oito luvas metálicas, quatro para cada modelo, um saco da pré-mistura do graute foi o suficiente.

Figura 3.24: Grauteamento das luvas metálicas.



Fonte: Próprio autor.

Após a montagem, os modelos M e L foram transportados para o laboratório NETPre/UFSCar para a realização dos ensaios experimentais.

Durante a concretagem e montagem dos elementos de ensaio, observaram-se detalhes de execução importantes:

a) Os estribos concentrados próximos à ligação podem ser posicionados antes da colocação da armadura na forma, porém, para facilitar a colocação do outros itens da luva (por exemplo, tubos de PVC que prolongam a entrada e a saída de graute da luva até a face do elemento) é importante que a divisória de um elemento para outro (tampão de madeira ou fundo) seja fixada também, assim, as luvas podem ser fixadas ao tampão de madeira (fundo) de forma mais prática e rápida;

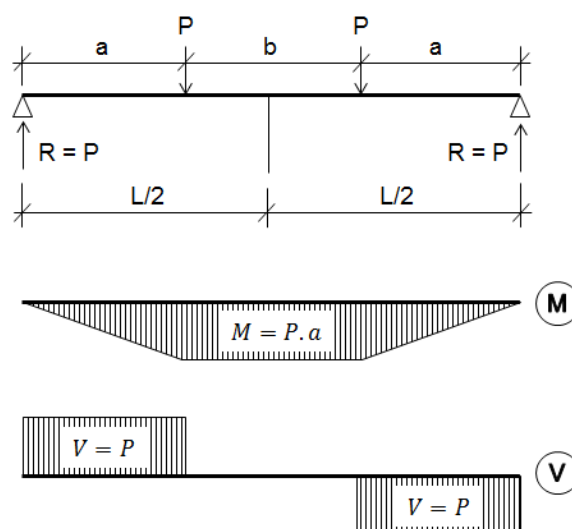
b) A colocação de acessórios antes do grauteamento da luva é muito importante e deve ser feita com cautela. Observou-se que a válvula anti-refluxo do graute deve ser encaixada na face do pilar de forma suave sem forçá-la, ou seja, deve-se retirar a camada de concreto ao redor do tubo de PVC prolongador o suficiente para que a válvula deslize suavemente ao colocá-la prevenindo seu estrangulamento e evitando seu mau funcionamento;

c) Deve-se atentar para o cobrimento da armadura longitudinal: as barras que estão dentro das luvas possuem um cobrimento somando-se o cobrimento dos estribos que envolvem as luvas com a distância da face da barra até o estribo, considerando o diâmetro da luva (ver Figura 3.16).

3.3 Arranjo e Instrumentação de Ensaio

Para as medições experimentais da relação momento-rotação, optou-se pela realização de ensaios de elementos de barra submetidos à flexão simples e pura (sem normal e sem cortante), empregando cargas estáticas concentradas em dois pontos, sendo a barra formada por dois elementos de pilar com apoios nas extremidades, constituindo-se de um ensaio de flexão simples de viga com 4 pontos (Figura 3.25).

Figura 3.25: Esquema estrutural do ensaio de flexão pura (ensaio de quatro pontos) com diagramas de momento fletor (M) e força cortante (V).

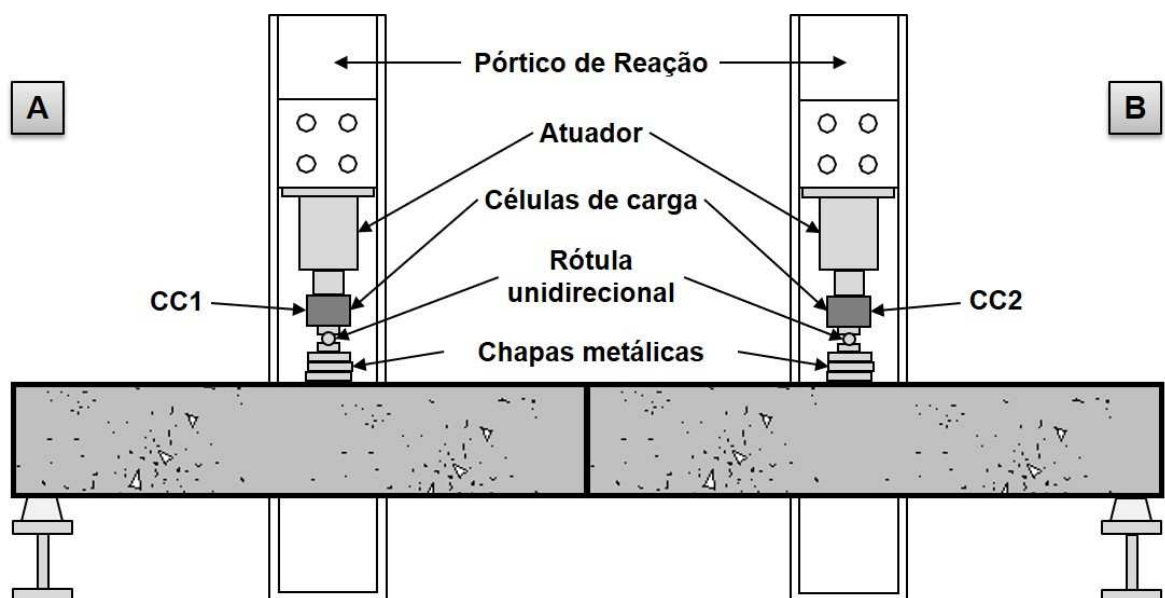


Fonte: Próprio autor.

Apesar do enfoque de estudo estar nas ligações pilar-pilar e suas aplicações em edifícios com múltiplos pavimentos, pensando também no seu potencial de aplicação em galpões leves, decidiu-se realizar ensaios de flexão sem aplicação de força normal de compressão no pilar para simular a flexão composta. De fato, o ensaio de flexão simples constitui-se numa situação crítica para o estudo do efeito da fissuração e do escorregamento aço-concreto na interface da junta pilar-pilar. Portanto, foi elaborado um arranjo de ensaio de flexão com quatro pontos.

A infraestrutura do laboratório NETPre da UFSCar permitiu a realização do ensaio com auxílio de pórticos de reação formados por perfis metálicos “I” e “H”. Posicionou-se os pórticos na posição de aplicação da carga, realizando-se movimentação de ajuste de posicionamento quando necessário, e colocou-se também os apoios dos modelos. Estes apoios foram compostos por um perfil metálico “I” e, acima deste, um perfil de madeira trapezoidal com uma fita de borracha colada em sua face de apoio (face superior). Após o posicionamento do modelo sobre os apoios, foi montado a estrutura de transferência de cargas que passou a força do atuador para a peça de concreto. O arranjo de ensaio pode ser observado na Figura 3.26.

Figura 3.26: Arranjo de ensaio.



Fonte: Próprio autor.

Os atuadores utilizados tinham capacidade de 500 kN para aplicação de carga. Sob eles instalou-se a célula de carga (CC) para medição da força aplicada, e sob a célula de carga utilizou-se uma rótula unidirecional para permitir que os modelos

pudessem girar sem comprometer o aparato de ensaio. As chapas metálicas retangulares colocadas sob a rótula serviram para transferir toda a carga do atuador para o concreto. O ensaio foi do tipo monotônico, ou seja, a carga foi aplicada de forma contínua sobre os modelos.

Para os modelos M o comprimento total da peça de concreto foi de 400 cm. Já para os modelos L, o comprimento total foi de 402 cm devido a chapa metálica de apoio durante montagem. No projeto do modelo foi especificado chapas de 25 mm de espessura na junta, porém, no momento da montagem em fábrica havia disponível apenas chapas de 20 mm de espessura (Figura 3.3, Figura 3.5, Figura 3.18).

Utilizou-se dez transdutores (TD) para medição de deslocamentos: 08 na direção vertical (02 para os apoios, 02 na posição de aplicação de carga e 04 na região central) e 02 na direção horizontal (para cálculo da rotação), mostrados na Figura 3.27. Todos os transdutores foram fixados em uma base magnética e esta fixa em suportes metálicos.

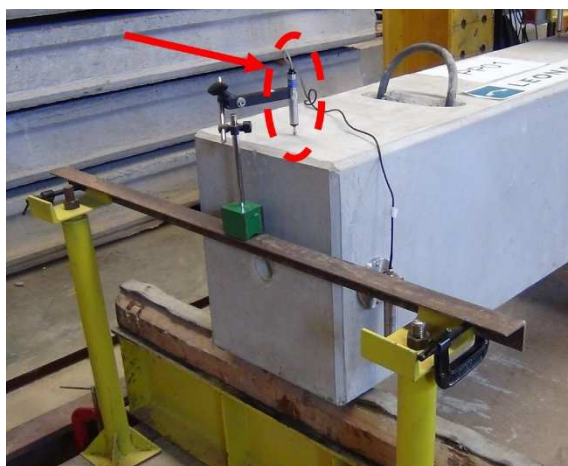
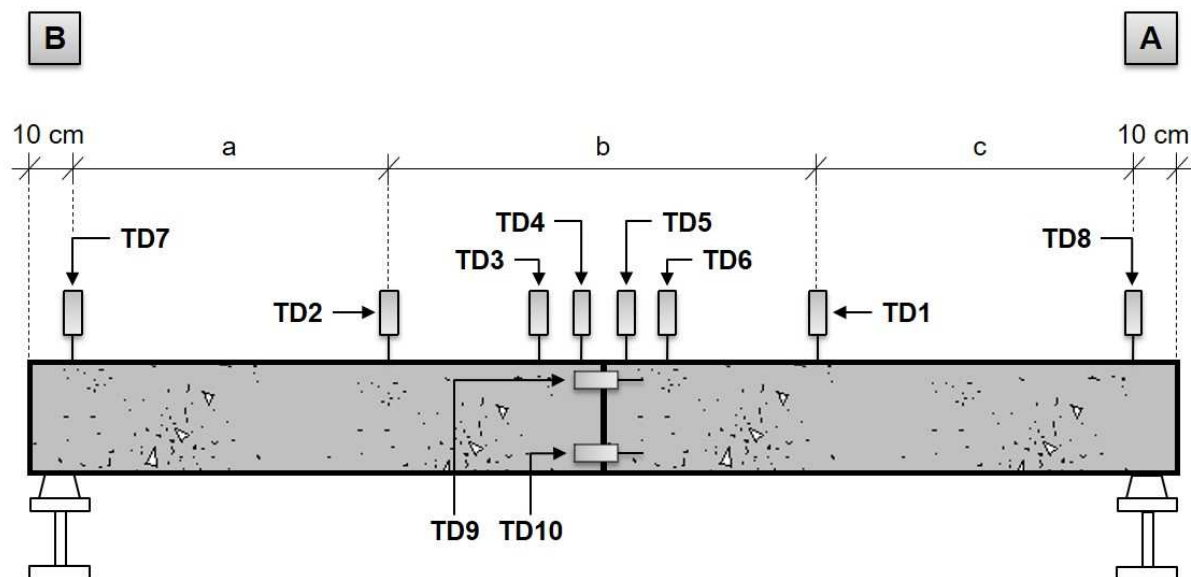
As distâncias a, b e c indicadas na Figura 3.27 foram medidas calculando-se também a média entre os valores medidos de a e c. (Tabela 3-1)

Tabela 3-1: Valores medidos de a, b e c no posicionamento dos transdutores centrais.

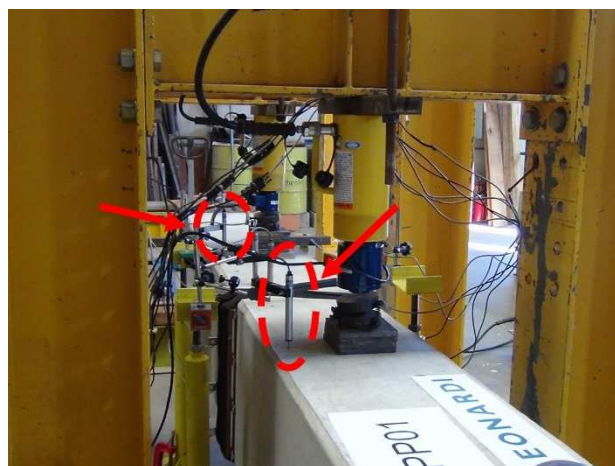
Modelo	a (mm)	b (mm)	c (mm)	L_{total} (mm)	(a+c)/2 (mm)	dif.(a)	dif.(c)
M1	1250	1218	1315	3983	1283	2,60%	2,47%
M2	1295	1202	1300	3997	1298	0,19%	0,19%
L1	1322	1220	1285	4027	1304	1,40%	1,44%
L2	1320	1200	1300	4020	1310	0,76%	0,77%

Fonte: Próprio autor.

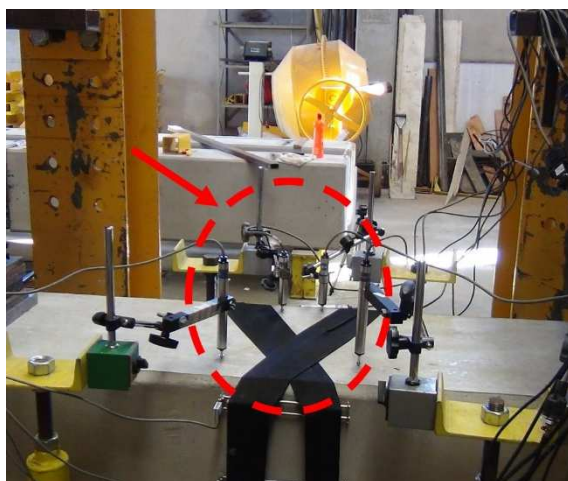
Figura 3.27: Posicionamento dos Transdutores (TD).



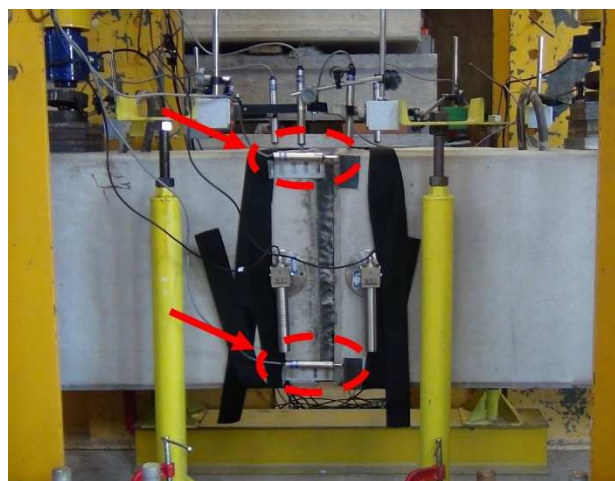
a) apoio



b) aplicação de carga



c) centrais

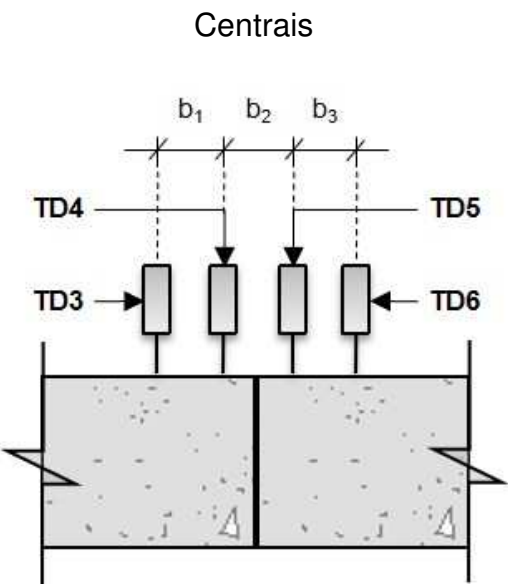
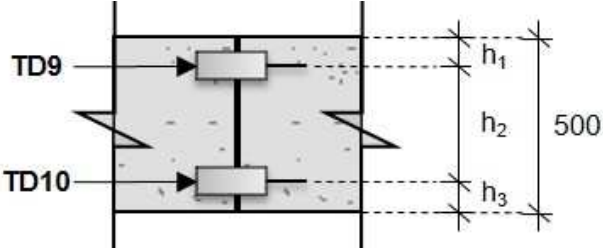


d) horizontais

Fonte: Próprio autor.

Adotando-se o valor médio para as distâncias do apoio até o ponto de aplicação da carga, a maior diferença obtida foi de 2,60% em relação à medida do modelo M1. Considerou-se que esta diferença não causou distorções relevantes no cálculo de momentos fletores, atentando-se ainda ao valor constante do momento no trecho central.

Tabela 3-2: Valores medidos das distâncias dos transdutores centrais e dos transdutores horizontais.

Detalhe dos Transdutores	Posição	M1	M2	L1	L2
<p style="text-align: center;">Centrais</p> 	b_1 (mm)		40		
	b_2 (mm)		90		
	b_3 (mm)		40		
<p style="text-align: center;">Horizontais</p> 	h_1 (mm)	15	20	15	20
	h_2 (mm)	438	420	425	420
	h_3 (mm)	47	60	60	60

Fonte: Próprio autor.

O posicionamento dos transdutores centrais foi realizado medindo-se a partir da seção central do modelo: com o valor do comprimento total L (Tabela 3-1) fez-se a distribuição dos transdutores com marcação na própria peça de concreto, no

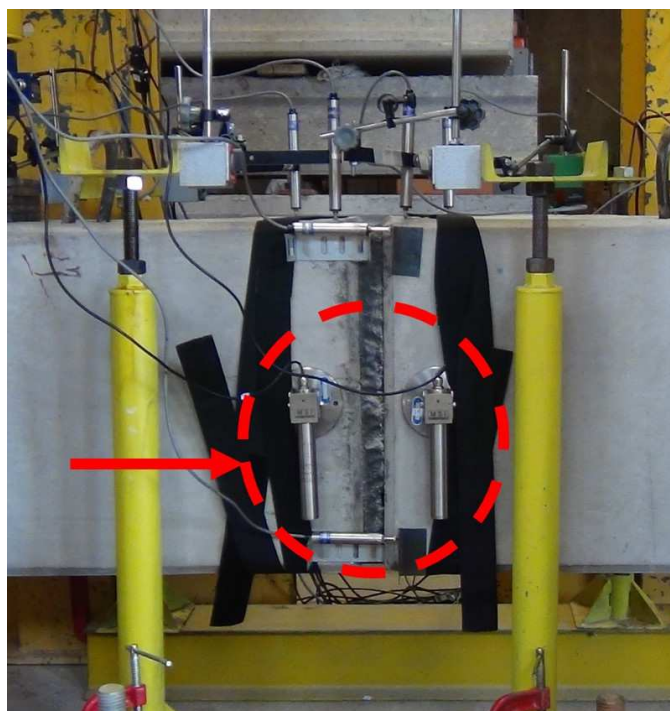
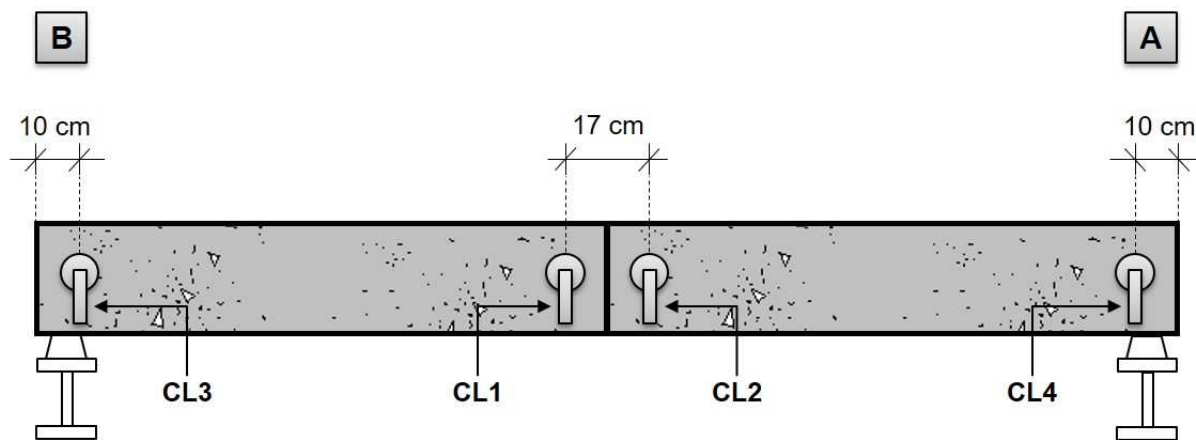
sentido do meio para os apoios e até o ponto de aplicação da carga. De acordo com a montagem do arranjo de ensaio, houve diferenças entre os valores b medidos devido o manuseio do pórtico de reação e do próprio modelo quando posicionado. Além disso, os modelos L1 e L2 foram 20 mm maiores do que os modelos M1 e M2 por causa da junta.

Do total de dez transdutores, dois foram posicionados na horizontal o mais distante possível um do outro. Estes transdutores foram instalados para obtenção indireta do giro de ligação, cujos valores foram confrontados com o giro medido pelos clinômetros e com o giro deduzido através da flecha total. A posição dos transdutores centrais e horizontais está indicada na Tabela 3-2.

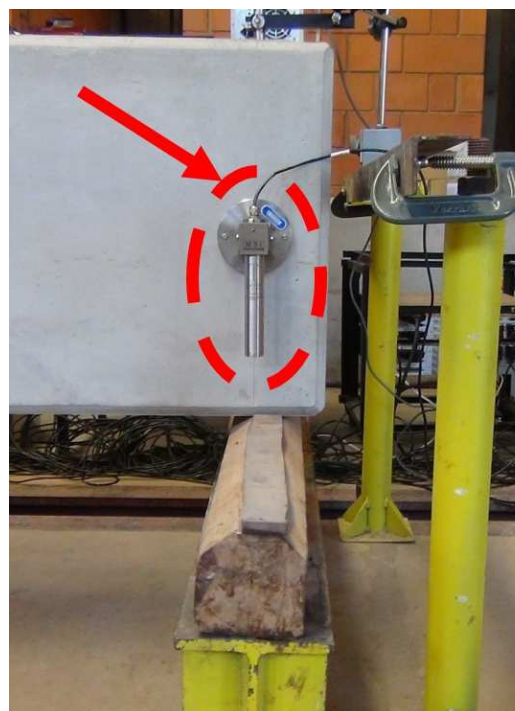
Foram medidas as rotações nos apoios e a rotação na região central dos modelos através de clinômetros (CL). Dois (02) clinômetros foram posicionados na direção dos transdutores centrais, espaçados em 170 mm entre si (medidas b_1 , b_2 e b_3 somadas) e dois (02) clinômetros nas extremidades, um em cada apoio, posicionados a 10 cm da extremidade. (Figura 3.28)

Os clinômetros foram fixados com parafusos através de buchas instaladas no concreto. Houveram casos onde a perfuração do concreto para instalação das buchas encontrou barra de aço, dificultando sua fixação. Foi possível manter o posicionamento dos clinômetros em todos estes casos, pois, o instrumento possui quatro furos dispostos em um raio de 8 cm, necessitando de ao menos três parafusos para travá-lo.

Figura 3.28: Posicionamento dos Clinômetros (CL).



a) centrais

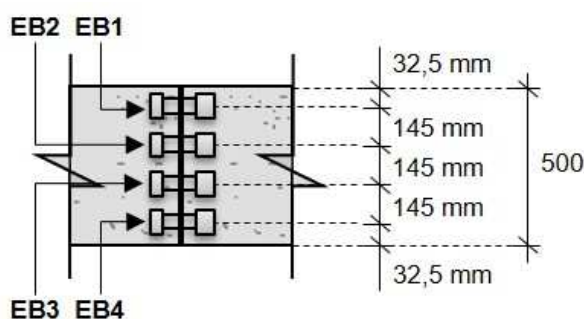
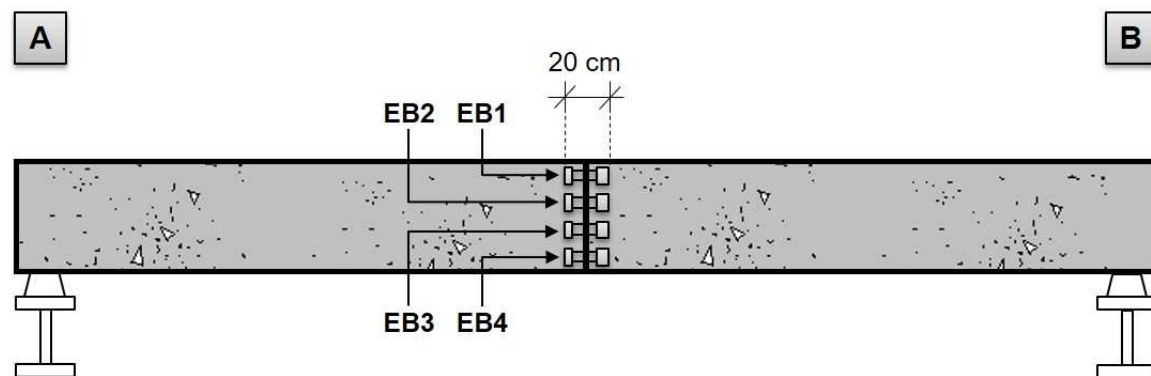


b) apoio

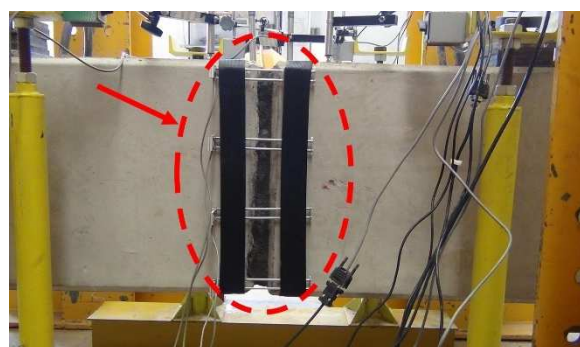
Fonte: Próprio autor.

Utilizou-se também quatro (04) extensômetros de base removível (EB) para obtenção da curvatura do concreto e obtenção do plano médio de deformação na seção transversal do meio do vão. (Figura 3.29)

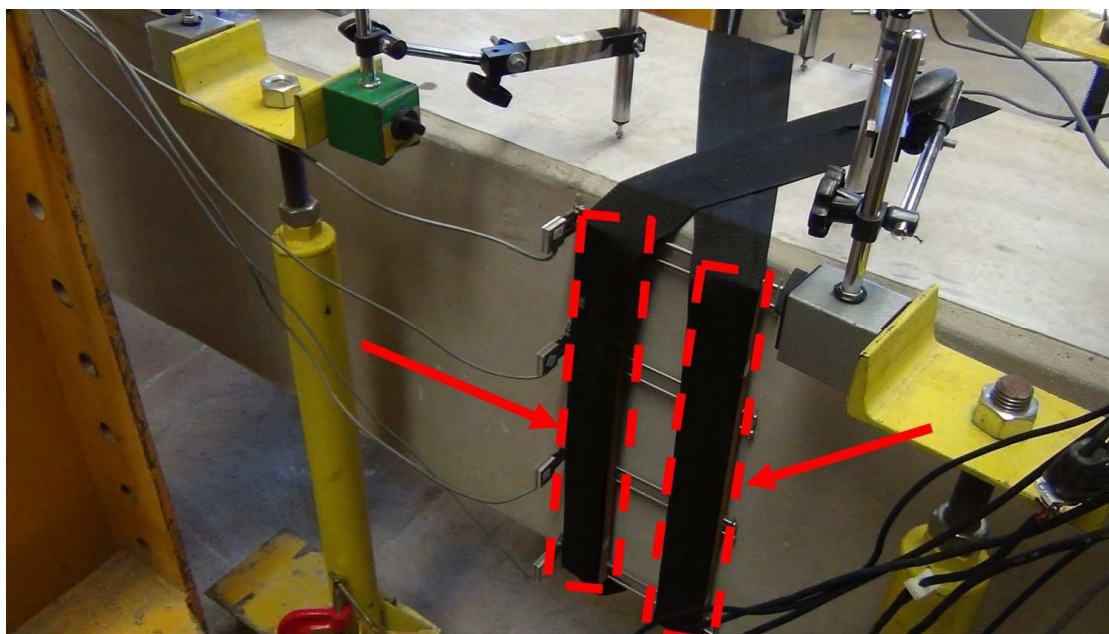
Figura 3.29: Posicionamento dos Extensômetros de Base Removível (EB).



a) detalhe de posicionamento



b) fixação com fita elástica preta



c) detalhe do suporte de madeira para fixação sob a faixa elástica preta

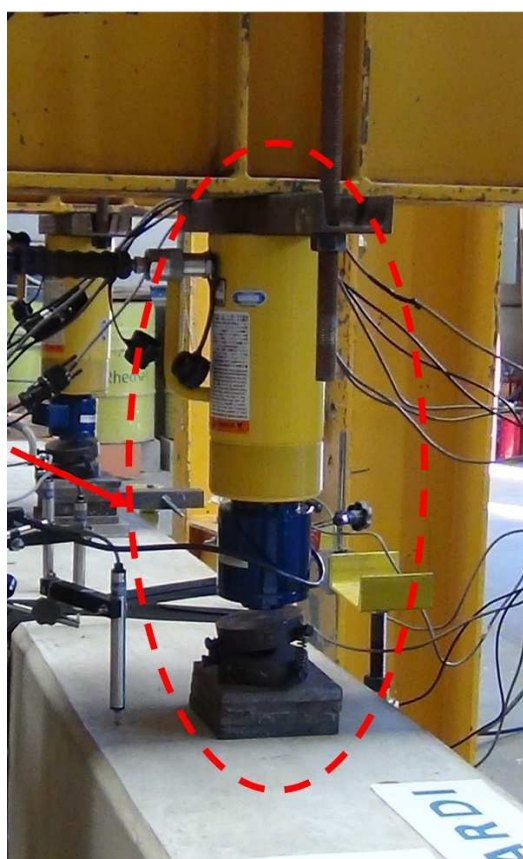
Fonte: Próprio autor.

A base utilizada para o extensômetro teve comprimento de 20 cm e ao longo dela o instrumento mediu o deslocamento (transformado em deformação) considerando uma abertura de fissura média ao longo destes 20 cm. Utilizou-se um

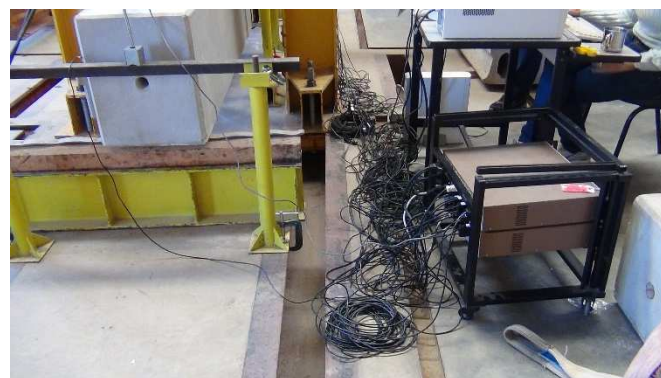
suporte de madeira para fixação dos extensômetros, garantindo o posicionamento idealizado (Figura 3.29a) de forma precisa, colado a uma faixa elástica preta. A fita foi presa com o sistema de velcro em suas extremidades, garantindo rápida montagem e retirada destes instrumentos (Figura 3.29b e c).

Todos os instrumentos foram conectados a um sistema de aquisição de dados para gravação das medições (Figura 3.30b e c). Os atuadores hidráulicos foram pressionados até que a célula de carga encostasse na rótula unidirecional (Figura 3.30a) e, então, todas as medições foram zeradas pelo computador e o ensaio estava pronto para acontecer. Na Figura 3.31 é possível observar a disposição geral do arranjo de ensaio.

Figura 3.30: Aparato para aplicação da carga e sistema de aquisição de dados utilizados.



a) aplicação da carga no ensaio



b) fios de todos os instrumentos



c) conexões dos instrumentos com o sistema de aquisição de dados

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.31: Disposição geral do arranjo de ensaio em laboratório (NETPre/UFSCar).



Fonte: Próprio autor.

3.4 Propriedades Mecânicas dos Materiais

Para análises dos resultados de ensaio fez-se necessário identificar algumas propriedades e características dos materiais utilizados nos elementos de concreto. Foram realizados ensaios em corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de comprimento para o concreto (moldados de acordo com a NBR 5738 e ensaiados de acordo com a NBR 5739); para o graute foram realizados ensaios em cilindros de 5 cm de diâmetro e 10 cm de comprimento (de acordo com NBR 7215), e também ensaios em corpos de prova cúbicos de 5 cm de lado. Foram realizados ensaios para identificar a resistência à compressão do concreto e do graute, ensaios de compressão diametral para obtenção da resistência à tração do concreto e ensaios para obtenção de seu módulo de elasticidade.

A resistência à compressão do concreto foi encontrada realizando a média entre os valores de resistência de sete (07) corpos de prova. Para o graute, optou-se por calcular sua resistência à compressão realizando a média entre os três

(03) valores encontrados para os corpos de prova cilíndricos. (Tabela 3-3 e Figura 3.32)

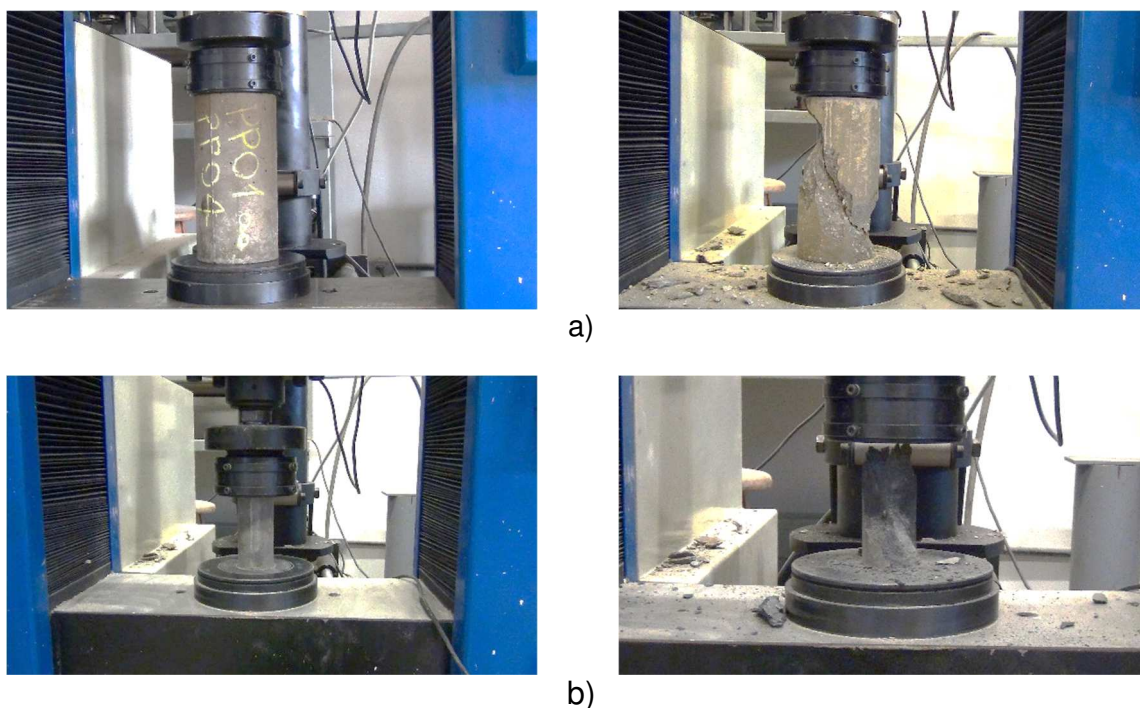
Tabela 3-3: Resistência à compressão do concreto e do graute.

Corpo de prova		f_c (N/mm ²)	$f_{c,med.}$ (N/mm ²)	
CONCRETO	CP1	51,48	51,80	
	CP2	51,34		
	CP3	53,91		
	CP4	52,76		
	CP5	49,16		
	CP6	38,41*		
	CP7	52,12		
GRAUTE	cilíndrico	CP1	104,44	92,79
		CP2	89,20	
		CP3	84,72	
	cúbico	CP4	116,43	-
		CP5	75,58	
		CP6	94,15	

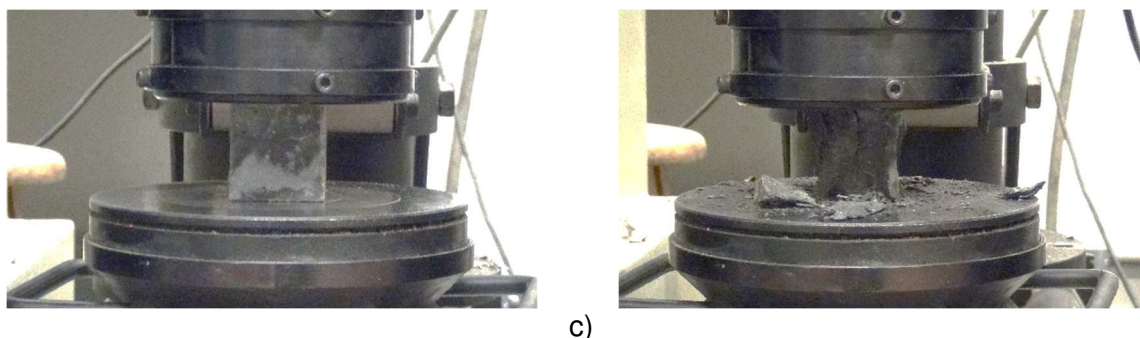
*valor desconsiderado para o cálculo do valor médio

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.32: Imagens do ensaio à compressão dos corpos de prova cilíndricos do concreto (a) e do graute (b), e dos corpos de prova cúbicos do graute (c).



...continuação da Figura 3.32.



Fonte: Próprio autor.

A resistência à compressão média do concreto encontrada foi de 51,80 MPa (especificado $f_{ck} = 50$ MPa) e a do graute foi de 92,79 MPa (especificado $f_{ck} = 70$ MPa).

De acordo com a NBR 8522, o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) do concreto pode ser calculado através de ensaios à compressão em corpos de prova cilíndricos, medindo-se as deformações com extensômetros (Figura 3.33).

Figura 3.33: Imagem do ensaio à compressão do corpo de prova cilíndrico para obtenção do módulo de elasticidade inicial do concreto E_{ci} .



Fonte: Próprio autor.

O cálculo do módulo de elasticidade se faz de acordo com a equação (3-1), utilizando a Metodologia A da NBR 8522 item 6.2.3.1.

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (3-1)$$

onde:

E_{ci} : módulo estático de elasticidade inicial à compressão do concreto (MPa)

$\Delta\sigma$: variação de tensão no intervalo considerado para o cálculo de E_{ci}

$\Delta\varepsilon$: variação de deformação no intervalo considerado para o cálculo de E_{ci}

σ_b : tensão igual a $0,3f_c$: para $f_c = 50$ MPa tem-se $\sigma_b = 15$ MPa

ε_b : deformação específica referente à tensão σ_b

ε_a : deformação específica referente à tensão básica $\sigma_a = 0,5$ MPa

O valor médio do módulo de elasticidade inicial do concreto ($E_{ci,med.}$) foi calculado considerando a média de três valores de módulo inicial E_{ci} obtidos de ensaios de corpos de prova para valores de tensão igual $\sigma_n = 13$ MPa, sendo $E_{ci,med.} = 44.959$ MPa (Tabela 3-4).

Tabela 3-4: Módulo de Elasticidade Inicial do concreto (E_{ci}) de acordo com a NBR 8522.

Corpo de prova	F (N)	Área (mm ²)	σ_b (N/mm ²)	ε_b	ε_a	E_{ci} (N/mm ²)	$E_{ci,med.}$ (N/mm ²)
CP1	102.460	7.854	13,046	0,000324	0,000007	39.602	
CP2	102.290	7.854	13,024	0,000306	0,000019	43.609	44.959
CP3	102.110	7.854	13,001	0,000240	0,000002	51.666	

Fonte: Próprio autor.

Conhecendo o comportamento do concreto submetido a ações de tração, sabe-se que o módulo de elasticidade inicial não representa o comportamento estudado em modelos fletidos, devido principalmente a fissuração do concreto. Assim, de acordo com a NBR 6118 item 8.2.8, pode-se calcular o módulo de elasticidade inicial e secante do concreto a compressão pelas equações (3-2) e (3-3), respectivamente.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3-2)$$

onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial a compressão do concreto (MPa)

α_E : coeficiente que considera o tipo de agregado utilizado no traço do concreto

f_{ck} : resistência a compressão característica do concreto aos 28 dias

sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

e

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3-3)$$

onde:

E_{cs} : módulo de elasticidade secante a compressão do concreto (MPa)

α_i : coeficiente que considera o valor de f_{ck}

sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3-4)$$

Considerando o valor de $\alpha_E = 1,0$, obteve-se os valores do módulo de elasticidade inicial e secante segundo a NBR 6118 (Tabela 3-5). O valor médio do módulo de elasticidade secante do concreto foi de $E_{cs,med.} = 36.550$ MPa.

Tabela 3-5: Módulo de Elasticidade Secante do concreto (E_{cs}) de acordo com a NBR 6118.

Corpo de prova	α_E	E_{ci} (N/mm ²)	$E_{ci,med.}$ (N/mm ²)	α_i	E_{cs} (N/mm ²)	$E_{cs,med.}$ (N/mm ²)
CP1	1,0	40.180		0,929	37.315	
CP2	1,0	40.125		0,928	37.250	
CP3	1,0	41.117		0,935	38.435	
CP4	1,0	40.676	39.500	0,932	37.906	36.550
CP5	1,0	39.264		0,923	36.237	
CP6	1,0	34.706		0,896	31.098	
CP7	1,0	40.429		0,930	37.611	

Fonte: Próprio autor.

É possível também calcular E_{cs} pela formulação da NBR 6118 utilizando o valor de E_{ci} obtido experimentalmente por corpos de prova (mostrado na Tabela 3-4). O valor de módulo de elasticidade secante médio, neste caso, foi $E_{cs,med.} = 41.853$ MPa (Tabela 3-6).

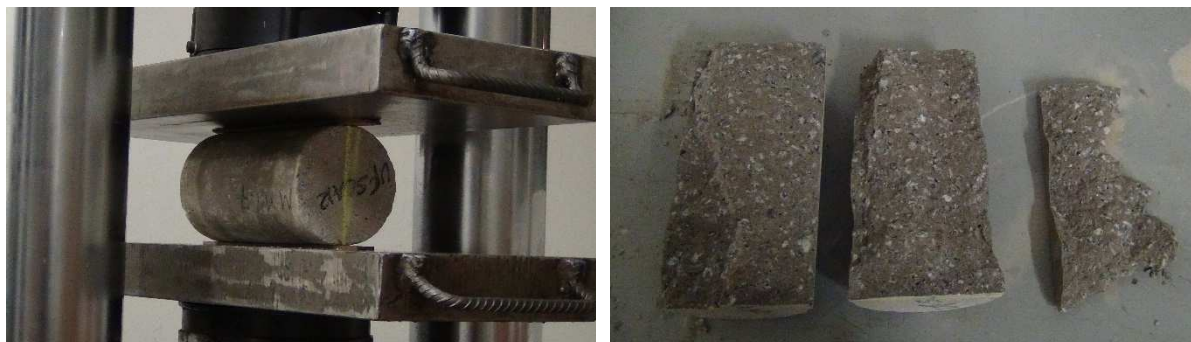
Tabela 3-6: Módulo de Elasticidade Secante do concreto (E_{cs}) de acordo com a NBR 6118 e utilizando valores experimentais de E_{ci} (NBR 8522).

Corpo de prova	f_c (N/mm ²)	α_i	E_{ci} (N/mm ²)	E_{cs} (N/mm ²)	$E_{cs,med.}$ (N/mm ²)
CP1	51,48	0,929	39.602	36.779	
CP2	51,34	0,928	43.609	40.484	41.853
CP3	53,91	0,935	51.666	48.296	

Fonte: Próprio autor.

Também foram realizados ensaios de compressão diametral para obtenção da resistência à tração por compressão diametral do concreto ($f_{ct,sp}$), Figura 3.34. De acordo com a NBR 7222 item 6, o cálculo para encontrar esta resistência é realizado como na equação (3-5).

Figura 3.34: Imagens do ensaio à compressão diametral do corpo de prova cilíndrico para obtenção da resistência à tração do concreto.



Fonte: Próprio autor.

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi dl} \quad (3-5)$$

onde:

$f_{ct,sp}$: resistência à tração por compressão diametral do concreto (MPa)

F : força máxima obtida no ensaio (N)

d : diâmetro do corpo de prova (mm)

l : comprimento do corpo de prova (mm)

sendo:

$$f_{ct} = 0,90 \cdot f_{ct,sp} \quad (3-6)$$

onde:

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto (MPa)

Os valores de tração por compressão diametral obtidos foram expressos na Tabela 3-7. O valor da resistência à tração do concreto médio foi de $f_{ct,med.} = 3,724$ MPa.

Tabela 3-7: Resistência à tração do concreto f_{ct} através do ensaio de compressão diametral da NBR 7222 – resistência à tração por compressão diametral $f_{ct,sp}$.

Corpo de prova	d (mm)	l (mm)	F (N)	$f_{ct,sp}$ (N/mm ²)	f_{ct} (N/mm ²)	$f_{ct,med.}$ (N/mm ²)
CP1	100	200	106.300	3,384	3,045	
CP2	100	200	141.800	4,514	4,062	3,724
CP3	100	200	141.900	4,517	4,065	

Fonte: Próprio autor.

Em todos os modelos ensaiados foram utilizados aço CA-50 para as armaduras principais e estribos. Utilizou-se como limite de escoamento o valor de $f_y = 600$ MPa e para o módulo de elasticidade o valor de $E_s = 205$ GPa.

O próximo passo foi calcular a rigidez equivalente da seção transversal, considerando também a fissuração do concreto (Estádio II) de acordo com a NBR 6118 item 17.3.2.1.1, equação (3-7).

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (3-7)$$

onde:

$(EI)_{eq,t0}$: rigidez equivalente da seção transversal

M_r : momento de fissuração da peça de concreto

M_a : momento atuante na peça de concreto

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto

I_{II} : momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II, considerando a seção homogeneizada

sendo (item 17.3.1 da NBR 6118):

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (3-8)$$

onde:

M_r : momento de fissuração da peça de concreto

α : fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto

y_t : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada

sendo:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares

Dividindo-se a equação da rigidez equivalente (3-7) pelo módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs} obtém-se o valor do momento de inércia médio I_m ao longo do comprimento do elemento (CARVALHO, 2007), também conhecido como momento de inércia de Branson (3-9):

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \quad (3-9)$$

Considerando as características geométricas da seção transversal no Estádio I (seção não fissurada) como homogeneizadas, ou seja, incluindo a presença do material aço nestas características: a área da seção transversal A_h , a distância do centro de gravidade da seção transversal até a fibra mais tracionada y_h e o momento de inércia da seção bruta I_h foram calculados como sendo:

$$A_h = b_w h + A_s(\alpha_e - 1) = 400 \cdot 500 + 981,7(4,898 - 1) = 203.827 \text{ mm}^2$$

onde:

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot 25^2 / 4 = 981,7 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cs} = 205.000 / 41.853 = 4,898$$

$$y_h = \frac{b_w \frac{h^2}{2} + A_s (\alpha_e - 1) d}{A_h} = \frac{400 \frac{500^2}{2} + 981,7 (4,898 - 1) 437,5}{203.827} = 253,5 \text{ mm}$$

onde:

$$d = 500 - 62,5 = 437,5 \text{ mm}$$

$$I_h = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left(y_h - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s (\alpha_e - 1) (y_h - d)^2$$

$$I_h = \frac{400 \cdot 500^3}{12} + 400 \cdot 500 \left(253,5 - \frac{500}{2} \right)^2 + 981,7 (4,898 - 1) (253,5 - 437,5)^2$$

$$I_h = 4.298.682.067 \text{ mm}^4 = 4,30 \text{ E} + 09 \text{ mm}^4$$

Para o cálculo do momento de fissuração foi utilizado a resistência à tração média $f_{ct,med}$, obtida através dos ensaios de compressão diametral, e também a resistência à tração característica inferior $f_{ct,inf}$ de acordo com a NBR 6118. Assim, os valores para o momento de fissuração foram de:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct,med} I_h}{y_h} = \frac{1,5 \cdot 3,724 \cdot 4,30 \cdot 10^9}{253,5} = 94,7 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 94,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct,inf} I_h}{y_h} = \frac{1,5 \cdot 2,918 \cdot 4,30 \cdot 10^9}{253,5} = 74,2 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 74,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

onde:

$$f_{ct,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \sqrt{f_c^2} = 0,7 \cdot 0,3 \sqrt{51,8^2} = 0,7 \cdot 4,169 = 2,918 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Segundo Carvalho (2007), o momento de inércia no Estádio II puro (I_{II}) para uma seção transversal retangular, vale:

$$I_{II} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 \quad (3-10)$$

onde:

b_w : largura da seção transversal

x_{II} : altura da linha neutra no Estádio II

α_e : relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto E_s/E_{cs}

A_s : área de aço no elemento estrutural

d : altura útil da seção transversal

sendo:

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 a_1 a_3}}{2 a_1} \quad (3-11)$$

onde:

$$a_1 : = b_w / 2$$

$$a_2 : = \alpha_e \cdot A_s$$

$$a_3 : = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s$$

Sendo assim, calculou-se o momento de inércia no Estádio II como se segue:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s = 4,898 \cdot 981,7 = 4.808,6 \text{ mm}^2$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s = -437,5 \cdot 4,898 \cdot 981,7 = -2.103.808,7 \text{ mm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-4.808,6 + \sqrt{4.808,6^2 - 4 \times 200 \times (-2.103.808,7)}}{2 \times 200} = 91,24 \text{ mm} = 9,12 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{400 \cdot 91,24^3}{3} + 4,898 \cdot 981,7 (91,24 - 437,5)^2$$

$$I_{II} = 677.817.711,4 \text{ mm}^4 = 67.781,8 \text{ cm}^4$$

Mesmo com o valor do momento de inércia no Estádio II calculado, ainda não é possível calcular o momento de inércia de Branson e nem a rigidez equivalente, pois, ainda não se conhece o valor do momento atuante M_a .

Todos os valores encontrados das características do concreto foram resumidos na Tabela 3-8.

Tabela 3-8: Resumo das características encontradas para o concreto utilizado nos modelos de ensaio.

Compressão (NBR 5739)	Módulo (NBR 8522)	Módulo (NBR 6118)	Módulo (NBR 6118/ NBR 8522)	Tração (NBR 7222)	Momento de Fissuração	Momento de Inércia (Estádio II)
$f_{c,med.}$ (N/mm ²)	$E_{ci,med.}$ (N/mm ²)	$E_{cs,med.}$ (N/mm ²)	$E_{cs,med.}$ (N/mm ²)	$f_{ct,med.}$ (N/mm ²)	M_r (N.mm)	I_{II} (mm ⁴)
51,80	44.959	36.550	41.853	3,724	93,1.10 ⁶	67.781.77 ⁻⁴

Fonte: Próprio autor.

3.5 Resultados Experimentais

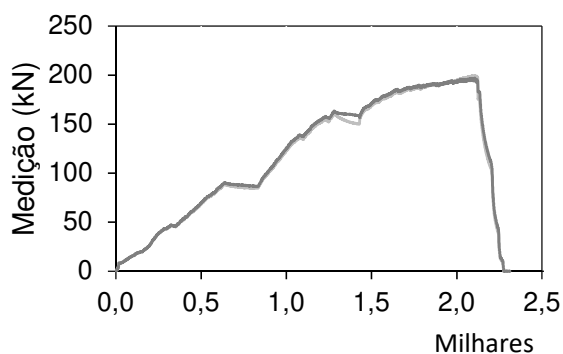
Foram quatro ensaios no total, dois (02) modelos monolíticos, chamados de M1 e M2, que foram considerados como modelos de referência; e dois (02) modelos de ligação, chamados de L1 e L2, para verificação do desempenho da ligação utilizada. Os modelos foram concebidos em pares como prova e contra prova, carregados de forma monotônica incremental.

Os resultados destes ensaios foram obtidos por um sistema de aquisição de dados e gravados em planilha eletrônica. As medições de todos os instrumentos em relação ao tempo foram plotadas em gráfico, mostrando a duração da medição e a duração do ensaio. Os resultados foram separados por modelos (M1, M2, L1 e L2) incluindo suas devidas observações e, posteriormente, comparados entre si. As medições de clinômetros, transdutores e extensômetros foram também plotadas em relação à força aplicada obtidas pelas células de carga. Esta força foi considerada como sendo a média entre as medições das duas células de carga CC1 e CC2.

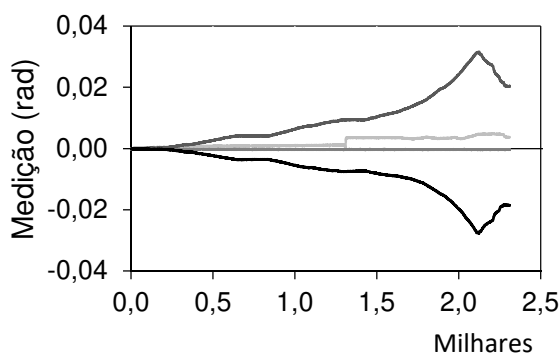
3.5.1 Modelo Monolítico – M1

A seguir, encontram-se os resultados das medições dos instrumentos em relação ao tempo para o modelo M1 (Figura 3.35).

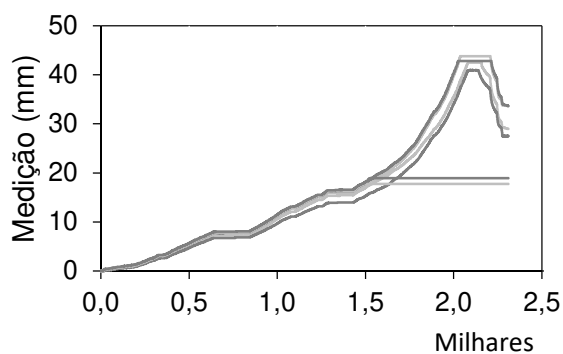
Figura 3.35: Resultados de ensaio do modelo **M1** para todas as medições das instrumentações, em relação ao tempo.



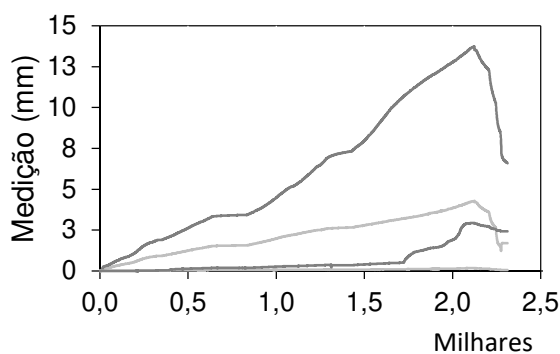
a) Células de Carga (CC1 e CC2)



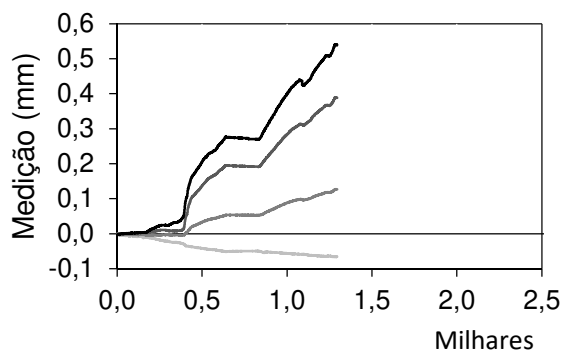
b) Clinômetros (CL1, CL2, CL3 e CL4)



c) Transdutores centrais e da aplicação de carga (TD1, TD2, TD3, TD4, TD5 e TD6)



d) Transdutores do apoio e horizontais (TD7, TD8, TD9 e TD10)

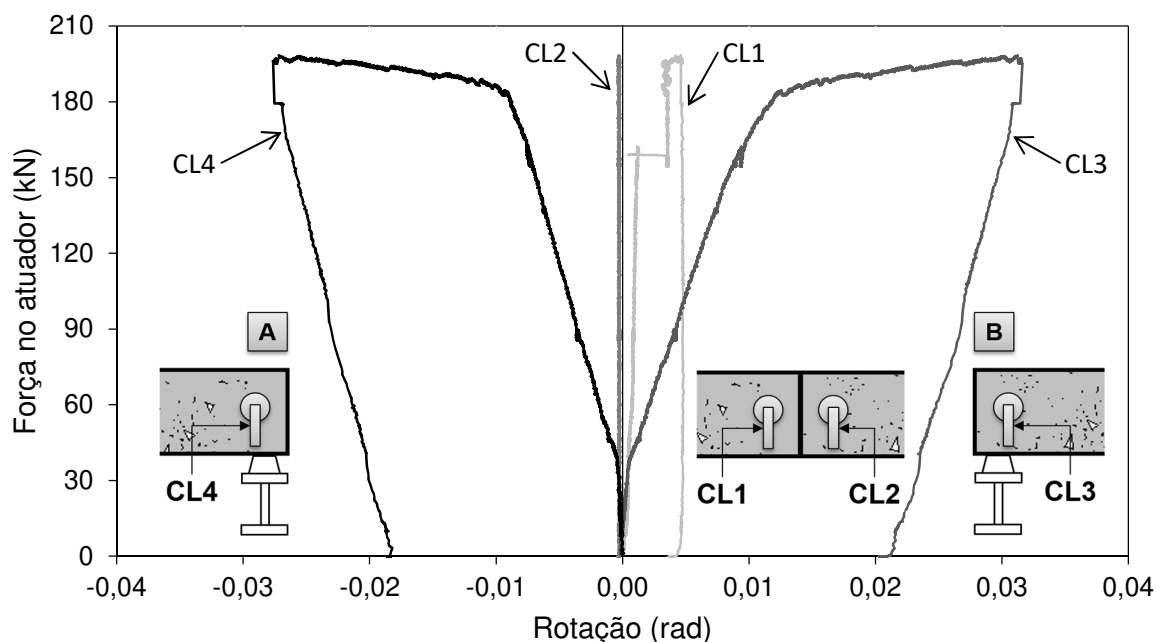


e) Extensômetros de Base Removível (EB1, EB2, EB3 e EB4)

Fonte: Próprio autor.

A duração do ensaio foi de quase 2.500 segundos (aproximadamente 42 minutos). Os extensômetros foram retirados do modelo quando o ensaio atingiu o tempo de quase 1.500 segundos (25 minutos) de duração (Figura 3.35e). O extensômetro é um instrumento sensível e seu cursor de medição é pequeno, necessitando retirá-lo durante a realização do ensaio para evitar danos.

Figura 3.36: Resultado das medições dos clinômetros em relação a força aplicada para o modelo **M1**.

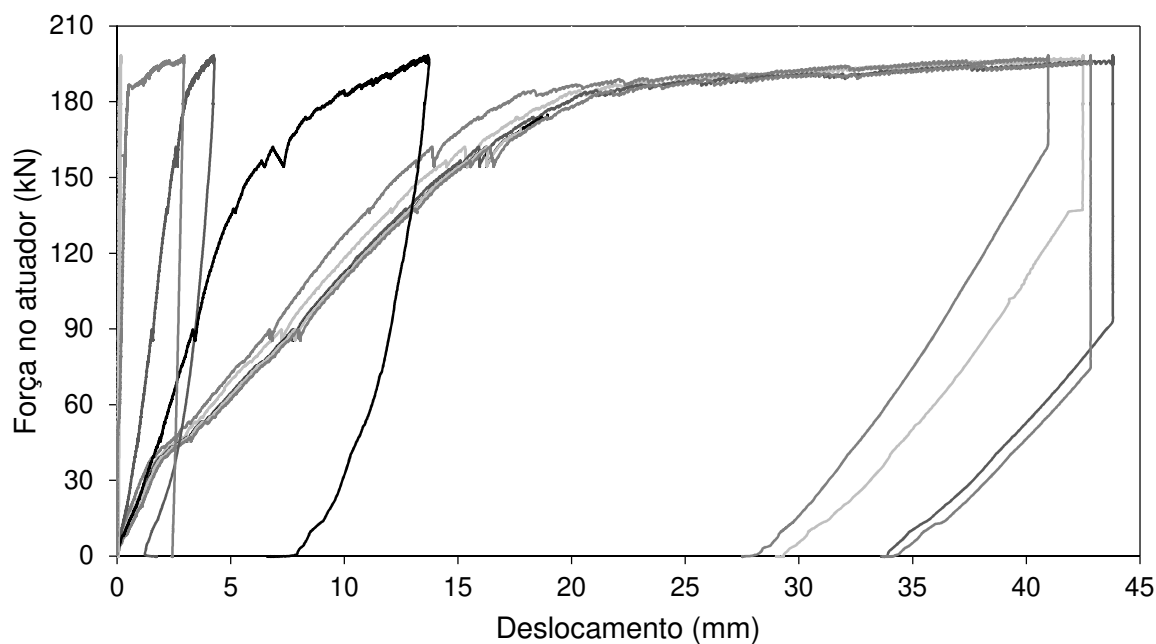


Fonte: Próprio autor.

As rotações no apoio e no meio do vão foram medidas de forma direta pelos clinômetros cujos resultados obtidos foram apresentados na Figura 3.36. Vale ressaltar que o instrumento CL2 não funcionou neste ensaio e nem nos demais, como pode ser visto mais a diante. Neste caso, o clinômetro CL2 foi desconsiderado das análises. O modelo atingiu rotação maior que 0,03 radianos, medida pelo clinômetro CL3 (lado B).

Foi plotado gráfico com os valores de todos os transdutores utilizados para ao ensaio (Figura 3.37).

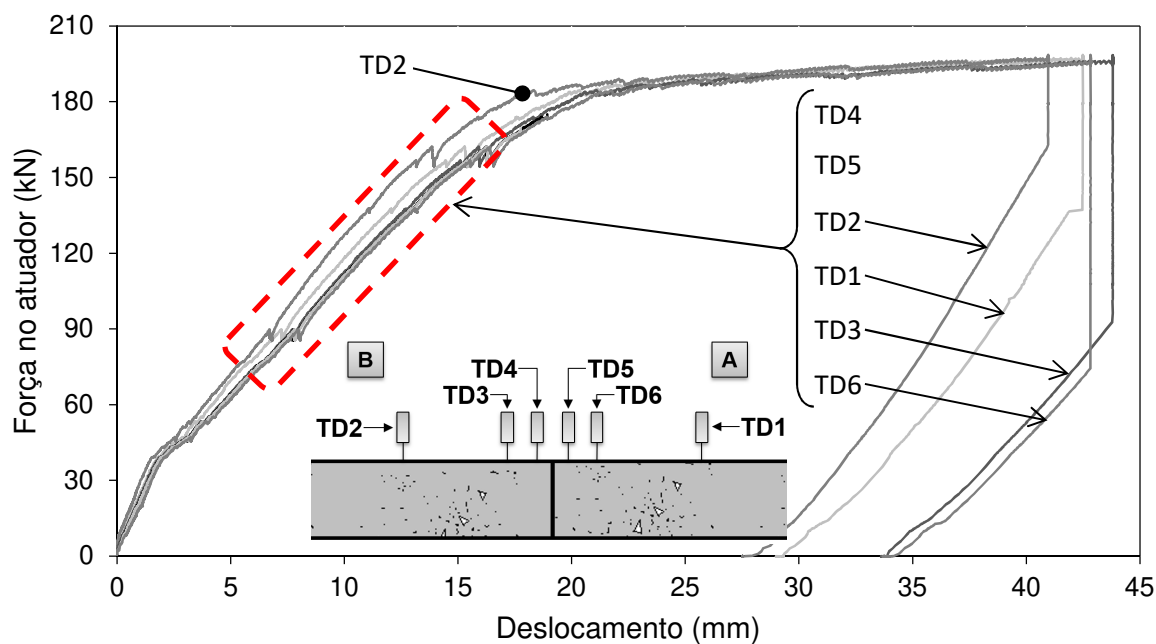
Figura 3.37: Resultado das medições dos transdutores em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



Fonte: Próprio autor.

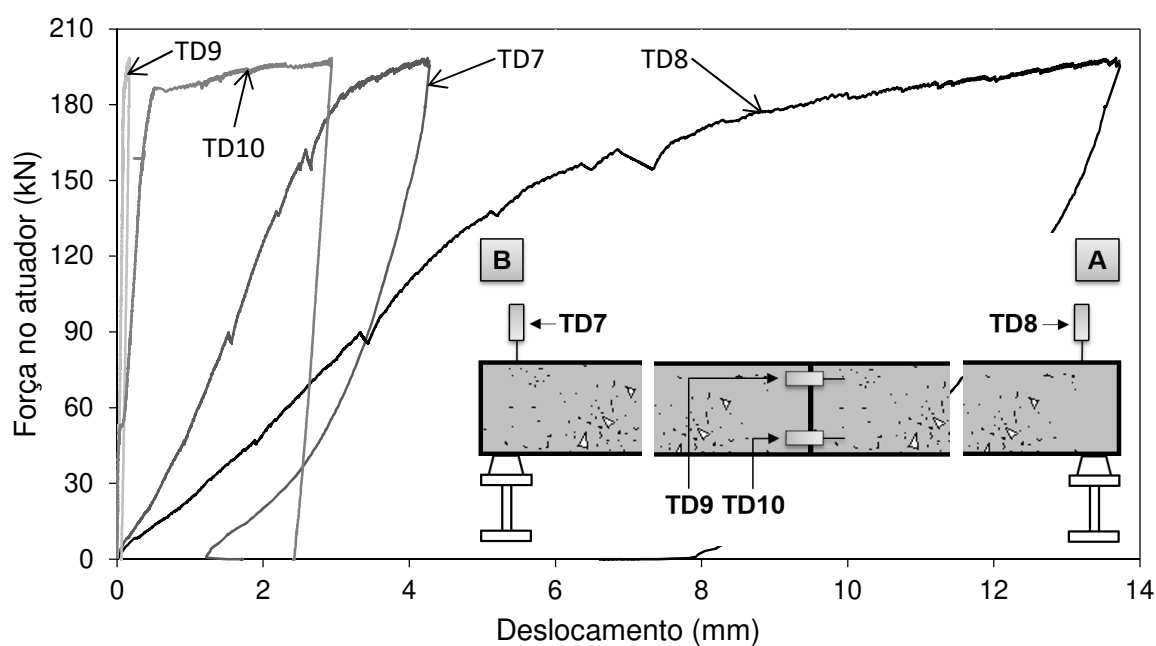
Notou-se que os transdutores centrais tiveram maiores deslocamentos em relação aos transdutores dos apoios e aos transdutores horizontais, como era esperado. Assim, decidiu-se dividir estes resultados em dois gráficos: um contendo valores dos transdutores centrais e outro com valores dos transdutores dos apoios e os horizontais (Figura 3.38 e Figura 3.39, respectivamente). Esta metodologia foi aplicada para os demais modelos.

Figura 3.38: Resultado das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.39: Resultado das medições dos transdutores horizontais e dos apoios em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



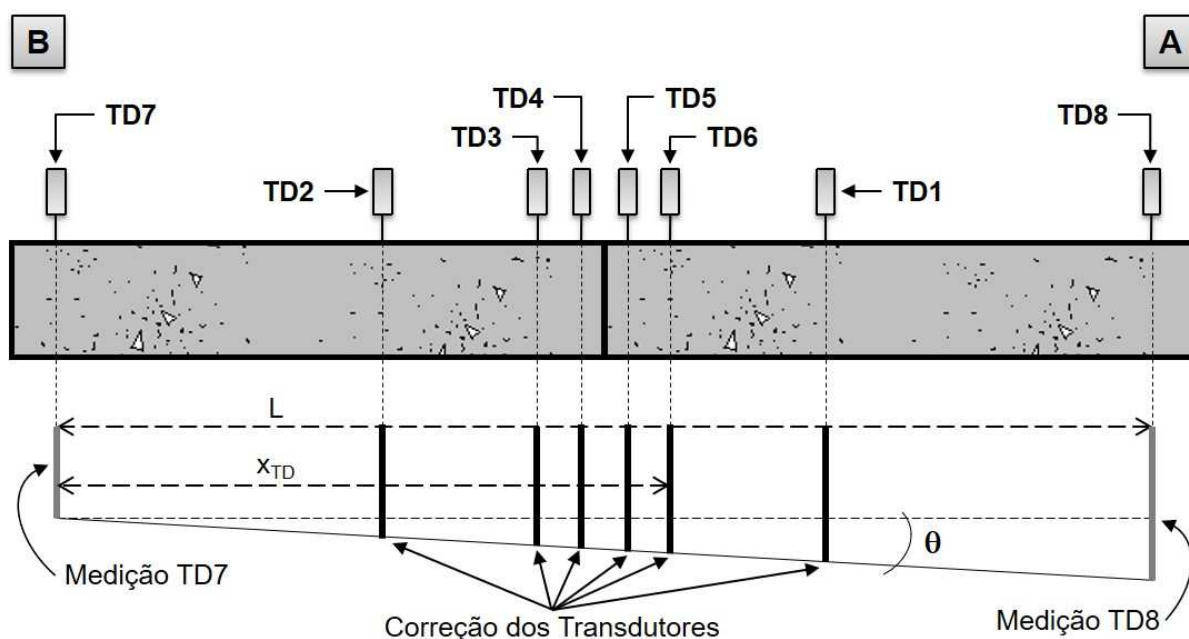
Fonte: Próprio autor.

Os transdutores tiveram medições parecidas no início e no final do ensaio (Figura 3.38) e que houve maiores diferenças no intervalo entre 60 kN e 180 kN. Destacou-se a curva do transdutor TD2 na qual teve os menores deslocamentos. Para os transdutores TD4 e TD5, a haste de medição foi de 25 mm de comprimento deixando de ler o deslocamento ao atingir cerca de 170 kN. Os transdutores de apoio TD7 e TD8 também tinham 25 mm de haste, já os demais possuíram haste com 50 mm de comprimento. O máximo deslocamento vertical registrado pelos instrumentos na região central do modelo foi de quase 45 mm.

O deslocamento dos apoios (Figura 3.39) teve uma diferença considerável entre o lado A e o lado B, registrando cerca de 14 mm no TD8 e quase 4 mm no TD7 respectivamente, chegando a uma relação maior do que três vezes entre as medições. Já os transdutores TD9 e TD10 tiveram uma relação maior que 17: cerca de 0,2 mm e 3 mm, respectivamente. Seus valores foram utilizados na análise dos resultados para cálculo da rotação no meio do vão mostrados mais a diante.

Plotou-se a curva Força x Deslocamento do modelo M1 considerando os valores corrigidos dos transdutores, como na Figura 3.40 e equação (3-12).

Figura 3.40: Metodologia utilizada para correção das medições dos transdutores TD1 ao TD6 devido à movimentação dos apoios.



Fonte: Próprio autor.

$$\text{correção} = \text{TD7} + \left(\frac{\text{TD8} - \text{TD7}}{L} \right) x_{\text{TD}} \quad (3-12)$$

onde:

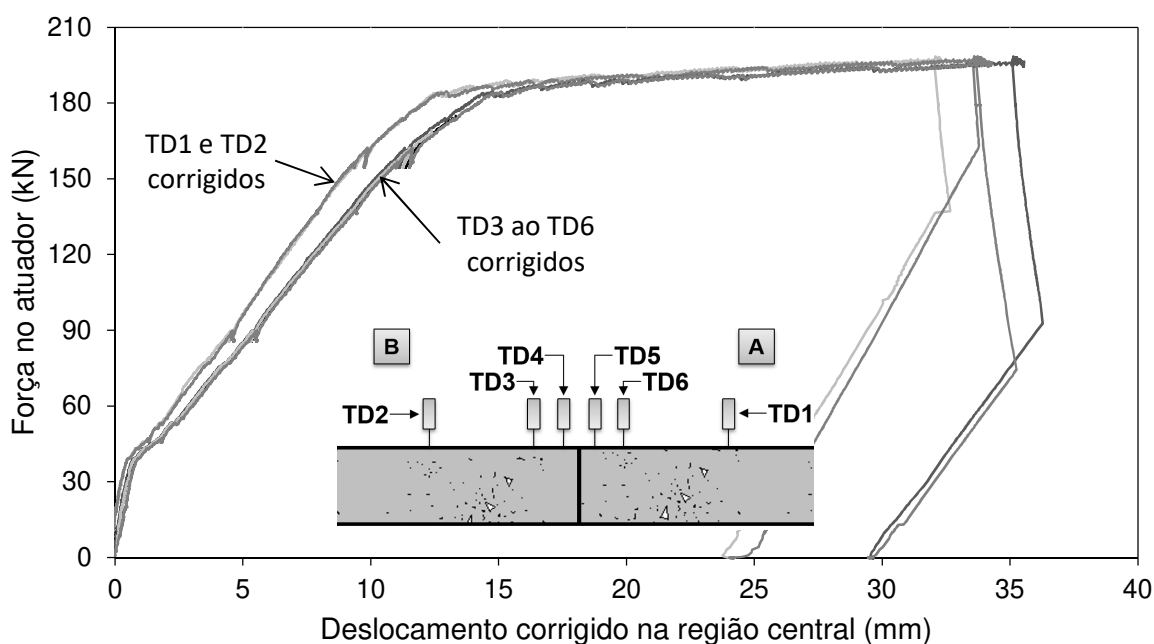
TD8 : medição do transdutor do apoio TD8

TD7 : medição do transdutor do apoio TD7

x_{TD} : distância do transdutor a ser corrigido até o transdutor de apoio TD7

Deste modo foi possível calcular o deslocamento corrigido para os transdutores centrais subtraindo esta correção ao valor de medição do instrumento (Figura 3.41) segundo a semelhança de triângulos, ultrapassando os 35 mm para o maior valor registrado. Estas medidas corrigidas representaram a flecha da linha elástica.

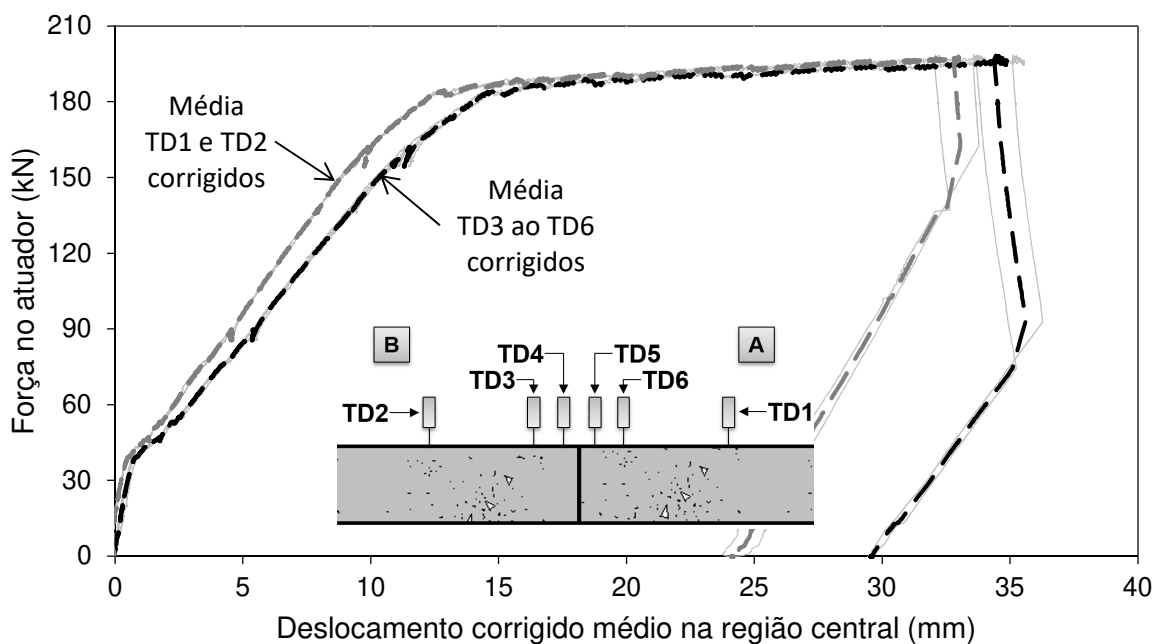
Figura 3.41: Valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



Fonte: Próprio autor.

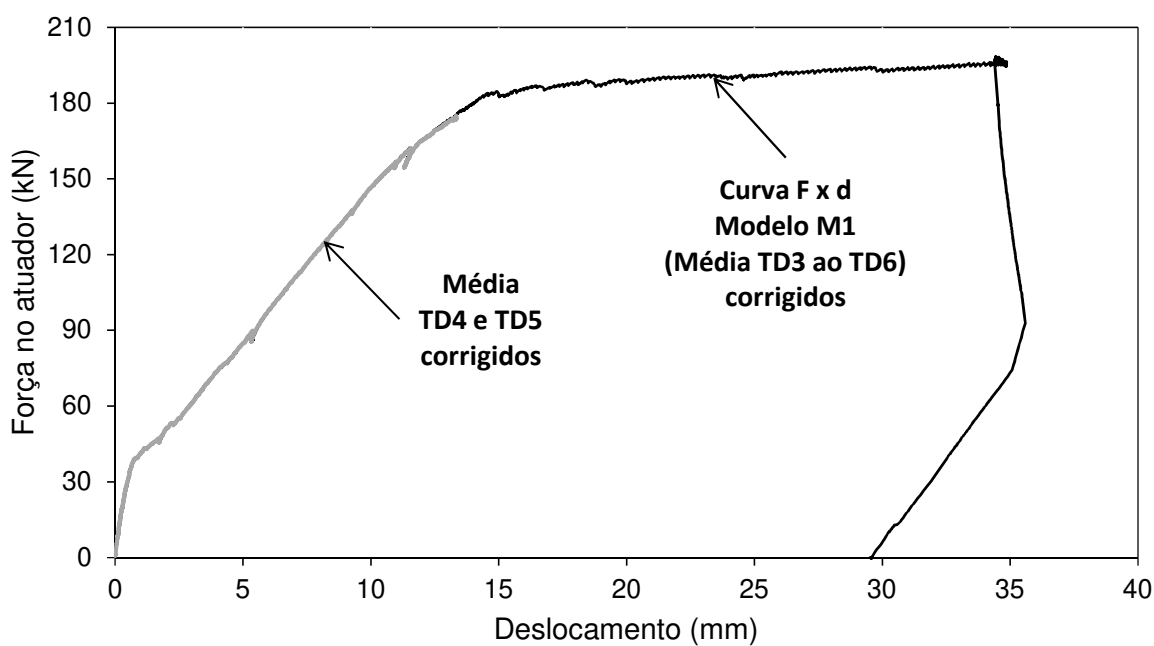
Calculou-se a média entre os transdutores TD1 e TD2 e a média entre os transdutores TD3 ao TD6 (Figura 3.42) e definiu-se a curva Força no atuador pelo Deslocamento ($F \times d$) para o modelo M1 (Figura 3.43).

Figura 3.42: Média dos valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.43: Curva Força x Deslocamento do modelo **M1**.

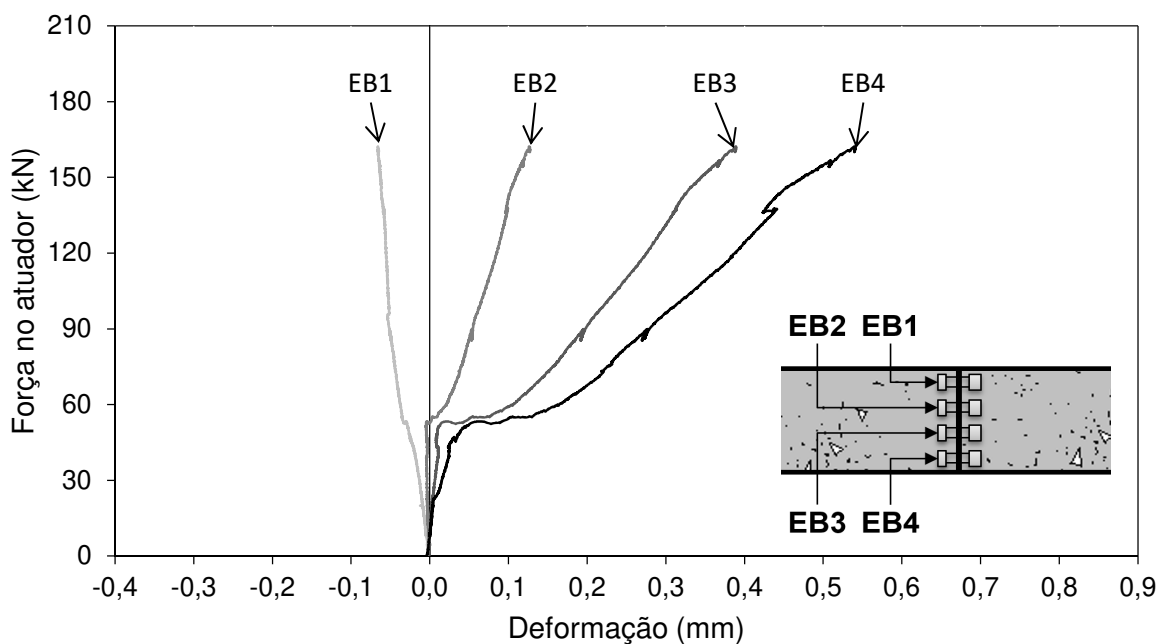


Fonte: Próprio autor.

A curva F x d representativa dos modelos foi considerada aplicando-se a correção, e posteriormente a média, para os transdutores TD4 e TD5. Como estes instrumentos possuíam cursor de 25 mm de comprimento no ensaio do modelo M1, esta curva foi composta também pelos transdutores TD3 e TD6 permitindo alcançar a curva até o final do ensaio. Como visto na Figura 3.43, a média dos transdutores TD3 ao TD6 foi muito parecida com a média de TD4 e TD5 que foi até cerca de 13 mm de flecha.

Os extensômetros de base removível mediram a deformação na região central do modelo, ao longo de sua base de 200 mm de comprimento (Figura 3.44).

Figura 3.44: Resultado das medições dos extensômetros de base removível em relação a força aplicada para o modelo **M1**.



Fonte: Próprio autor.

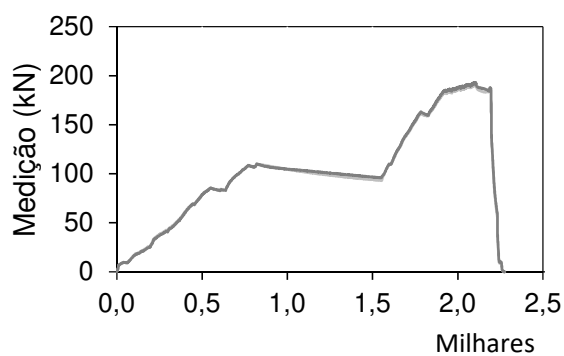
Como esperado, o extensômetro EB1 registrou valores negativos, indicando compressão na fibra, e os extensômetros EB2, EB3 e EB4 registraram valores positivos, indicando tração na fibra. Para estruturas submetidas à flexão sob carregamentos gravitacionais, a tração na seção transversal ocorre na fibra mais inferior e a compressão na fibra mais superior. Nestes extremos, quando se atingiu a força no atuador de 160 kN, registrou-se a maior deformação para a compressão no extensômetro EB1 com 0,07 mm, e a maior deformação para a tração no extensômetro EB4 com 0,54 mm.

Com isto, encerraram-se os resultados do modelo monolítico M1. Nos próximos itens foram apresentados, de forma análoga, os resultados obtidos dos ensaios dos modelos M2, L1 e L2.

3.5.2 Modelo Monolítico – M2

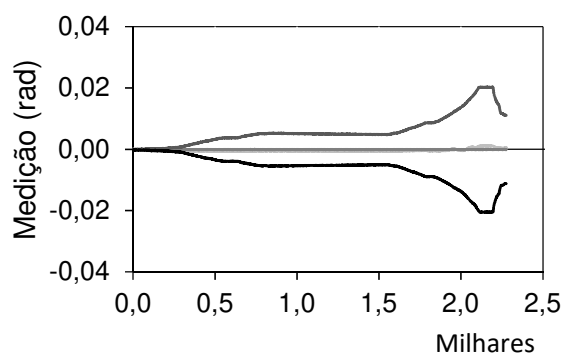
O resultado das medições de todos os instrumentos em relação ao tempo, para o modelo M2, foram apresentados na Figura 3.45.

Figura 3.45: Resultados de ensaio do modelo **M2** para todas as medições das instrumentações, em relação ao tempo.



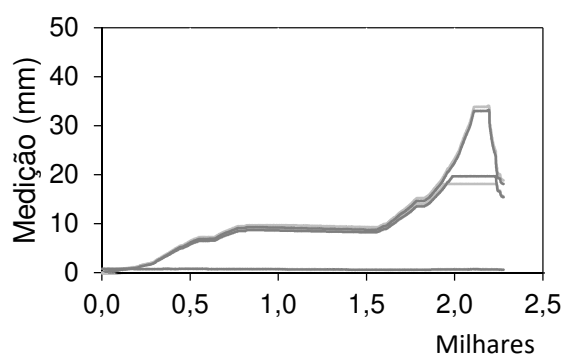
Tempo (s)

a) Células de Carga (CC1 e CC2)



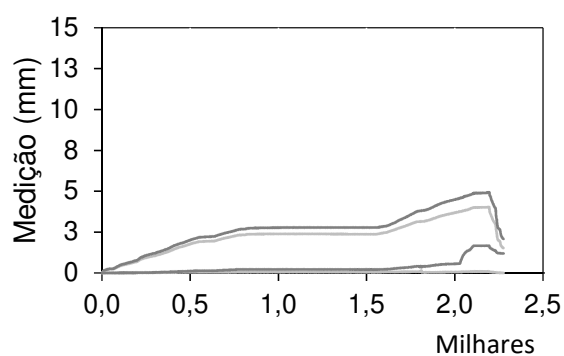
Tempo (s)

b) Clinômetros (CL1, CL2, CL3 e CL4)



Tempo (s)

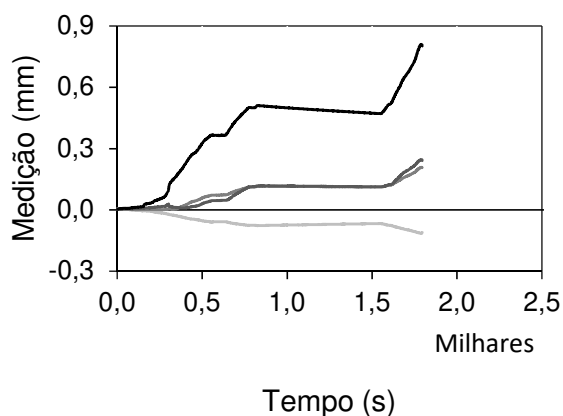
c) Transdutores centrais e da aplicação de carga (TD1, TD2, TD3, TD4, TD5 e TD6)



Tempo (s)

d) Transdutores do apoio e horizontais (TD7, TD8, TD9 e TD10)

...continuação da Figura 3.45.

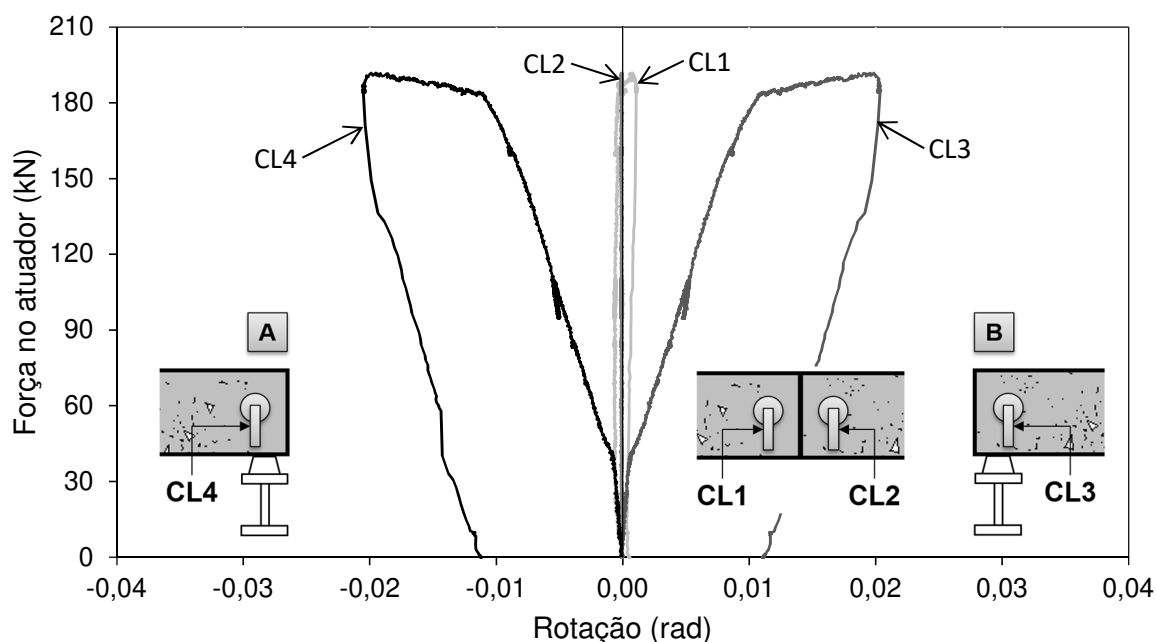


e) Extensômetros de Base Removível (EB1, EB2, EB3 e EB4)

Fonte: Próprio autor.

A duração do ensaio foi de quase 2.500 segundos (aproximadamente 42 minutos). Os extensômetros foram retirados do modelo quando o ensaio atingiu o tempo de quase 1.800 segundos (30 minutos) de duração (Figura 3.45e).

Figura 3.46: Resultado das medições dos clinômetros em relação a força aplicada para o modelo **M2**.

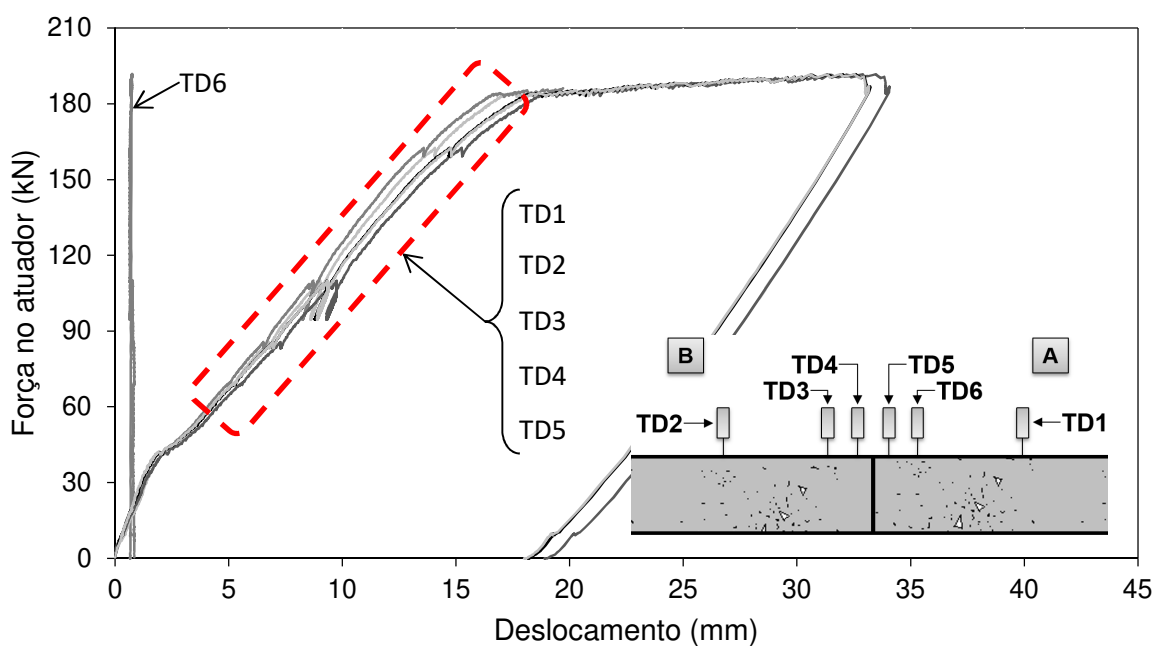


Fonte: Próprio autor.

As medições de rotação pelos clinômetros foram apresentadas na Figura 3.46. Lembrando que o clinômetro CL2 não funcionou. O modelo atingiu rotação máxima de 0,02 radianos, medida pelos clinômetros CL3 e CL4.

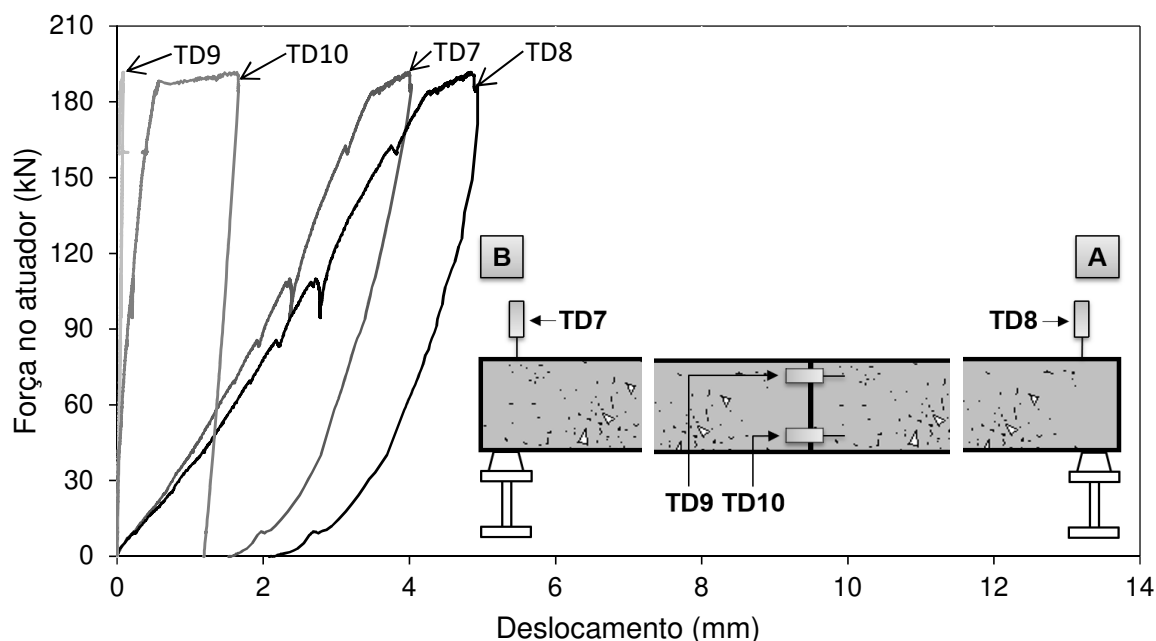
As curvas das medições dos transdutores foram indicadas na Figura 3.47 e na Figura 3.48.

Figura 3.47: Resultado das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M2**.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.48: Resultado das medições dos transdutores horizontais e dos apoios em relação a força aplicada para o modelo **M2**.



Fonte: Próprio autor.

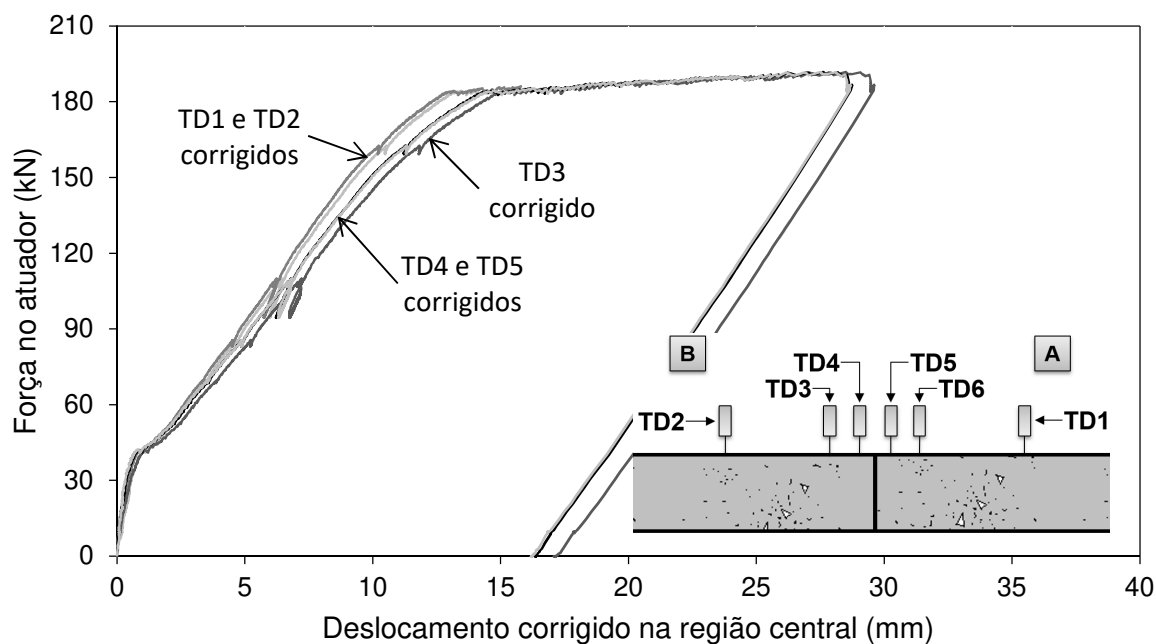
De forma análoga ao modelo M1, as curvas Força por Deslocamento das medições diretas dos transdutores (Figura 3.47) mostraram maiores diferenças no trecho intermediário, entre a força aplicada de 60 kN e 180 kN. Observou-se que o instrumento TD6 não funcionou, pois, sua medição permaneceu praticamente constante durante todo o ensaio, excluindo-se este transdutor das análises (isto também ocorreu nos resultados dos modelos L1 e L2). O maior deslocamento vertical medido na região central foi de quase 35 mm.

Os transdutores com haste de 25 mm de comprimento, anteriormente colocados na posição TD4 e TD5, foram alterados para a posição TD1 e TD2 neste modelo M2 e nos modelos L1 e L2.

Neste modelo as medições dos deslocamentos dos apoios foram mais próximas (Figura 3.48): o instrumento TD7 mediu quase 4 mm enquanto o instrumento TD8 mediu quase 5 mm. Os transdutores horizontais TD9 e TD10 mediram cerca de 0,15 mm e 2 mm, respectivamente.

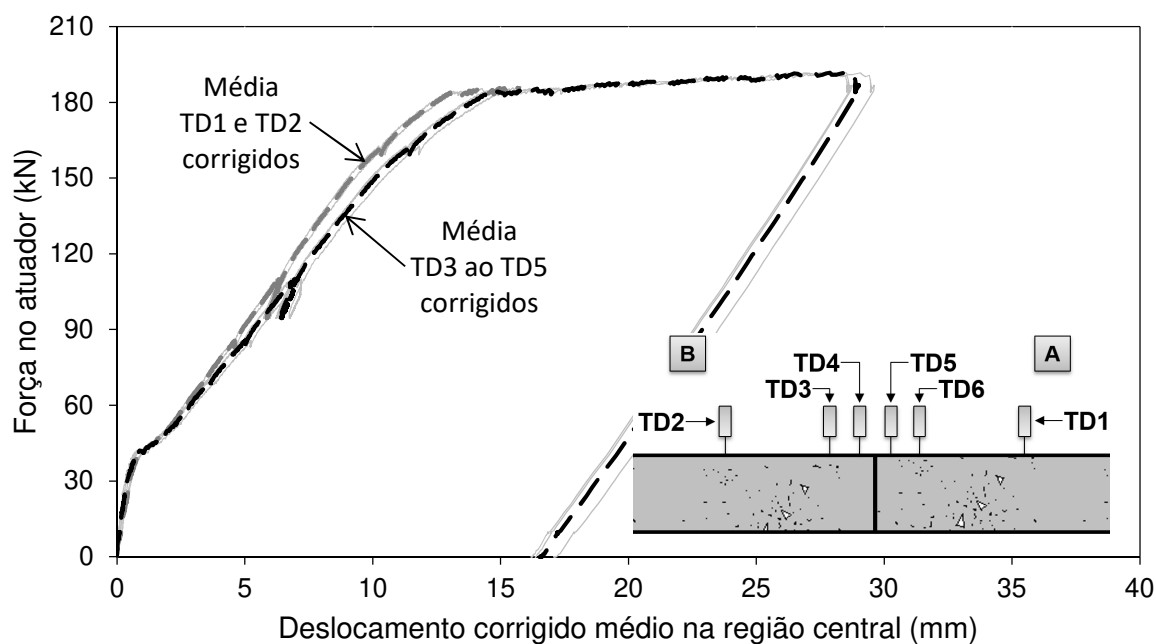
Calculando-se as correções para os transdutores com a equação (3-12), tem-se as curvas Força x Deslocamento corrigidas do modelo M2 (Figura 3.49) e suas curvas médias (Figura 3.50).

Figura 3.49: Valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M2**.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.50: Média dos valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **M2**.

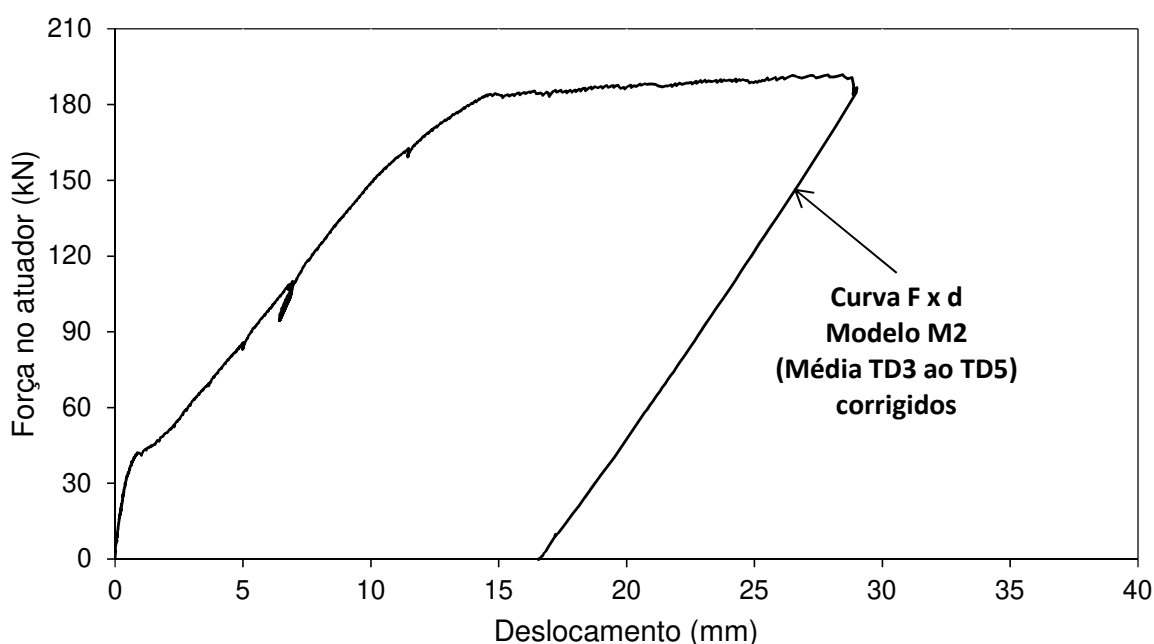


Fonte: Próprio autor.

As curvas das medições diretas dos transdutores centrais comparadas com as curvas das medições corrigidas sofreram pequenas alterações. Isto aconteceu porque os deslocamentos dos apoios foram muito parecidos em ambos os lados A e B do modelo, ocasionando pequenas correções. O maior deslocamento encontrado considerando a correção das medições foi cerca de 30 mm.

Então, tem-se a curva Força x Deslocamento que representa o modelo M2 (Figura 3.51).

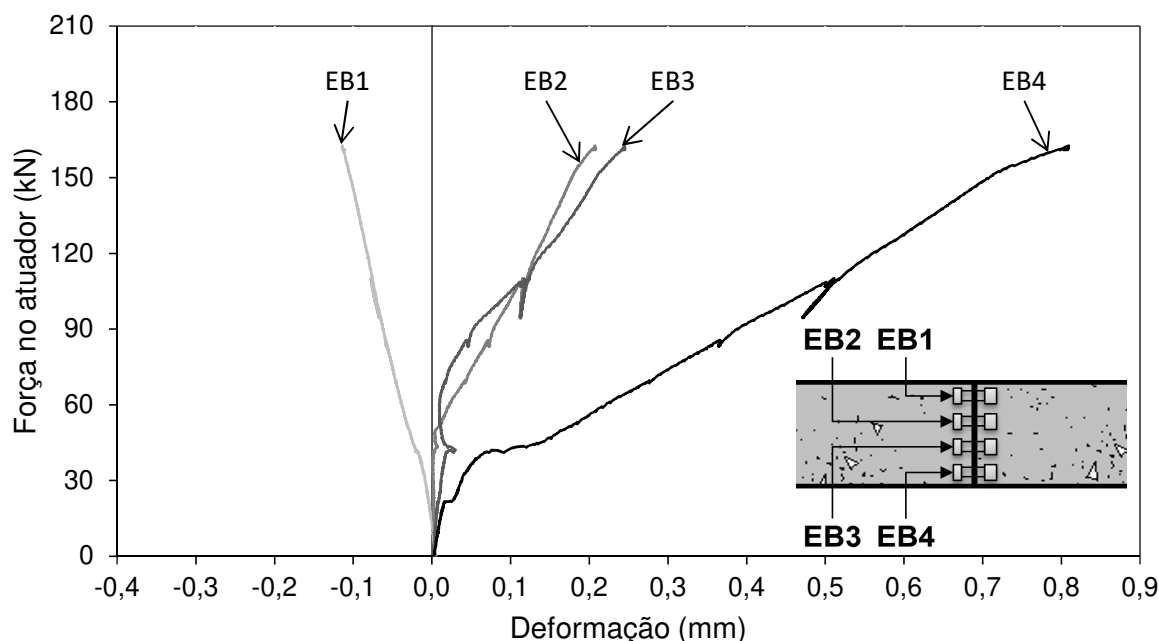
Figura 3.51: Curva Força x Deslocamento do modelo **M2**.



Fonte: Próprio autor.

As medições dos extensômetros de base removível para o modelo M2 encontram-se na Figura 3.52.

Figura 3.52: Resultado das medições dos extensômetros de base removível em relação a força aplicada para o modelo **M2**.



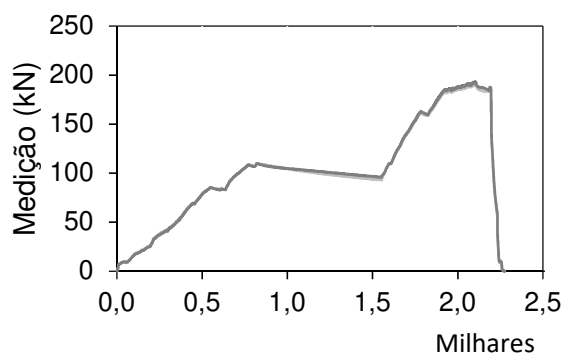
Fonte: Próprio autor.

Os instrumentos EB1 e EB4 mostraram medições como esperado, já os extensômetros EB2 e EB3 mostraram resultados diferentes que não acompanharam o comportamento das medições do modelo M1, por exemplo. Houve uma distorção na medição do extensômetro EB3 na qual provocou um comportamento curvo entre a força aplicada de 45 kN e 115 kN. A maior compressão registrada foi no EB1 valendo cerca de 0,10 mm e a maior tração no EB4 valendo cerca de 0,80 mm.

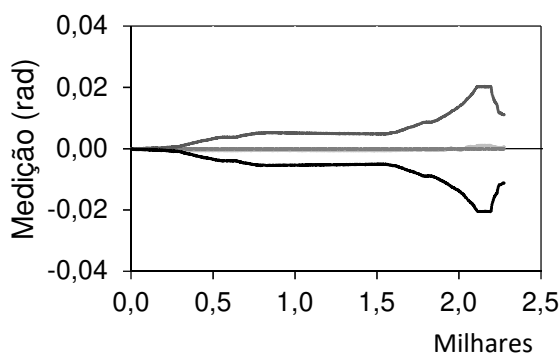
3.5.3 Modelo de Ligação – L1

O resultado das medições de todos os instrumentos em relação ao tempo, para o modelo L1, foram apresentados na Figura 3.53.

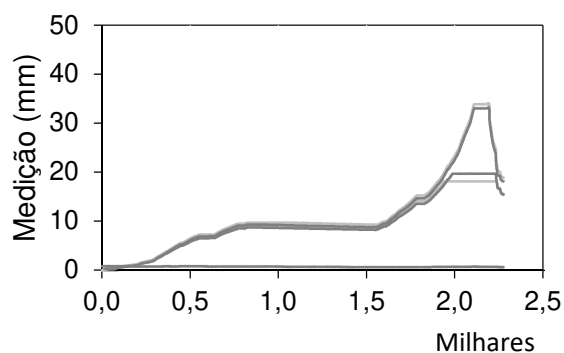
Figura 3.53: Resultados de ensaio do modelo L1 para todas as medições das instrumentações, em relação ao tempo.



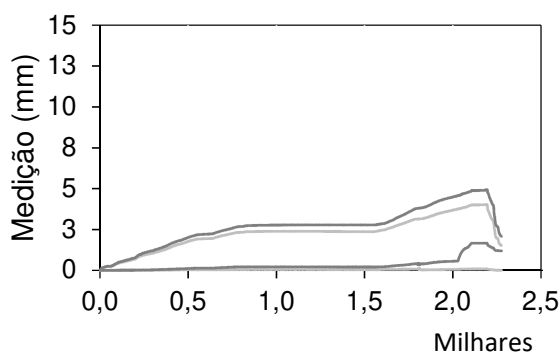
Tempo (s)
a) Células de Carga (CC1 e CC2)



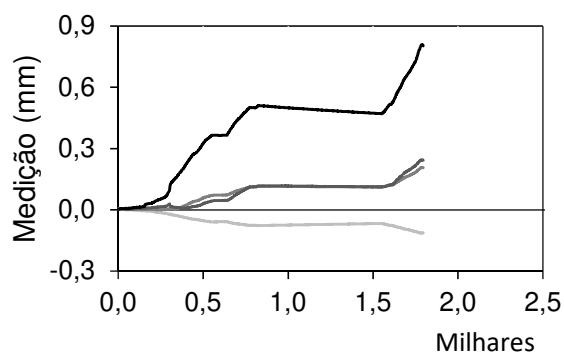
Tempo (s)
b) Clinômetros (CL1, CL2, CL3 e CL4)



Tempo (s)
c) Transdutores centrais e da aplicação de carga (TD1, TD2, TD3, TD4, TD5 e TD6)



Tempo (s)
d) Transdutores do apoio e horizontais (TD7, TD8, TD9 e TD10)



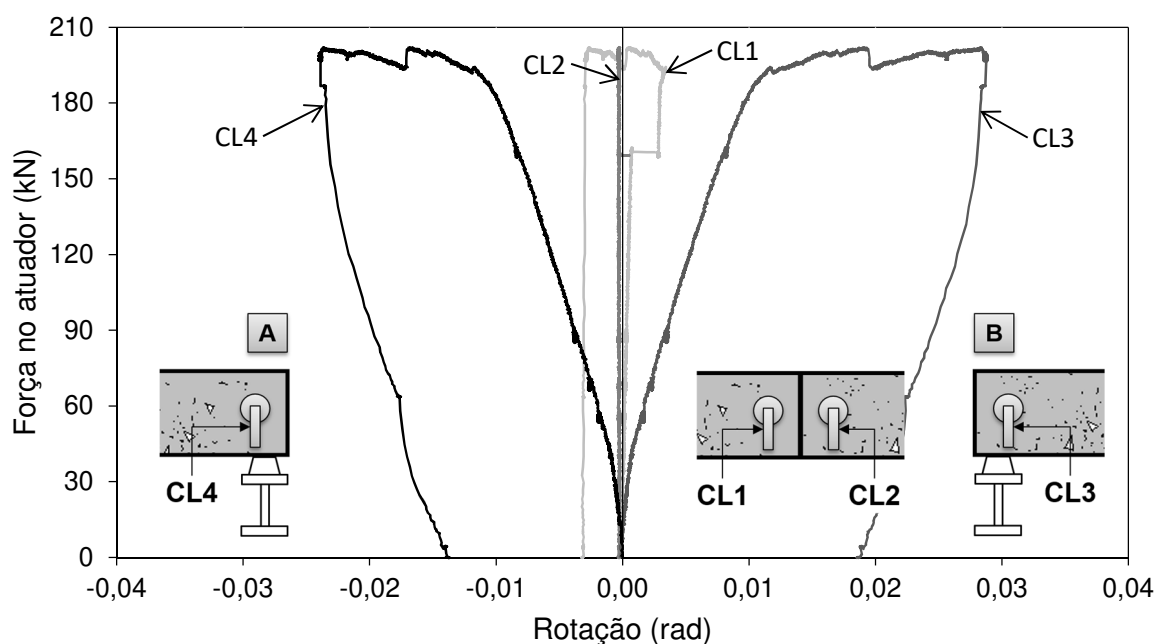
Tempo (s)
e) Extensômetros de Base Removível (EB1, EB2, EB3 e EB4)

Fonte: Próprio autor.

A duração do ensaio foi de quase 2.500 segundos (aproximadamente 42 minutos). Os extensômetros foram retirados do modelo quando o ensaio atingiu o tempo de quase 1.800 segundos (30 minutos) de duração (Figura 3.53e).

As medições de rotação pelos clinômetros foram apresentadas na Figura 3.54. O modelo atingiu rotação máxima de pouco mais de 0,03 radianos, medida pelo clinômetro CL3, e cerca de 0,02 radianos medida pelo clinômetro CL4.

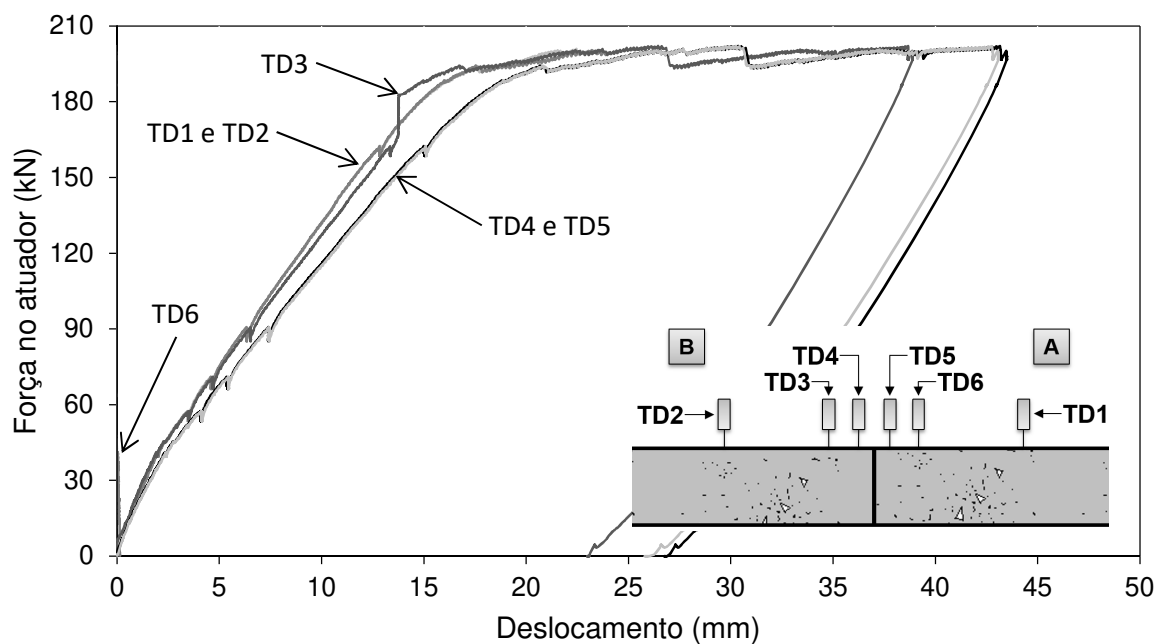
Figura 3.54: Resultado das medições dos clinômetros em relação a força aplicada para o modelo L1.



Fonte: Próprio autor.

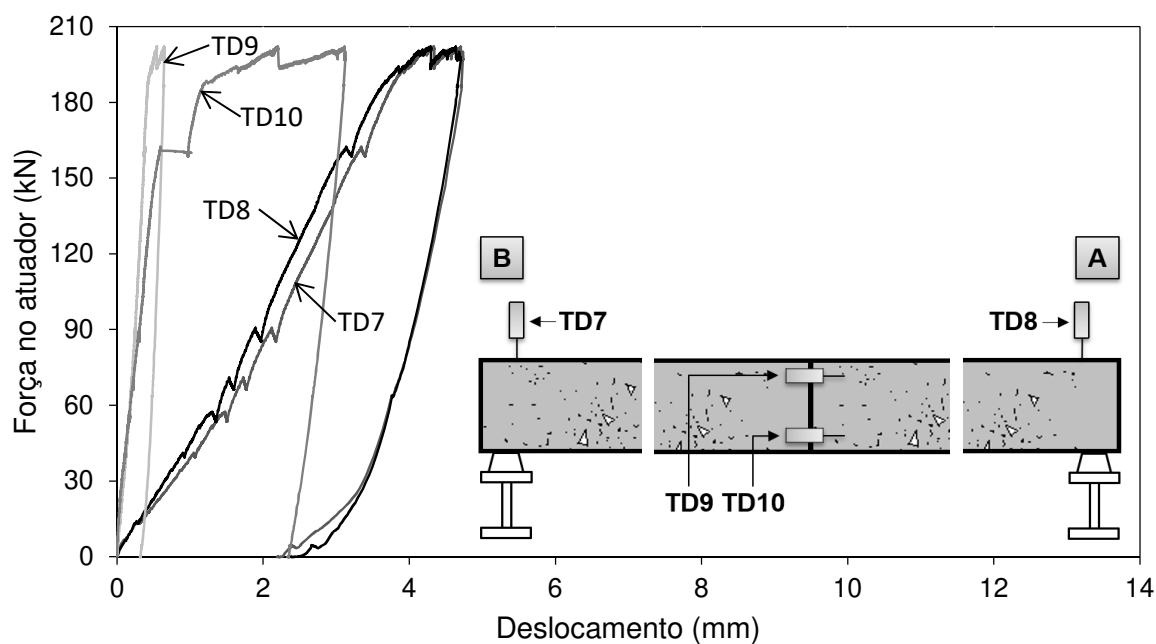
As curvas das medições dos transdutores foram indicadas na Figura 3.55 e na Figura 3.56.

Figura 3.55: Resultado das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo L1.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.56: Resultado das medições dos transdutores horizontais e dos apoios em relação a força aplicada para o modelo L1.



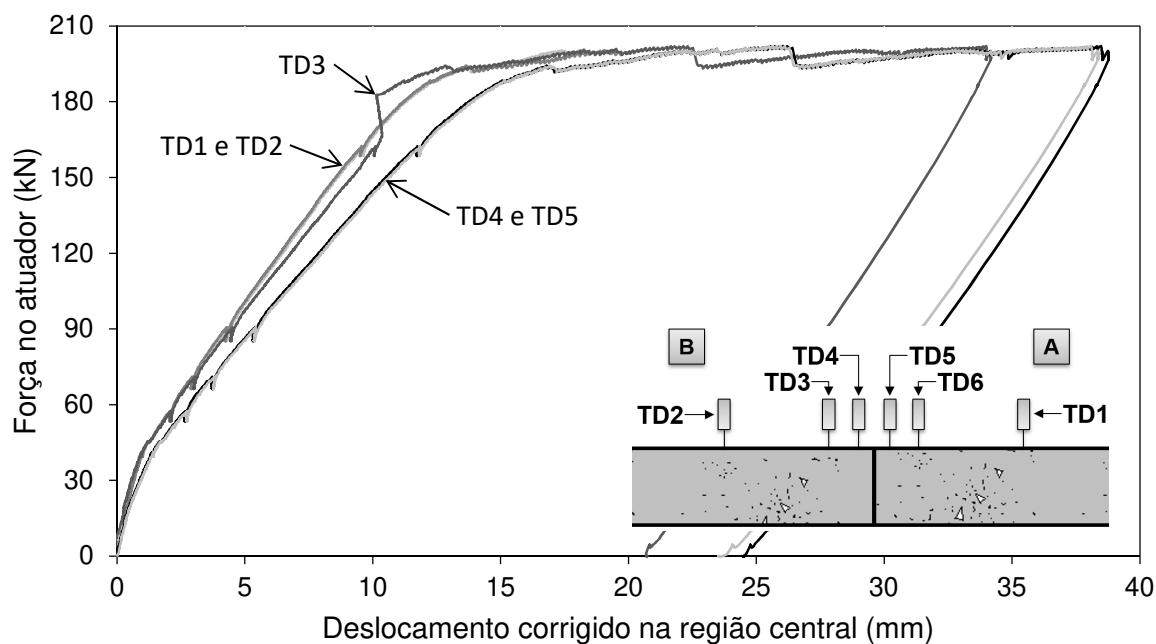
Fonte: Próprio autor.

Para o modelo com a ligação na região central do elemento de concreto, as curvas com as medições diretas dos transdutores centrais tiveram um comportamento diferente em relação aos modelos monolíticos (Figura 3.55). Os transdutores nas posições TD4 e TD5 tiveram curvas semelhantes entre si, sendo mais deslocáveis, e os transdutores TD2 e TD1 com curvas acima indicando menores deslocamentos. As medições do transdutor TD3 acompanharam TD1 e TD2, porém, ao atingir força aplicada em torno de 90 kN sua curva tornou-se mais deslocável. Ainda em TD3, próximo de 160 kN de força aplicada, as medições do instrumento mudaram de comportamento de forma abrupta, tornando-se a curva menos deslocável entre os transdutores centrais. Este comportamento também aconteceu com o clinômetro CL3 (Figura 3.54), aumento da rotação medida por ele nos mesmos 160 kN de carga aplicada, aproximadamente. O maior deslocamento vertical medido na região central foi de quase 45 mm.

Seguindo o comportamento do modelo M2, os deslocamentos dos transdutores dos apoios TD7 e TD8 também tiveram medições próximas entre si, com valor máximo cerca de 4,5 mm para ambos. O transdutor TD10 mostrou o mesmo comportamento abrupto, visto anteriormente, ao atingir cerca de 160 kN de força aplicada aumentando o deslocamento medido chegando aos 3 mm. O transdutor TD9 mediu valor máximo em torno de 0,5 mm.

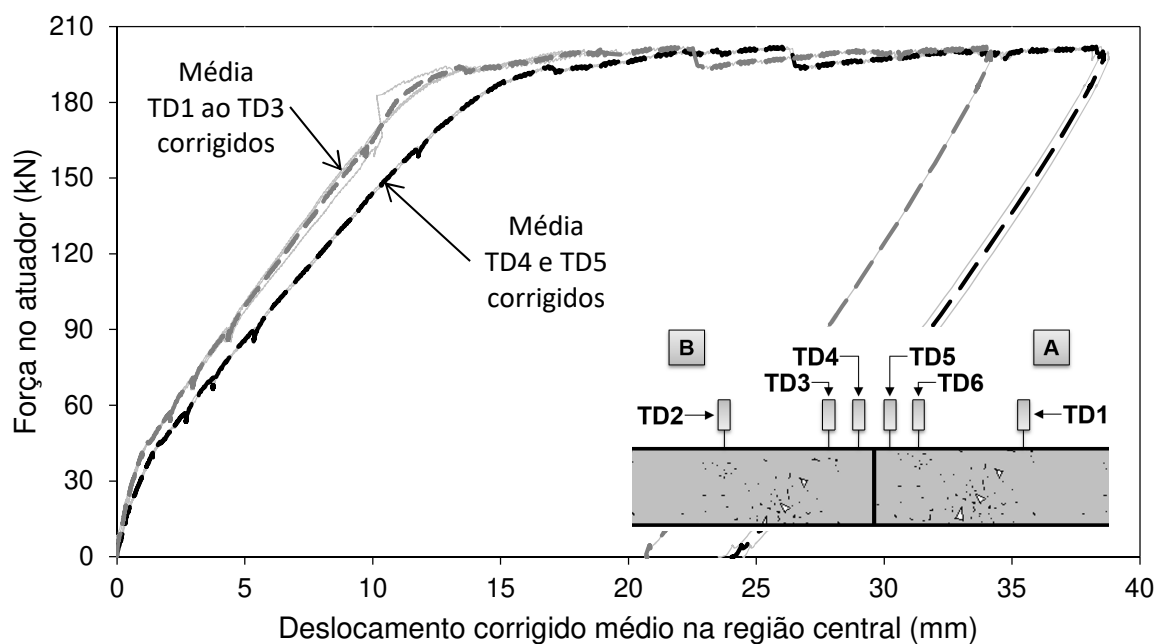
Calculando-se as correções para os transdutores com a equação (3-12), tem-se as curvas Força x Deslocamento corrigidas do modelo L1 (Figura 3.57) e suas curvas médias (Figura 3.58).

Figura 3.57: Valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo L1.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.58: Média dos valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo L1.

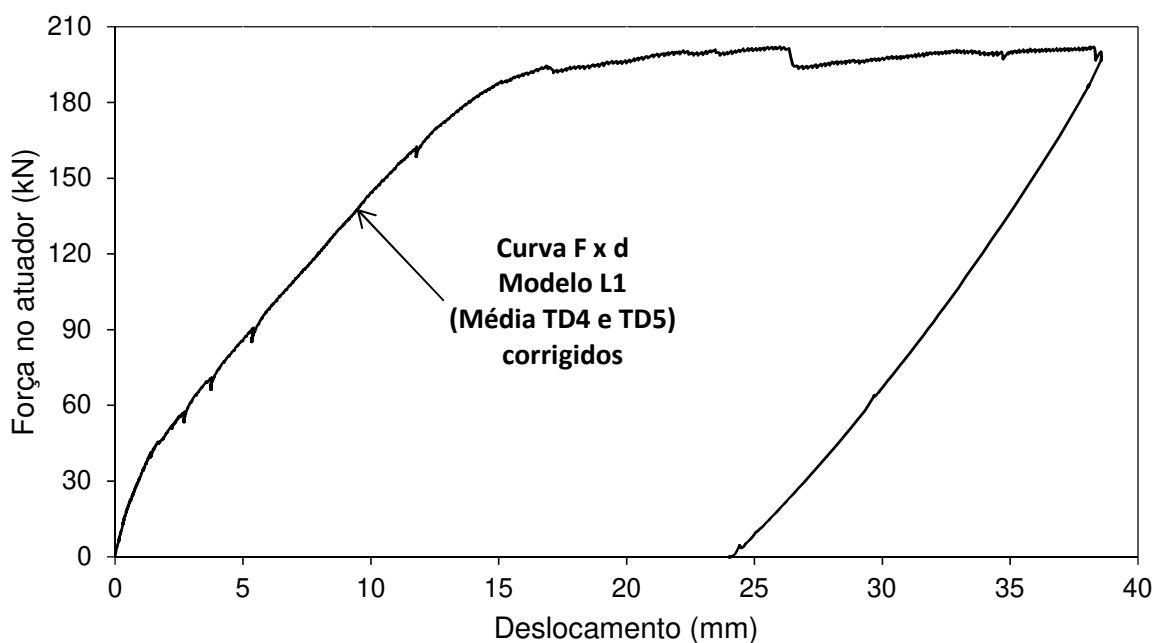


Fonte: Próprio autor.

Assim como no modelo M2, as curvas corrigidas dos deslocamentos verticais centrais foram muito parecidas com as medições diretas dos transdutores, já que os apoios tiveram deslocamentos parecidos entre eles, tornando a correção menos expressiva.

Para o modelo L1, a curva Força x Deslocamento foi representada pela Figura 3.59.

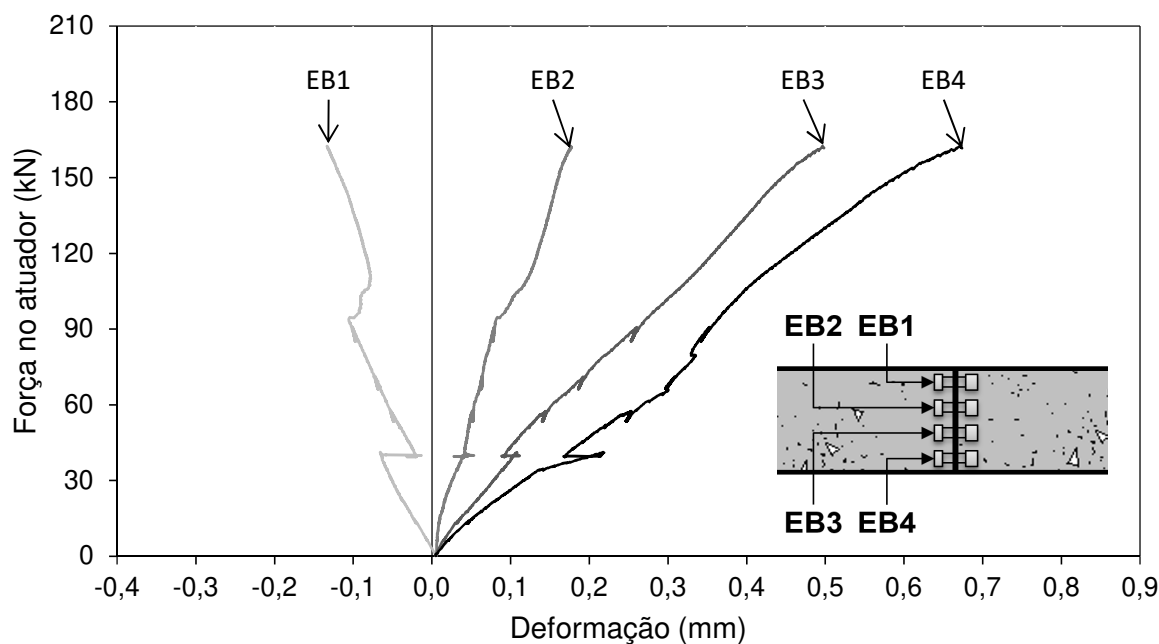
Figura 3.59: Curva Força x Deslocamento do modelo L1.



Fonte: Próprio autor.

As medições dos extensômetros de base removível para o modelo L1 encontram-se na Figura 3.60.

Figura 3.60: Resultado das medições dos extensômetros de base removível em relação a força aplicada para o modelo L1.



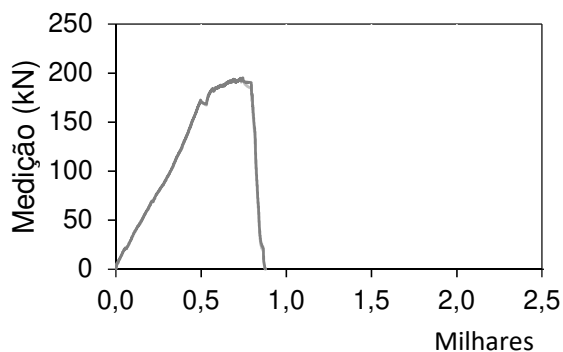
Fonte: Próprio autor.

Os extensômetros mediram as deformações de forma similar ao modelo M1, mostrando compressão no instrumento EB1 e tração nos instrumentos EB2, EB3 e EB4. Em torno dos 40 kN de carga aplicada notou-se uma mudança repentina nas medições de todos os extensômetros: as curvas Força por Deformação parecem transladar para um comportamento com menor deformação. Notou-se ainda que, apenas para a curva EB1, este comportamento praticamente não alterou as medições indicando simplesmente uma perturbação ao atingir 40 kN, sem mudança de inclinação da sua tendência retilínea. A maior compressão medida foi cerca de 0,15 mm no EB1 e a maior tração foi cerca de 0,70 mm no EB4.

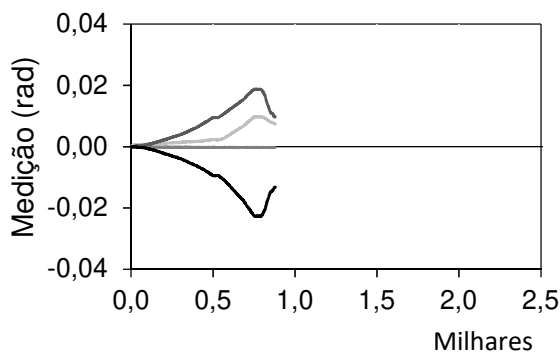
3.5.4 Modelo de Ligação – L2

O resultado das medições de todos os instrumentos em relação ao tempo, para o modelo L2, foram apresentados na Figura 3.61.

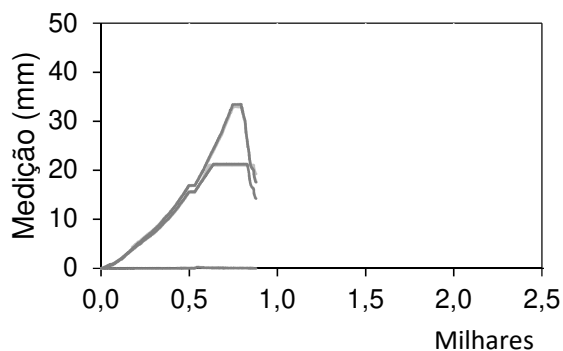
Figura 3.61: Resultados de ensaio do modelo **L2** para todas as medições das instrumentações, em relação ao tempo.



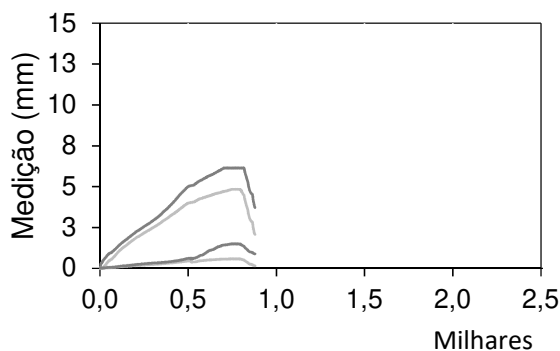
a) Células de Carga (CC1 e CC2)



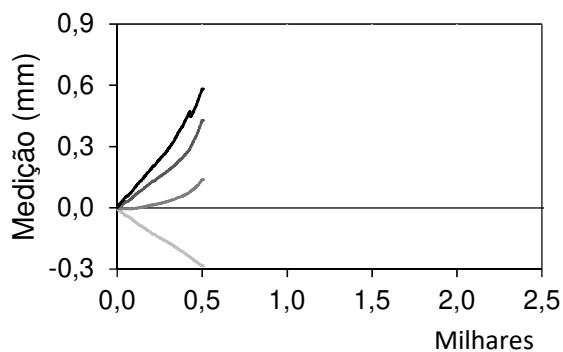
b) Clinômetros (CL1, CL2, CL3 e CL4)



c) Transdutores centrais e da aplicação de carga (TD1, TD2, TD3, TD4, TD5 e TD6)



d) Transdutores do apoio e horizontais (TD7, TD8, TD9 e TD10)



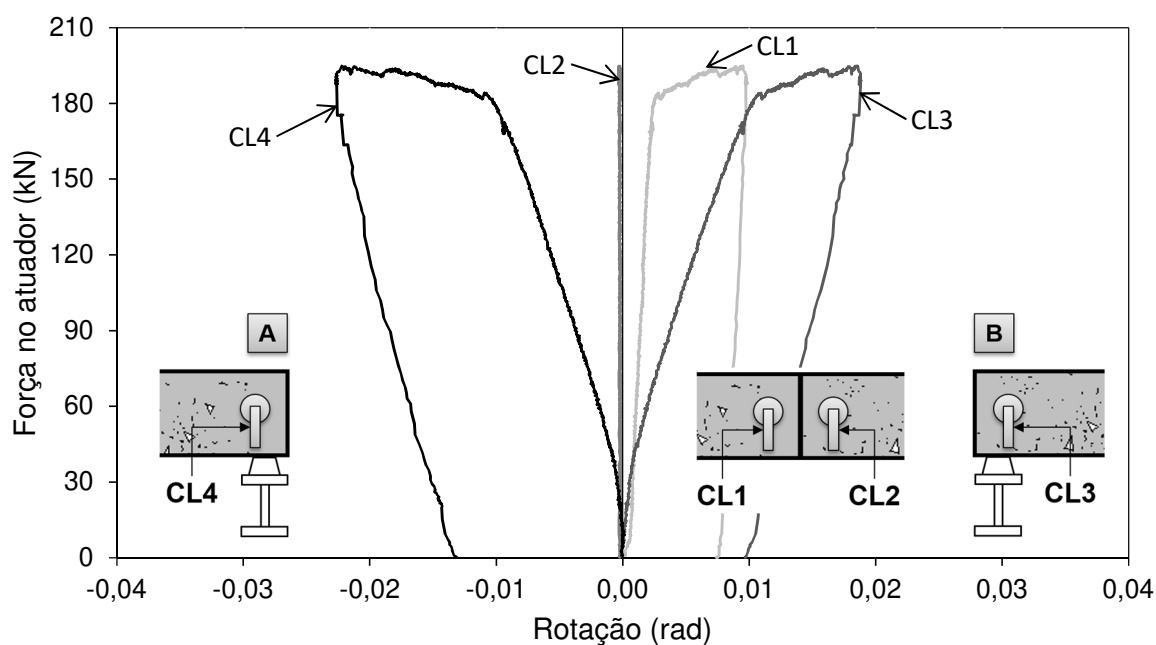
e) Extensômetros de Base Removível (EB1, EB2, EB3 e EB4)

Fonte: Próprio autor.

A duração do ensaio foi de quase 1.000 segundos (aproximadamente 17 minutos). Os extensômetros foram retirados do modelo quando o ensaio atingiu o tempo cerca de 500 segundos (aproximadamente 8 minutos) de duração (Figura 3.61e).

As medições de rotação pelos clinômetros foram apresentadas na Figura 3.62. O modelo atingiu rotação máxima de quase 0,02 radianos, medida pelo clinômetro CL3, e pouco mais de 0,02 radianos medida pelo clinômetro CL4.

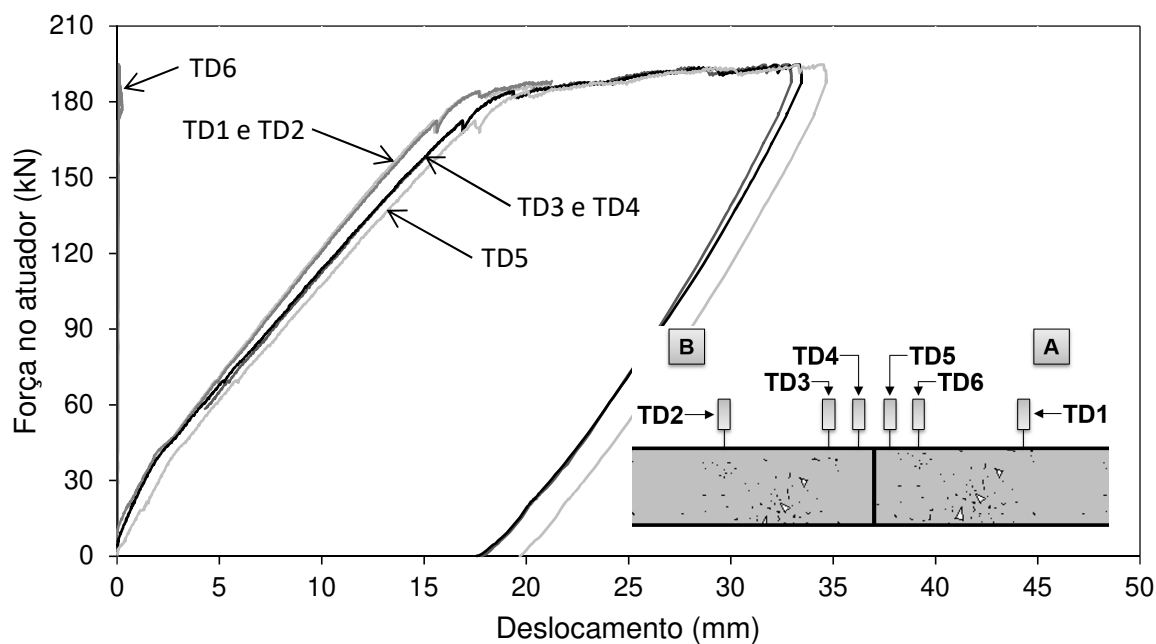
Figura 3.62: Resultado das medições dos clinômetros em relação a força aplicada para o modelo **L2**.



Fonte: Próprio autor.

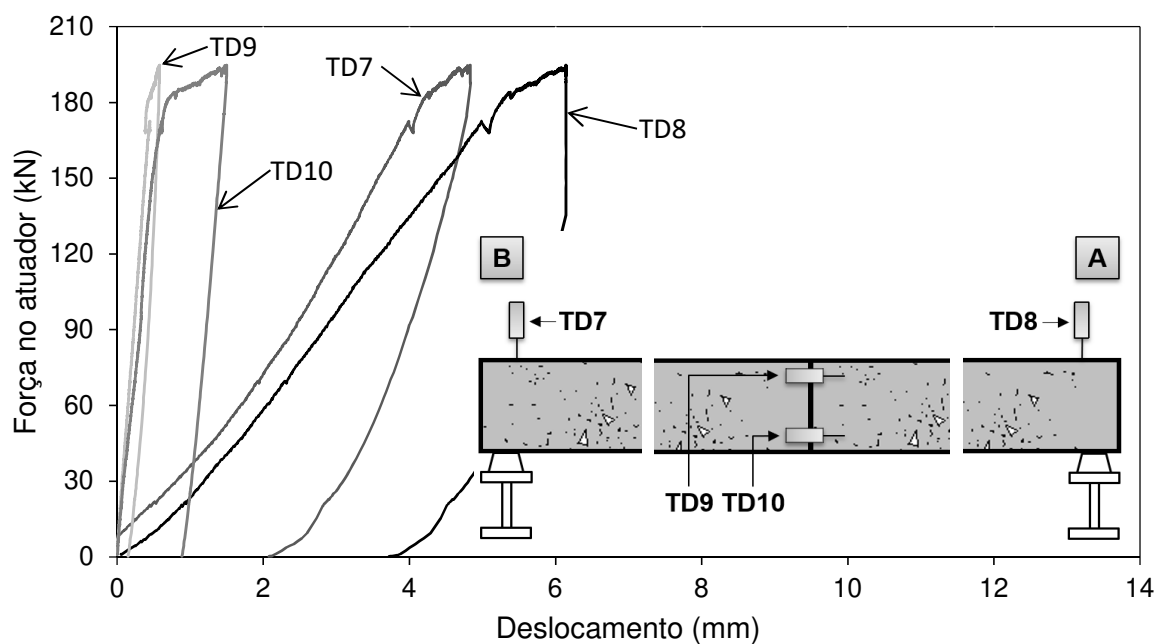
As curvas das medições dos transdutores foram indicadas na Figura 3.63 e na Figura 3.64.

Figura 3.63: Resultado das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **L2**.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.64: Resultado das medições dos transdutores horizontais e dos apoios em relação a força aplicada para o modelo **L2**.



Fonte: Próprio autor.

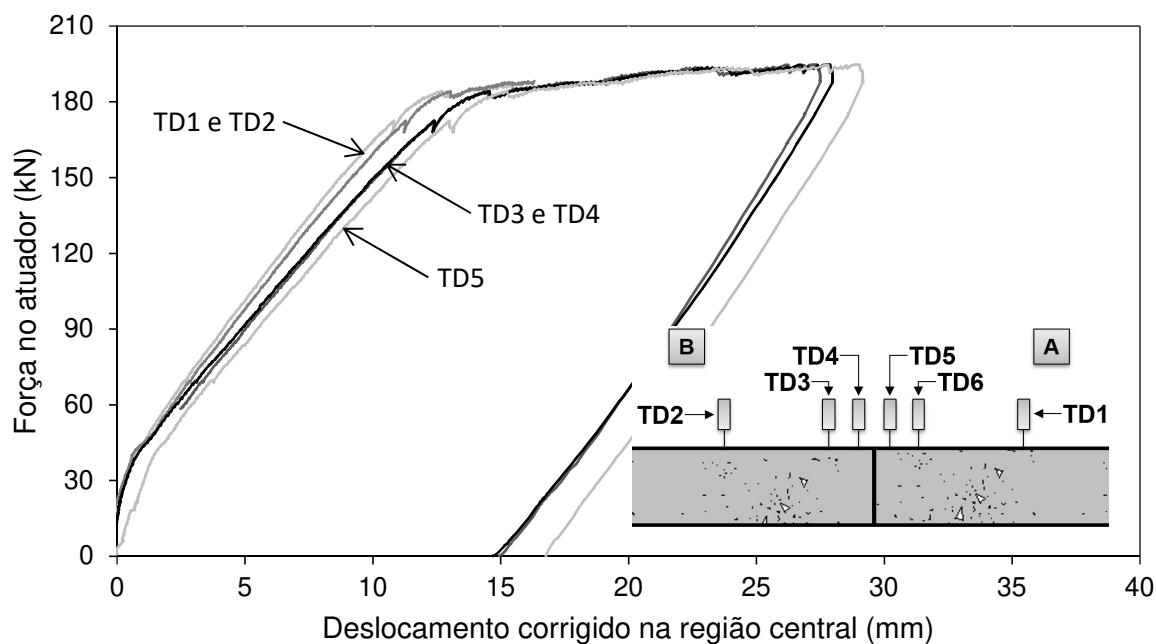
Os transdutores TD1 e TD2 mediram os menores deslocamentos dentre os transdutores centrais, cujas curvas Força por Deslocamento ficaram posicionadas superior às outras (Figura 3.63). A curva mais deslocável foi a do transdutor TD5. As curvas dos transdutores TD3 e TD4 acompanharam as curvas de TD1 e TD2 até força aplicada cerca de 60 kN, se distanciando após esta força e se aproximando da curva TD5. Todas as curvas Força por Deslocamento se convergem quando a força aplicada chega aos 190 kN. O máximo deslocamento medido para os transdutores foi de quase 35 mm.

A medição pelo instrumento TD3 falhou do início da aplicação de carga até cerca de 60 kN de força média atingida, e a partir desse instante o transdutor começou a medir o deslocamento em sua posição. Para não perder os dados de sua medição considerou-se que seu funcionamento teve início ao se atingir força aplicada de 60 kN e com valor igual a média entre as medições de TD4 e TD5 (TD6 não foi considerado, pois, não funcionou assim como nos modelos M2 e L1). As medições seguintes de TD3 foram consideradas como sendo este valor médio somado ao valor de sua medição.

Para os transdutores dos apoios TD7 e TD8, existiu uma diferença quase constante entre suas medições até força aplicada de 90 kN (Figura 3.64). Após esta carga, a diferença das medições entre estes transdutores aumentou até a carga máxima aplicada que foi de quase 195 kN. O transdutor TD7 mediu o maior deslocamento de quase 5 mm e o transdutor TD8 de mais de 6 mm. Para os transdutores horizontais, a maior medição para TD9 foi de quase 0,6 mm e para o TD10 foi de 1,5 mm.

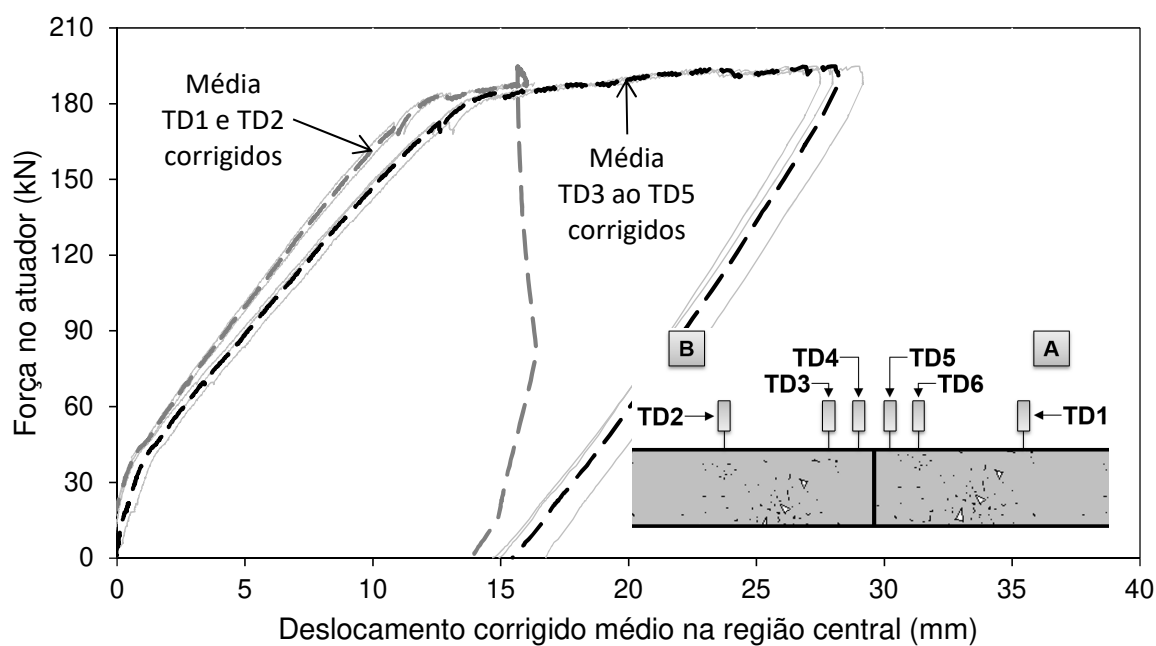
As medições corrigidas dos transdutores para o modelo L2 encontram-se na Figura 3.65 e suas médias na Figura 3.66.

Figura 3.65: Valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **L2**.



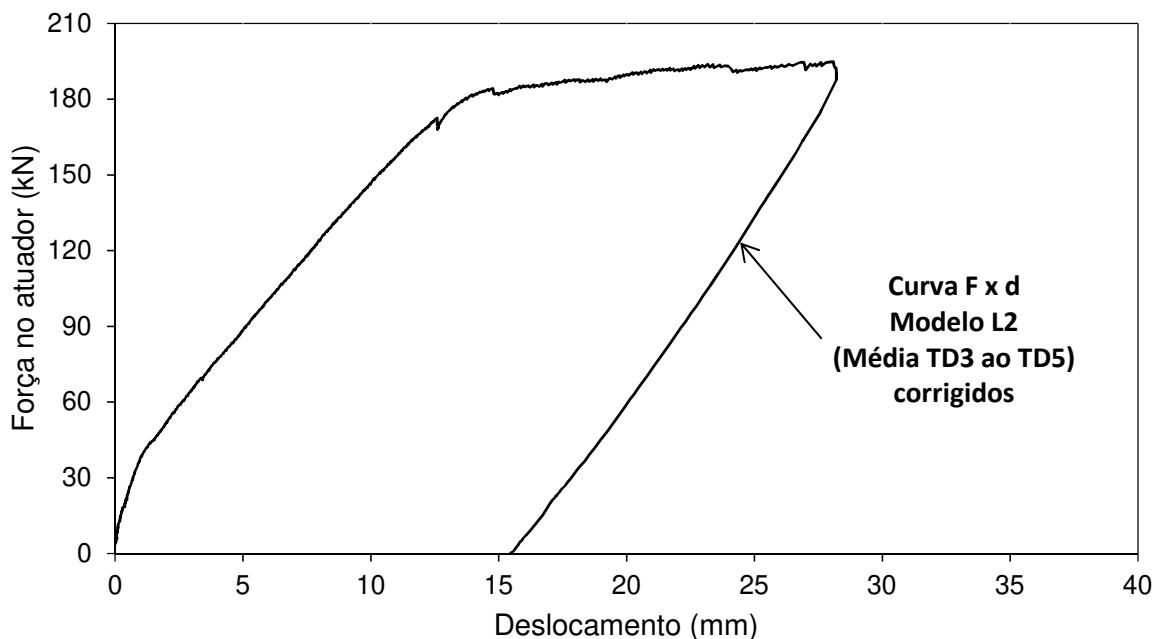
Fonte: Próprio autor.

Figura 3.66: Média dos valores corrigidos das medições dos transdutores centrais em relação a força aplicada para o modelo **L2**.



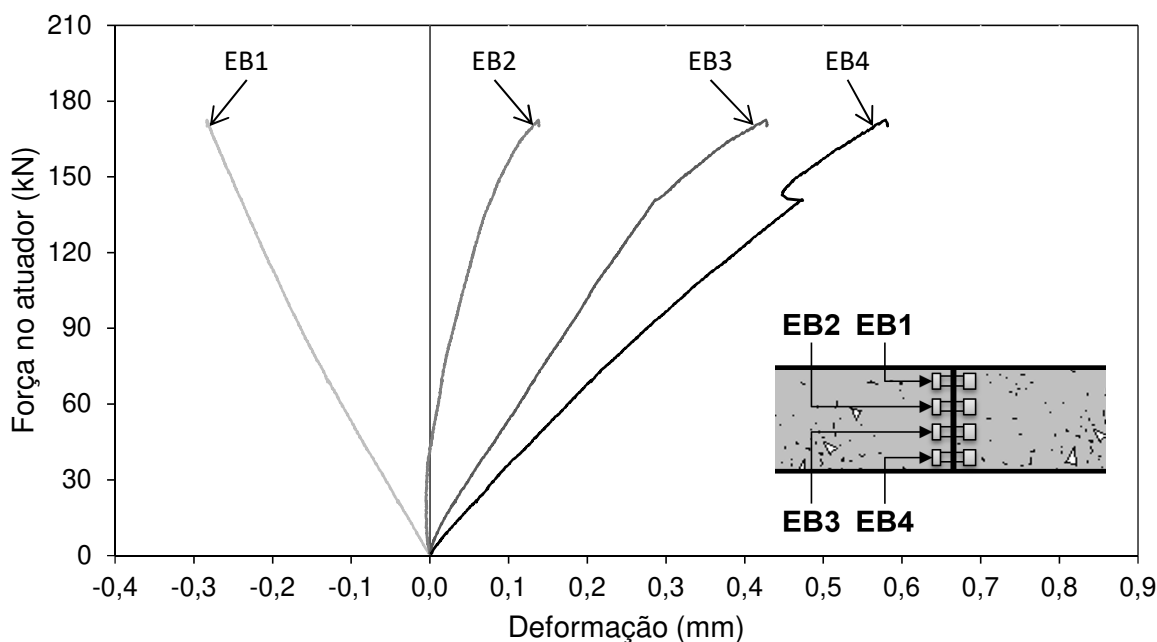
Fonte: Próprio autor.

Figura 3.67: Curva Força x Deslocamento do modelo L2.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.68: Resultado das medições dos extensômetros de base removível em relação a força aplicada para o modelo L2.



Fonte: Próprio autor.

Novamente, as curvas corrigidas foram muito parecidas com as curvas da medição direta dos transdutores devido à pequena diferença entre as medições de TD7 e TD8. A curva Força por Deslocamento do modelo L2 encontra-se na Figura 3.67.

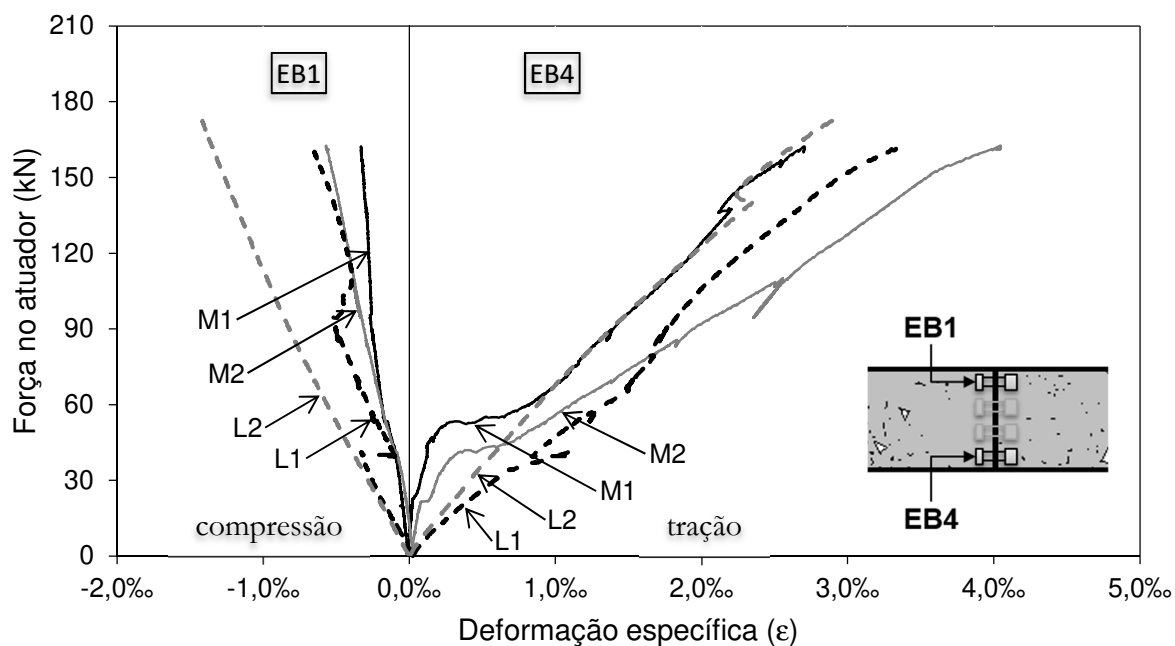
As medições dos extensômetros de base removível para o modelo L2 encontram-se na Figura 3.68. Como já esperado, houve compressão para as medições de deformação para o EB1, com valor máximo de quase 0,8 mm, e tração para o EB2, EB3 e EB4, com valor máximo cerca de 0,6 mm para EB4.

3.5.5 Comparação entre Modelos

O critério de parada dos ensaios foi uma das seguintes possibilidades: atingiu o cursor máximo do atuador hidráulico, atingiu o cursor máximo para a maioria dos transdutores, ou ainda instabilidade no sistema de transferência de carga (entre rótula e chapas metálicas de apoio).

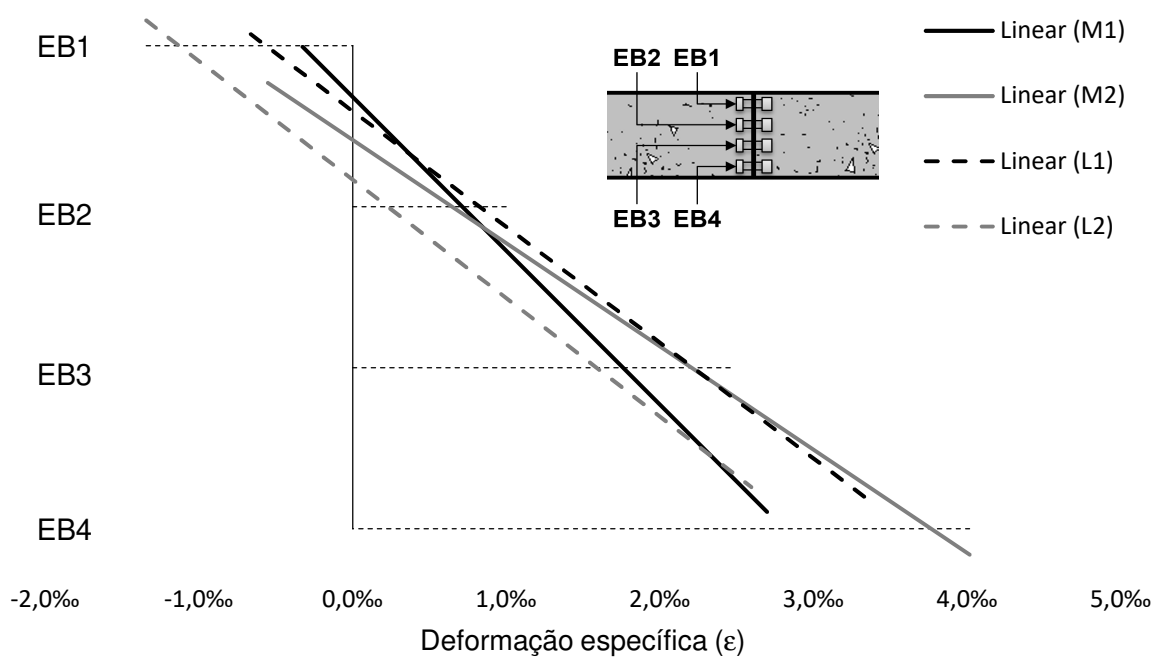
Com as medições dos extensômetros pode-se observar a tração na fibra mais inferior e a compressão na fibra mais superior (Figura 3.69), onde os modelos com ligação apresentaram valores de deformação iniciais superiores em relação aos modelos de referência. Esta deformação foi calculada dividindo-se o valor da medição do extensômetro ΔL pelo comprimento de sua base L ($\epsilon = \Delta L/L$) que foi de 200 mm para todos eles. Traçou-se ainda o plano médio de deformação de cada modelo considerando as últimas medições dos extensômetros, ao se atingir 160 kN de carga aplicada (Figura 3.70).

Figura 3.69: Curva Força x Deformação específica na região central do elemento considerando as medições dos extensômetros de base removível EB1 e EB4.



Fonte: Próprio autor.

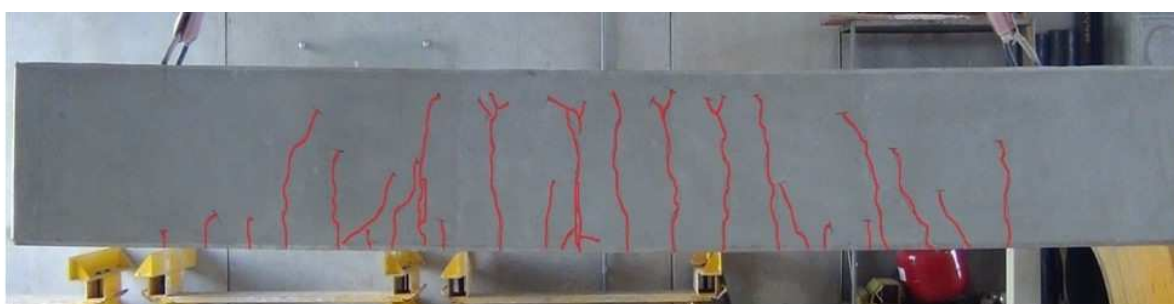
Figura 3.70: Plano médio de deformação para a seção transversal do meio do vão através das medições dos extensômetros de base removível.



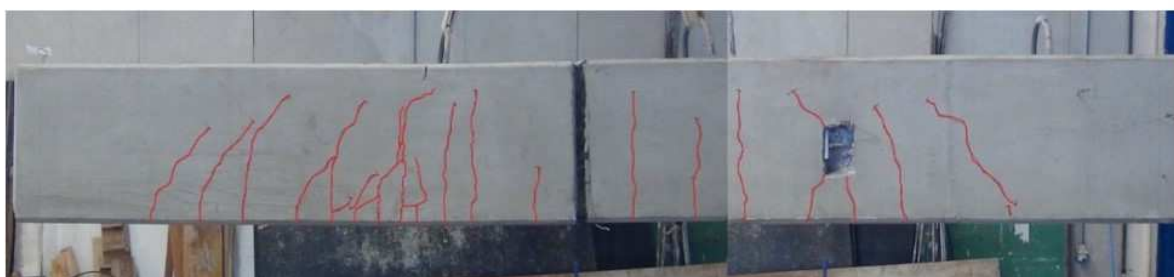
Fonte: Próprio autor.

Observou-se pelo plano médio que a linha neutra do modelo L2 foi a maior e a linha neutra do modelo M1 foi a menor. Esta diferença na posição da linha neutra fica evidente quando se analisa o padrão de fissuração dos modelos: para os modelos monolíticos a fissuração se espalhou a partir da seção transversal do meio do vão, enquanto que nos modelos com ligação a fissuração começou em seções intermediárias entre o meio do vão e o ponto de aplicação da carga, como pode ser observado na Figura 3.71.

Figura 3.71: Padrão de fissuração para os modelos.



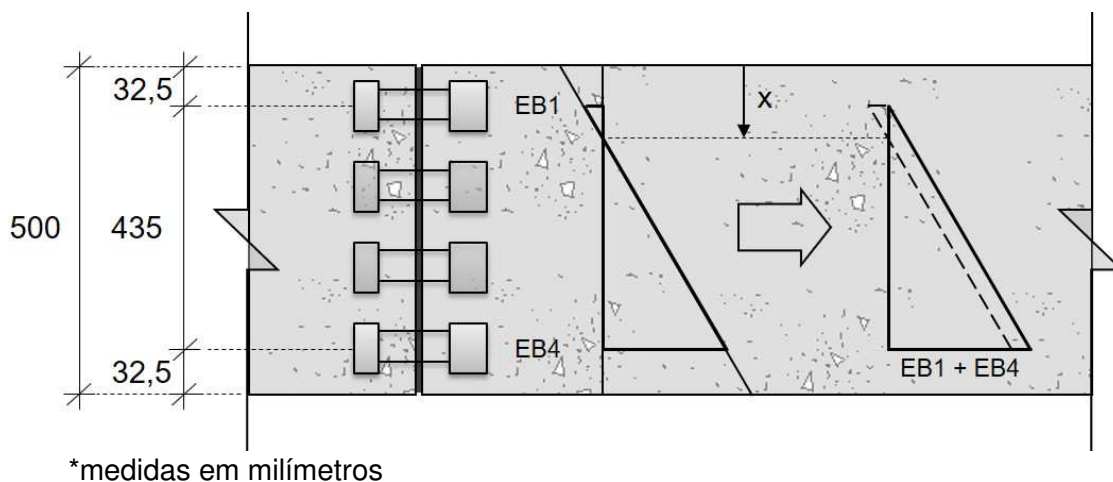
Modelo monolítico de referência



Modelo com ligação

Fonte: Próprio autor.

Ainda pelas medições dos extensômetros, estimou-se a posição da linha neutra (Figura 3.72 e equação (3-13)) antes da fissuração do concreto (15 kN), no momento em que as fissuras ocorreram (40 kN) e entre a fissuração e antes do início do escoamento (90 kN e 125 kN e 160 kN), cujos valores encontram-se na Tabela 3-9. A linha neutra foi calculada considerando os instrumentos EB1 e EB4.

Figura 3.72: Esquema da dedução da linha neutra (LN) através da deformação.

Fonte: Próprio autor.

$$\frac{EB1 + EB4}{435} = \frac{EB1}{x - 32,5} \Rightarrow x = 435 \frac{EB1}{EB1 + EB4} + 32,5 \quad (3-13)$$

onde:

EB1: medição do extensômetro de base removível EB1

EB4: medição do extensômetro de base removível EB4

x: posição da linha neutra estimada na seção transversal do meio do vão

Tabela 3-9: Posição da linha neutra estimada através das medições de deformação pelos extensômetros de base removível.

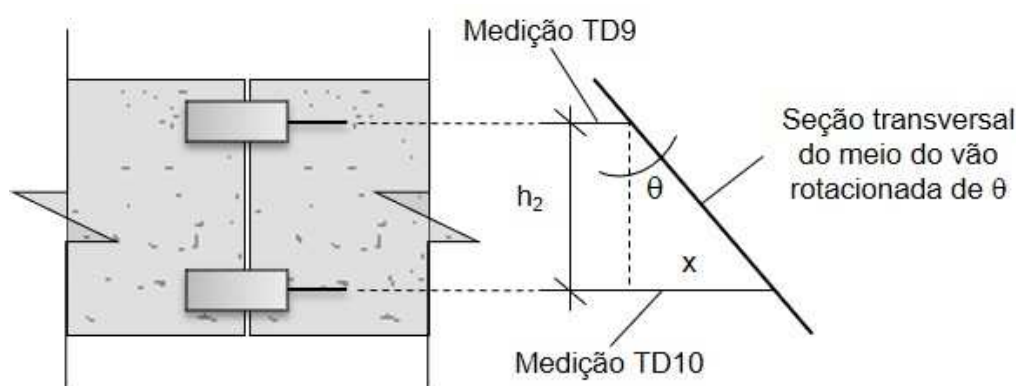
Modelo	x (mm)				
	15 kN	40 kN	90 kN	125 kN	160 kN
M1	300,98	158,54	35,39	20,85	14,39
M2	17,16	57,43	27,47	22,93	21,95
L1	104,41	71,80	64,85	35,52	39,63
L2	148,54	141,11	129,74	118,56	109,96

Fonte: Próprio autor.

A posição da linha neutra logo no início do escoamento não foi possível estimar através dos extensômetros devido a sua retirada antes da finalização dos

ensaios. Considerando a carga aplicada de 160 kN, observou-se que a linha neutra nos modelos de ligação foi maior do que nos modelos monolíticos, indicando uma região com menos fissuras para os modelos L1 e L2. Entre estes modelos, houve uma grande diferença na linha neutra, 39,63 mm para L1 e 109,96 mm para L2. Uma possível causa para estes valores serem tão distintos pode ser atribuída ao escorregamento que houve na armadura do modelo L1 exatamente em 160 kN de carga aplicada, evidenciado na Figura 3.74/Figura 3.56.

Figura 3.73: Esquema da dedução da rotação na região central através dos deslocamentos dos transdutores TD9 e TD10.



Fonte: Próprio autor.

Com as medições dos transdutores horizontais TD9 e TD10, deduziu-se a rotação no meio do vão por semelhança de triângulos (Figura 3.73) utilizando a equação (3-14).

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{x}{h_2} = \frac{\text{TD10} - \text{TD9}}{h_2} \Rightarrow \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{\text{TD10} - \text{TD9}}{h_2} \right) \quad (3-14)$$

onde:

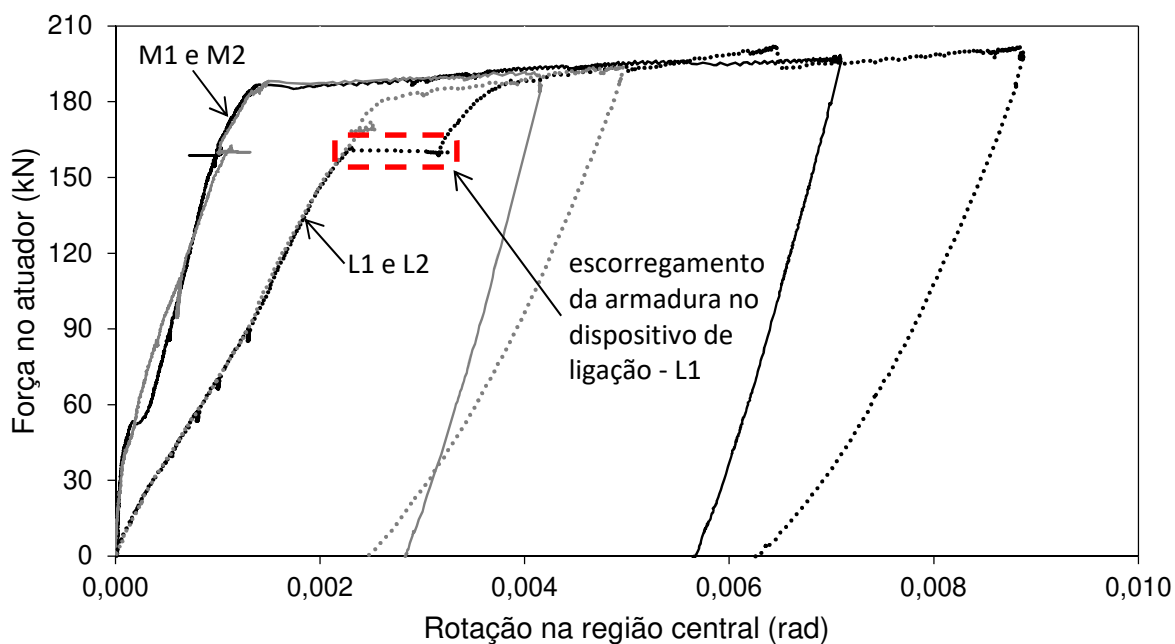
TD9: medição do transdutor horizontal na posição TD9

TD10: medição do transdutor horizontal na posição TD10

h_2 : distância entre os transdutores TD9 e TD10 (ver Tabela 3-2)

θ : rotação da seção do meio do vão

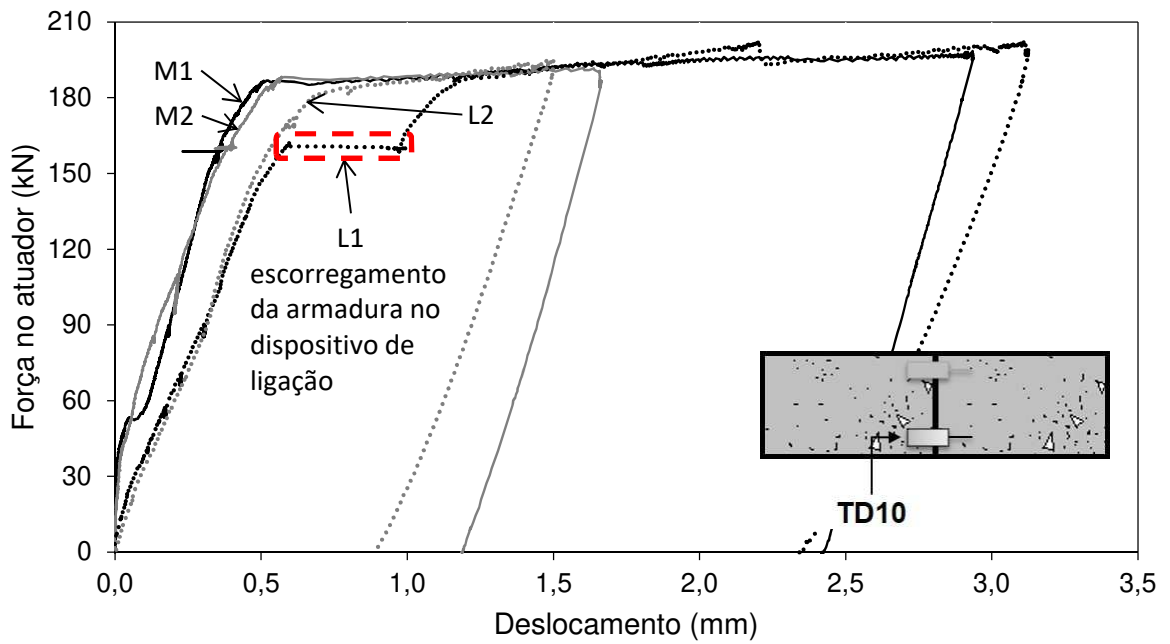
Figura 3.74: Curva Força x Rotação na região central do elemento obtida através dos transdutores horizontais TD9 e TD10.



Fonte: Próprio autor.

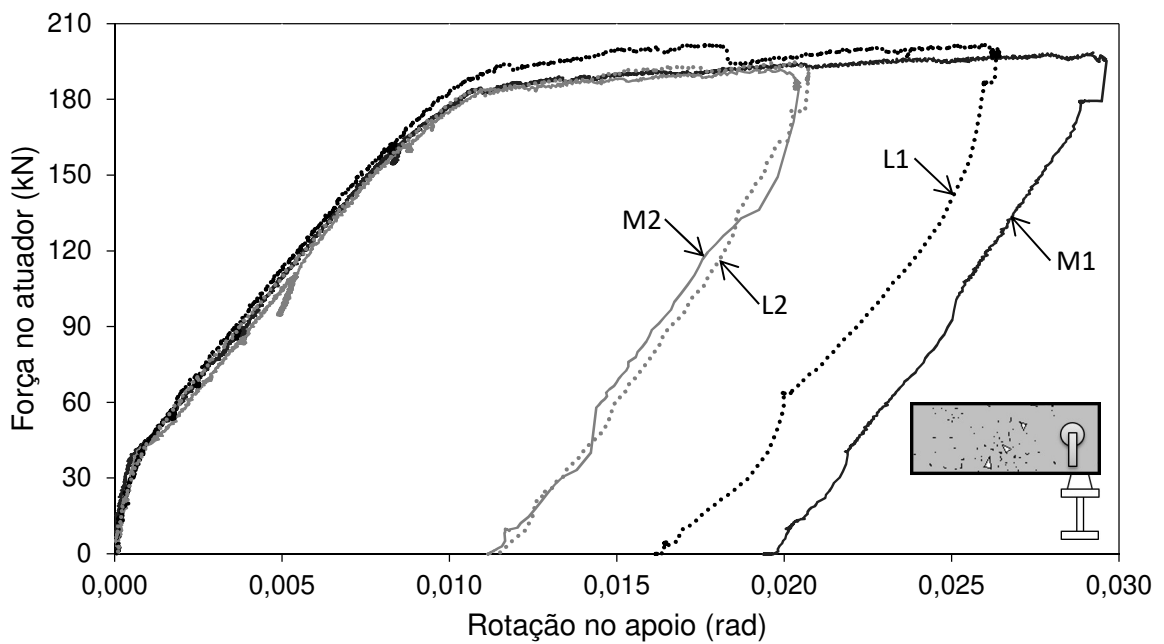
Na região central dos modelos L a rotação foi bem maior do que a rotação dos modelos M cujo resultado era esperado, pois, esta é a grande diferença entre os modelos: a presença de uma região descontínua no modelo com ligação em relação ao modelo monolítico que foi concretado como peça única. Próximo ao escoamento da armadura (cerca de 180 kN de força aplicada média), encontrou-se rotação de $1,245 \times 10^{-3}$ rad e $1,242 \times 10^{-3}$ rad para os modelos M1 e M2 e rotação de $3,480 \times 10^{-3}$ rad e $2,484 \times 10^{-3}$ rad para os modelos L1 e L2, respectivamente. A diferença entre os valores de rotação entre M1 e M2 foi de 0,24%, havendo grande convergência no comportamento, enquanto a diferença entre L1 e L2 foi de 40,10%. Houve escoamento da armadura do modelo L1 quando se atingiu 160 kN de força aplicada, ampliando os deslocamentos medidos por TD10 (Figura 3.75) e, portanto, ocasionado maior rotação neste modelo. Comparando-se estas rotações com os modelos M, tem-se 180,19% e 100% de diferença para L1 e L2, respectivamente, mostrando que os modelos L são menos rígidos na região central, ou seja, L1 foi quase três vezes mais deformável e L2 duas vezes mais deformável que os modelos de referência.

Figura 3.75: Curva Força x Deslocamento dos modelos considerando o instrumento TD10 posicionado na horizontal na zona tracionada da seção transversal.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.76: Curva Força x Rotação do elemento considerando a média dos clinômetros dos apoios CL3 e CL4.



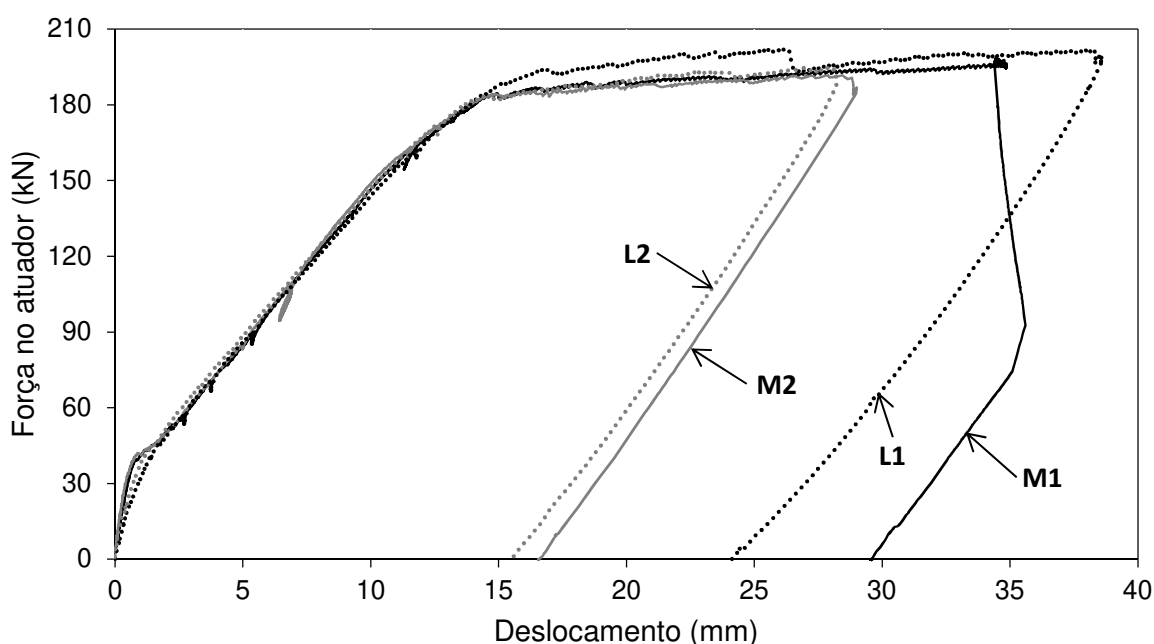
Fonte: Próprio autor.

Não foi possível obter medições coerentes quanto à rotação na região central medida pelos clinômetros CL1 e CL2. Estes instrumentos foram afetados pela fissuração no meio do vão, por deslocamentos diferenciados entre os segmentos que compunham os modelos L e também pela fissuração diferenciada de cada lado destes segmentos.

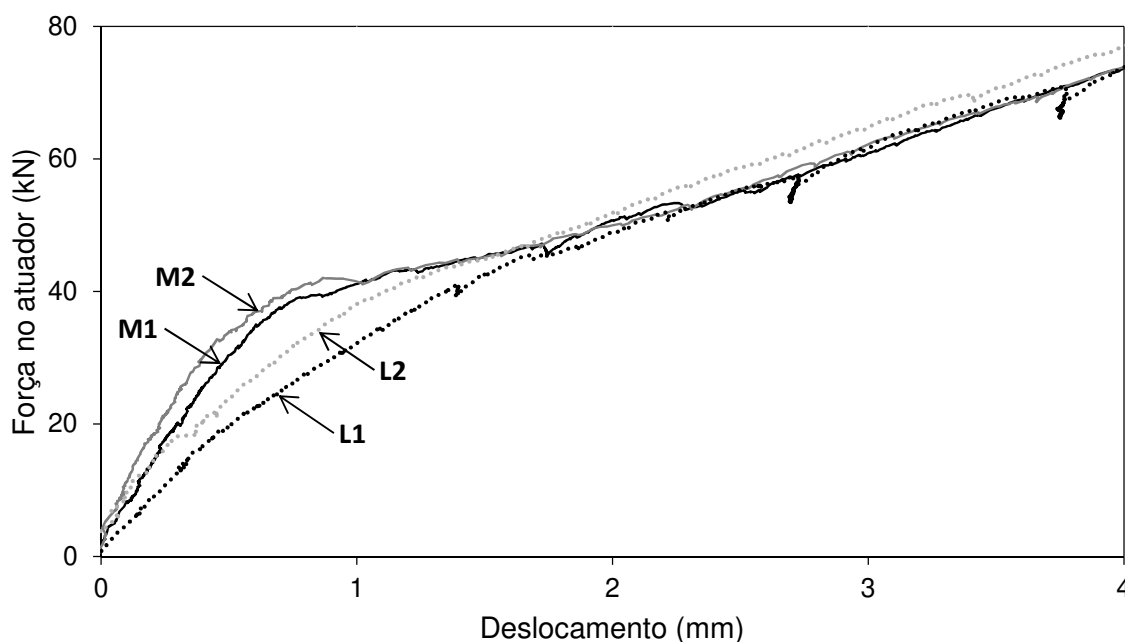
O comportamento entre os quatro modelos foi similar na rotação nos apoios medidas diretamente pelos clinômetros CL3 e CL4, plotando-se a média destes valores (Figura 3.76). Notou-se que não houve maiores diferenças entre os modelos.

A curva Força por Deslocamento de cada modelo, cujos deslocamentos foram corrigidos considerando a movimentação dos apoios, mostrou que os quatro modelos tiveram um comportamento muito parecido (Figura 3.77). A maior diferença entre os modelos evidenciou-se apenas no início da aplicação de carga, até 50 kN, onde os modelos monolíticos M foram menos deslocáveis que os modelos com ligação L (Figura 3.78). Provavelmente esta diferença foi provocada pela existência da junta nos modelos L tornando a região mais flexível antes da fissuração do concreto. Após a fissuração, todos os modelos seguiram a mesma tendência transferindo os esforços para fora da seção do meio do vão, evidenciando o escoamento da armadura próximo dos 180 kN.

Figura 3.77: Curva Força x Deslocamento dos modelos.



Fonte: Próprio autor.

Figura 3.78: Detalhe do início da curva Força x Deslocamento dos modelos.

Fonte: Próprio autor.

3.6 Validação da Equivalência Monolítica

A validação da equivalência monolítica da ligação entre elementos pré-moldados baseou-se na análise de sua rigidez à flexão e posterior comparação com o modelo de referência.

Para avaliar o desempenho quanto à rigidez à flexão da ligação, definida pela reta secante da curva momento-rotação (rotação relativa entre os dois seguimentos), determinou-se a rigidez secante R_{SEC} pela equação (2-2) considerando o início do escoamento da armadura longitudinal. O momento fletor que define o início do escoamento $M_{y,lim}$ foi calculado pela equação (2-3):

para tensão de escoamento $f_y = 600 \text{ N/mm}^2$

$$M_{y,lim} = 0,90 A_s f_y d = 0,90 \cdot 981,7 \cdot 0,600 \cdot 0,4375 = 231,9 \text{ kN.m}$$

Então, de acordo com a rotação $\theta_{y,lim}$ encontrada para os modelos através dos transdutores horizontais TD9 e TD10, mostrada na Tabela 3-10, tem-se:

$$\text{Modelo M1: } R_{\text{SEC}} = \frac{M_{y,\text{lim}}}{\theta_{y,\text{lim}}} = \frac{231,7}{0,001245} = 186.116 \text{ kN.m/rad}$$

$$\text{Modelo M2: } R_{\text{SEC}} = \frac{M_{y,\text{lim}}}{\theta_{y,\text{lim}}} = \frac{232,2}{0,001242} = 186.919 \text{ kN.m/rad}$$

$$\text{Modelo L1: } R_{\text{SEC}} = \frac{M_{y,\text{lim}}}{\theta_{y,\text{lim}}} = \frac{232,1}{0,003480} = 66.685 \text{ kN.m/rad}$$

$$\text{Modelo L2: } R_{\text{SEC}} = \frac{M_{y,\text{lim}}}{\theta_{y,\text{lim}}} = \frac{232,0}{0,002484} = 93.400 \text{ kN.m/rad}$$

Tabela 3-10: Valor da rigidez secante R_{SEC} para os modelos.

Modelo	$M_{y,\text{lim}}$ (kN.m)	$\theta_{y,\text{lim}}$ (rad)	$\theta_{y,\text{lim,med}}$ (rad)	R_{SEC} (kN.m/rad)	$R_{\text{SEC,med}}$ (kN.m/rad)
M1	231,7	0,001245		186.116	
M2	232,2	0,001242	0,001244	186.919	186.497
L1	232,1	0,003480		66.685	
L2	232,0	0,002484	0,002982	93.400	77.785

Fonte: Próprio autor.

Considerando-se os valores médios $R_{\text{SEC,med}}$, observou-se que a região central do modelo com ligação teve uma perda de rigidez de 58,3% ($R_{\text{SEC}} = 77.785$ kN.m/rad) em comparação ao modelo monolítico ($R_{\text{SEC}} = 186.497$ kN.m/rad). Era esperado que esta região tivesse menor rigidez, pois, é exatamente a região de descontinuidade da ligação, composta por uma junta seca. Considerando agora os valores de rigidez R_{SEC} encontrados para os modelos L1 e L2, e considerando o valor de rigidez média $R_{\text{SEC,med}}$ encontrado para os modelos M1 e M2, o modelo L1 teve perda de rigidez de 64,2% e o modelo L2 teve perda de 49,9%. Esta diferença entre os modelos com ligação foi encontrada porque o modelo L1 sofreu escorregamento no dispositivo e o modelo L2 conseguiu desenvolver o escoamento da armadura de flexão sem perda de forma plena.

Porém, ao encontrar os valores do coeficiente de rigidez efetivo $(EI)_{ef.}$ ao longo de todo o comprimento dos modelos, observou-se que os quatro modelos possuíram mesmo comportamento (Tabela 3-11 e Figura 3.79):

Considerando o início de escoamento da armadura de flexão e o deslocamento $f_{ef.}$ como sendo a média entre as medições corrigidas dos transdutores TD1 e TD2 nos pontos de aplicação de carga, tem-se:

$$\begin{aligned} \text{Modelo M1: } (EI)_{ef.} &= \frac{180,8 \times 10^3 \cdot 1.283 (3 \cdot 3.783^2 - 4 \cdot 1.283^2)}{24 \cdot 12,14} \\ &= 2,8916 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{28.916 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modelo M2: } (EI)_{ef.} &= \frac{179,0 \times 10^3 \cdot 1.298 (3 \cdot 3.797^2 - 4 \cdot 1.298^2)}{24 \cdot 12,26} \\ &= 2,8808 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{28.808 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modelo L1: } (EI)_{ef.} &= \frac{178,0 \times 10^3 \cdot 1.304 (3 \cdot 3.827^2 - 4 \cdot 1.304^2)}{24 \cdot 11,03} \\ &= 3,2554 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{32.554 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modelo L2: } (EI)_{ef.} &= \frac{177,1 \times 10^3 \cdot 1.310 (3 \cdot 3.820^2 - 4 \cdot 1.310^2)}{24 \cdot 11,55} \\ &= 3,0903 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{30.903 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

Considerando o início de escoamento da armadura de flexão e a rotação θ_{apoio} como sendo a média entre as medições dos clinômetros CL3 e CL4 nos apoios, tem-se:

$$\begin{aligned} \text{Modelo M1: } (EI)_{ef.} &= \frac{180,8 \times 10^3 \cdot 1.283 (3.783/2)(1 - 1.283/3.783)}{0,010322} \\ &= 2,8073 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{28.073 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modelo M2: } (EI)_{ef.} &= \frac{179,0 \times 10^3 \cdot 1.298 (3.797/2)(1 - 1.298/3.797)}{0,010328} \\ &= 2,8088 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{28.088 \text{ kN. m}^2} \end{aligned}$$

$$\text{Modelo L1: } (EI)_{\text{ef.}} = \frac{178,0 \times 10^3 \cdot 1.304 (3.827/2)(1 - 1.304/3.827)}{0,009563}$$

$$= 3,0613 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{30.613 \text{ kN. m}^2}$$

$$\text{Modelo L2: } (EI)_{\text{ef.}} = \frac{177,1 \times 10^3 \cdot 1.310 (3.820/2)(1 - 1.310/3.820)}{0,009849} =$$

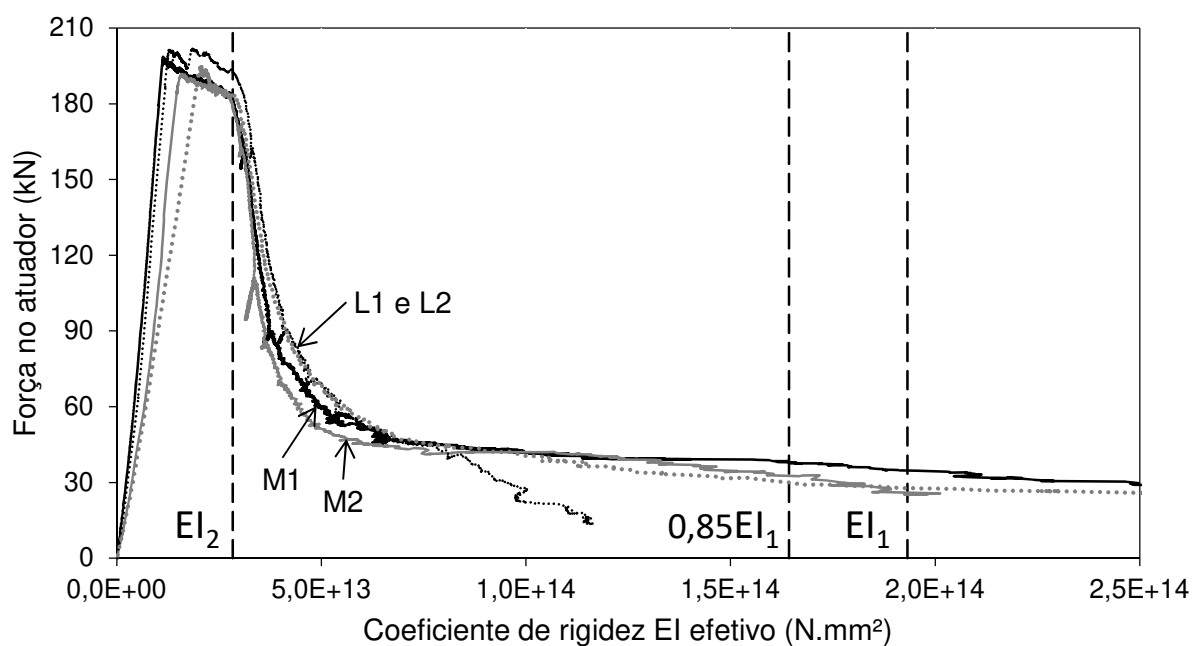
$$= 2,9546 \times 10^{13} \text{ N. mm}^2 = \mathbf{29.546 \text{ kN. m}^2}$$

Tabela 3-11: Valor do coeficiente de rigidez efetivo $(EI)_{\text{ef.}}$ no início do escoamento da armadura de flexão.

Modelo	$(EI)_{\text{ef.}}$ flecha (kN.m ²)	$(EI)_{\text{ef.}}$ rotação (kN.m ²)	$(EI)_{\text{ef.}}$ médio (kN.m ²)	Dif. (%)
M1	28.916	28.073	28.495	-
M2	28.808	28.088	28.448	
L1	32.554	30.613	31.584	+8,5
L2	30.903	29.546	30.225	

Fonte: Próprio autor.

Figura 3.79: Curva Força x Coeficiente de rigidez efetivo $(EI)_{\text{ef.}}$ médio entre os valores obtidos através da equação da flecha e da equação da rotação.



Fonte: Próprio autor.

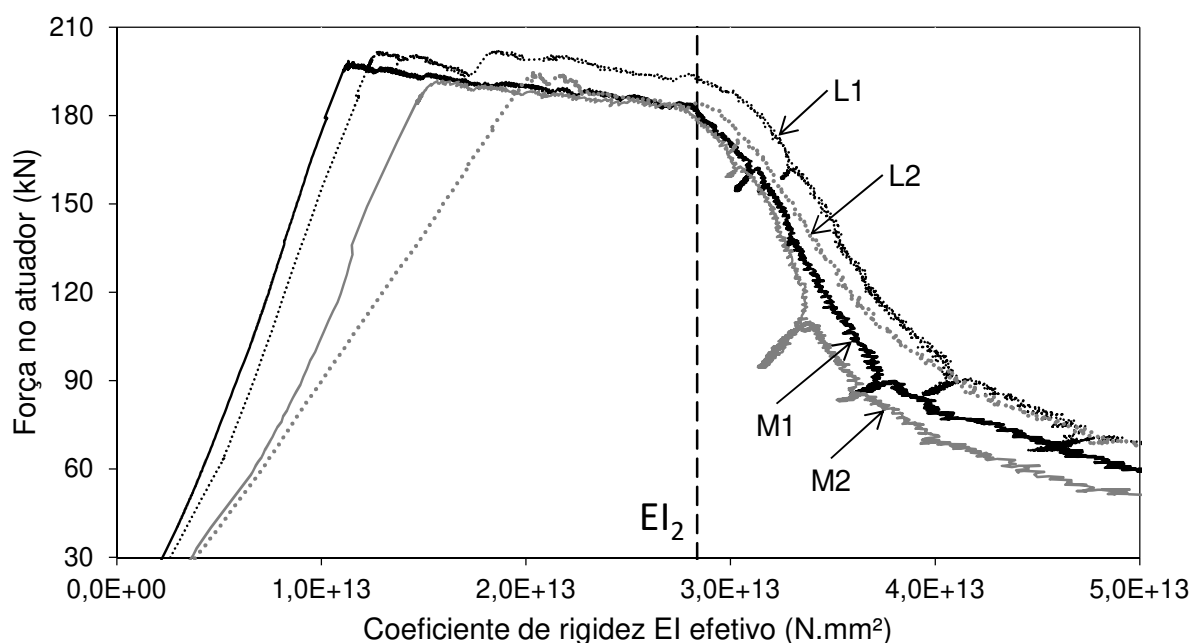
Nesta curva foi indicado o fator de rigidez EI_1 correspondente ao módulo de elasticidade inicial do concreto obtido experimentalmente $E_{ci} = 44.959 \text{ kN/mm}^2$ multiplicado pelo momento de inércia da seção bruta homogeneizada $I_h = 4,30 \times 10^9 \text{ mm}^4$ (Estádio I), e o fator EI_2 correspondente ao módulo de elasticidade secante do concreto $E_{cs} = 41.853 \text{ kN/mm}^2$ multiplicado pelo momento de inércia da seção fissurada $I_{II} = 6,78 \times 10^8 \text{ mm}^4$ (Estádio II), resultando em:

$$EI_1 = E_{ci} I_h = 44.959 \cdot 4,30 \times 10^9 = 1,93 \times 10^{14} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 = 193.264 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_2 = E_{cs} I_{II} = 41.853 \cdot 6,78 \times 10^8 = 2,84 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 = 28.369 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Todos os modelos atingiram EI_2 em cerca de 180 kN referente ao momento de início do escoamento da armadura $M_{y,lim} = 231,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, com exceção do modelo L1 que atingiu EI_2 em mais de 190 kN de força correspondendo a 253 kN.m de momento fletor. Mesmo com a ocorrência do escorregamento da armadura de flexão, o modelo L1 resistiu a um maior momento fletor em relação aos outros modelos. Ampliando a curva Força x Coeficiente EI_{ef} , fica mais fácil identificar este comportamento (Figura 3.80).

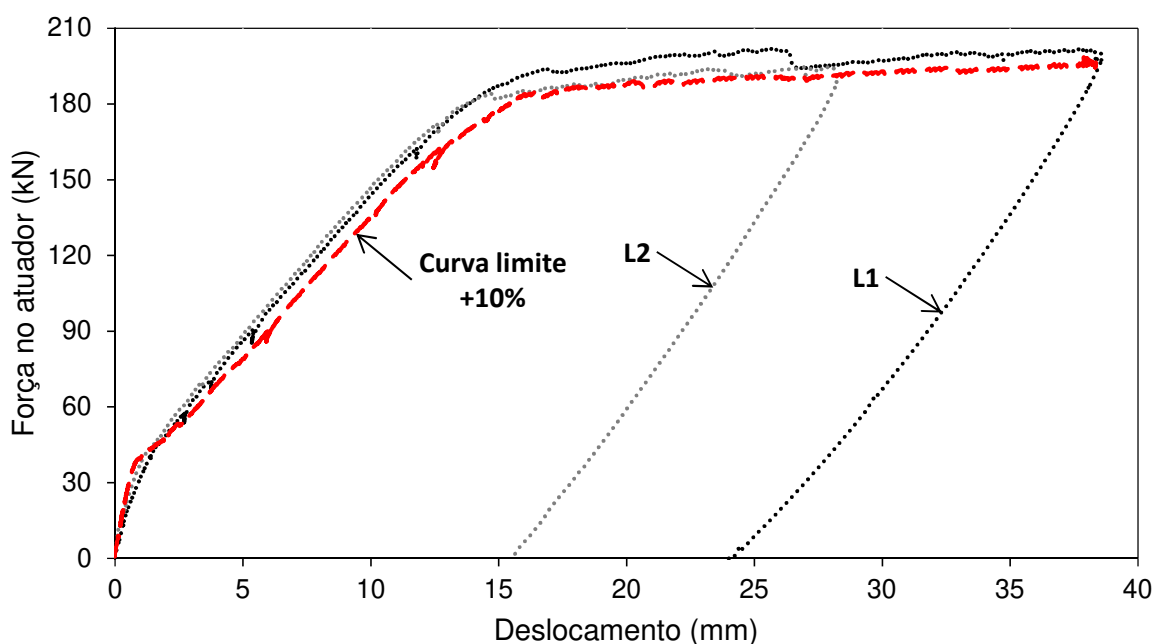
Figura 3.80: Detalhe ampliado da curva Força x Coeficiente de rigidez efetivo (EI_{ef}).



Fonte: Próprio autor.

Pela Figura 3.80 é possível identificar que as curvas dos modelos L se mantiveram acima das curvas dos modelos M, indicando valores de $(EI)_{ef}$ maiores. Aplicando-se +10% nos deslocamentos da curva Força x Deslocamento dos modelos M, foi possível traçar uma curva limite para constatar a validação do comportamento equivalente dos modelos com ligação (Figura 3.81).

Figura 3.81: Curva Força x Deslocamento dos modelos L com a curva limite +10% dos deslocamentos dos modelos M.

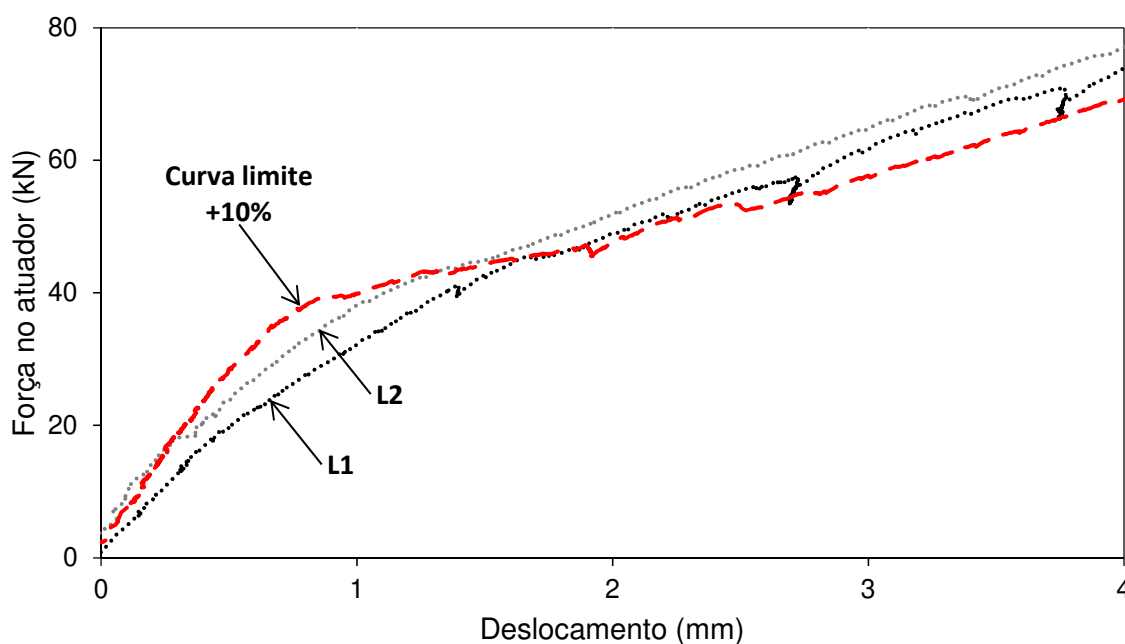


Fonte: Próprio autor.

Até 45 kN de carga aplicada as curvas Força x Deslocamento dos modelos com ligação foram consideradas iguais às curvas dos modelos monolíticos, segundo proposta de validação da equivalência monolítica que considera a curva com uma variação menor que 10% nos deslocamentos. O trecho anterior a 45 kN mostra que as curvas dos modelos L1 e L2 estão inferiores à curva limite, indicando para este trecho a não equivalência monolítica (Figura 3.82). Se compararmos a força aplicada de 45 kN com a força do início do escoamento da armadura 180 kN, tem-se que o trecho inicial corresponde a 25% do patamar de escoamento. Ou seja, pode-se dizer que, mesmo que o trecho inicial não seja equivalente ao monolítico, ainda assim a ligação pode ser considerada equivalente porque neste patamar de solicitações (antes 25% do escoamento – 45 kN) não implica em critérios de projeto que impeçam esta consideração. Para aproximar o comportamento dos modelos L aos modelos M neste

trecho, pode-se alterar as características da junta seca como por exemplo a utilização do grauteamento em massa (grautes mais fluidos) para preenchimento desta junta, ou ainda utilizar outras técnicas de montagem dos segmentos.

Figura 3.82: Detalhe do início da curva Força x Deslocamento dos modelos L com a curva limite +10% dos deslocamentos dos modelos M.



Fonte: Próprio autor.

Para calcular o comprimento efetivo de deformação L_{ed} da armadura de flexão, foi necessário verificar o valor de k presente na equação (2-2) da rigidez secante. Assim, tem-se:

$$R = \frac{M}{\theta} = \frac{A_s f_{yk} z}{\frac{\Delta L}{d - x}} \Rightarrow \text{Rigidez na seção fissurada (Estádio II)} \Rightarrow R = \frac{A_s f_{yk} z_{II}}{\frac{\Delta L}{d - x_{II}}}$$

onde,

$$x_{II} : = 91,24 \text{ mm}$$

$$d : = 437,5 \text{ mm}$$

sendo,

$$\frac{x_{II}}{d} = \frac{91,24}{437,5} = 0,21 \Rightarrow \text{Domínio 2 } (x/d \leq 0,259) \Rightarrow x_{II} = 0,21d$$

então, considerando domínio 2 de deformação,

$$z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3} = d - \frac{0,21d}{3} = d - 0,07d \Rightarrow z_{II} = 0,93d$$

e

$$\theta = \frac{\Delta L}{d - x_{II}} = \frac{\Delta L}{d - 0,21d} = \frac{\Delta L}{0,79d}$$

Substituindo na equação da rigidez:

$$R = \frac{A_s f_{yk} 0,93d}{\frac{\Delta L}{0,79d}} = A_s f_{yk} 0,93d \frac{0,79d}{\Delta L} = 0,735 \frac{A_s f_{yk} d^2}{\Delta L} = 0,735 \frac{A_s f_{yk} d^2}{\Delta L}$$

Da mecânica dos sólidos, tem-se:

$$E_s = \frac{f_{yk}}{\varepsilon} = f_{yk} \frac{L}{\Delta L} \Rightarrow \frac{1}{\Delta L} = \frac{E_s}{f_{yk} L}$$

Substituindo novamente na equação da rigidez:

$$R = 0,735 \frac{A_s f_{yk} d^2}{\Delta L} = 0,735 A_s f_{yk} d^2 \frac{E_s}{f_{yk} L} = 0,735 \frac{A_s d^2 E_s}{L}$$

Reordenando as variáveis e chamando $L = L_{ed}$:

$$R = 0,735 \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}}$$

Então, o valor do coeficiente k vale 0,735. Uma vez definido este coeficiente, foi possível calcular o comprimento efetivo de deformação L_{ed} :

$$R_{SEC} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}} \Rightarrow L_{ed} = k \frac{E_s A_s d^2}{R_{SEC}}$$

$$\text{Modelo M1: } L_{ed} = 0,735 \frac{205 \cdot 981,7 \cdot 437,5^2}{186.243 \times 10^3} = 0,735 \cdot 206,8 = 152,0 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = \beta \phi_b = 152,0 \Rightarrow \beta = \frac{152,0}{\theta_b} = \frac{152,0}{25} \Rightarrow \beta = 6,1$$

$$\text{Modelo M2: } L_{ed} = 0,735 \frac{205 \cdot 981,7 \cdot 437,5^2}{186.919 \times 10^3} = 0,735 \cdot 206,1 = 151,5 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = \beta \phi_b = 151,5 \Rightarrow \beta = \frac{151,5}{\theta_b} = \frac{151,5}{25} \Rightarrow \beta = 6,1$$

$$\text{Modelo L1: } L_{ed} = 0,735 \frac{205 \cdot 981,7 \cdot 437,5^2}{66.685 \times 10^3} = 0,735 \cdot 577,6 = 424,6 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = \beta \phi_b = 424,6 \Rightarrow \beta = \frac{424,6}{\theta_b} = \frac{424,6}{25} \Rightarrow \beta = 17,0$$

$$\text{Modelo L2: } L_{ed} = 0,735 \frac{205 \cdot 981,7 \cdot 437,5^2}{93.400 \times 10^3} = 0,735 \cdot 412,4 = 303,1 \text{ mm}$$

$$L_{ed} = \beta \phi_b = 303,1 \Rightarrow \beta = \frac{303,1}{\theta_b} = \frac{303,1}{25} \Rightarrow \beta = 12,1$$

Tabela 3-12: Comprimento efetivo de deformação L_{ed} no meio do vão e seu fator de ancoragem β para a armadura de flexão.

Modelo	R _{SEC} (kN.m/rad)	L _{ed} (mm)	β	$\beta_{med.}$	Dif. (%)
M1	186.116	152,0	6,1	6,1	-
M2	186.919	151,5	6,1		
L1	66.685	424,6	17,0	14,6	+139,3 (1,4x)
L2	93.400	303,1	12,1		

Fonte: Próprio autor.

Com base nos valores de $M_{y,lim}$ e $\theta_{y,lim}$ vistos anteriormente, e aproximando o valor do fator de ancoragem para $\beta = 15$ ($L_{ed} = \beta \phi_b = 15 \cdot 25$), foi possível traçar o diagrama trilinear (Figura 3.83) para caracterização da ligação. Foi utilizado tensão de escoamento nominal $f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$ para a caracterização e $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ para o diagrama teórico (ver equações do item 2.4.1):

i) Para caracterização da ligação:

1º Ponto: $R_{ini} = 1,5R_{SEC}$

$$M_{ini} = 0,45 A_s f_{yk} d = 0,45 \cdot 981,7 \cdot 600 \cdot 437,5 = 116,0 \times 10^6 \text{ N. mm} = 116,0 \text{ kN. m}$$

$$\theta_{ini} = 0,3 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 0,3 \frac{15 \cdot 25 \cdot 600}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,001024 \text{ rad}$$

2º Ponto: R_{SEC}

$$M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d = 0,9 \cdot 981,7 \cdot 600 \cdot 437,5 = 231,9 \times 10^6 \text{ N. mm} = 231,9 \text{ kN. m}$$

$$\theta_{y,lim} = 0,9 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 0,9 \frac{15 \cdot 25 \cdot 600}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,003072 \text{ rad}$$

3º Ponto: $R_u = R_{SEC}/2,5$

$$M_u = A_s f_{yk} d = 981,7 \cdot 600 \cdot 437,5 = 257,7 \times 10^6 \text{ N. mm} = 257,7 \text{ kN. m}$$

$$\theta_u = 2,5 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 2,5 \frac{15 \cdot 25 \cdot 600}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,008533 \text{ rad}$$

ii) Para previsão em projeto:

1º Ponto: $R_{ini} = 1,5R_{SEC}$

$$M_{ini} = 0,45 A_s f_{yk} d = 0,45 \cdot 981,7 \cdot 500 \cdot 437,5 = 96,6 \times 10^6 \text{ N. mm} = 96,6 \text{ kN. m}$$

$$\theta_{ini} = 0,3 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 0,3 \frac{15 \cdot 25 \cdot 500}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,000853 \text{ rad}$$

2º Ponto: R_{SEC}

$$M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d = 0,9 \cdot 981,7 \cdot 500 \cdot 437,5 = 193,3 \times 10^6 \text{ N. mm} = 193,3 \text{ kN. m}$$

$$\theta_{y,lim} = 0,9 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 0,9 \frac{15 \cdot 25 \cdot 500}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,002560 \text{ rad}$$

3º Ponto: $R_u = R_{SEC}/2,5$

$$M_u = A_s f_{yk} d = 981,7 \cdot 500 \cdot 437,5 = 214,7 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 214,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

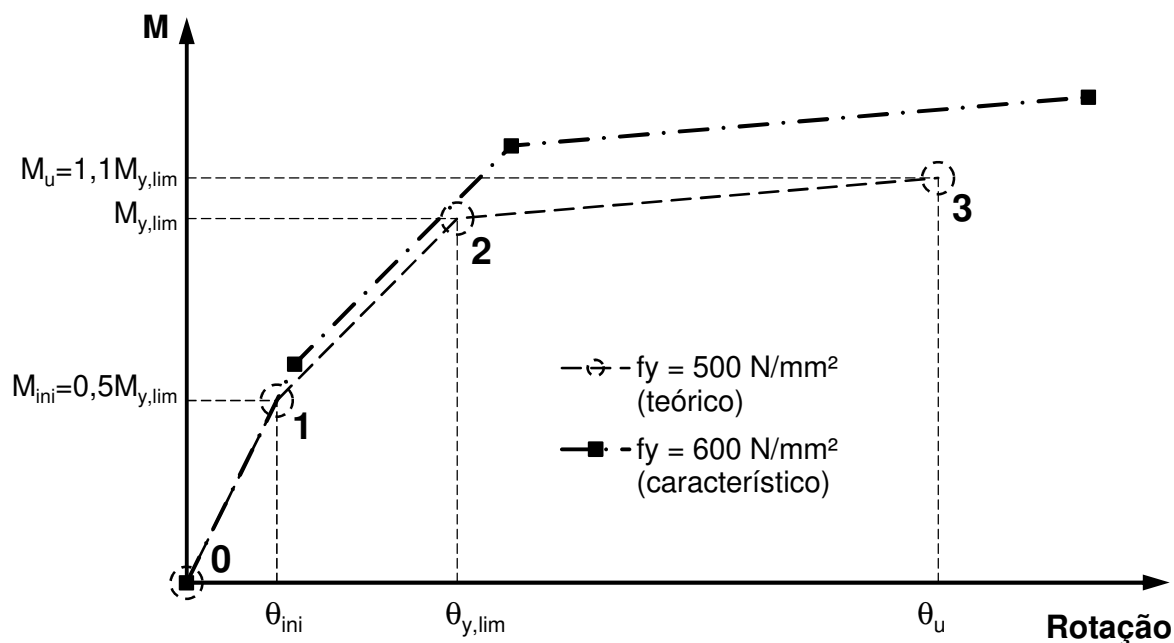
$$\theta_u = 2,5 \frac{L_{ed} f_{yk}}{k E_s d} = 2,5 \frac{15 \cdot 25 \cdot 500}{0,735 \cdot 205 \times 10^3 \cdot 437,5} = 0,007111 \text{ rad}$$

Tabela 3-13: Pontos para plotagem dos Diagramas Trilinear Característico e Teórico, nomenclatura dos pontos (θ ; M) nas unidades (rad ; kN.m).

Diagrama Trilinear	1º Ponto	2º Ponto	3º Ponto
Característico	(0,001024 ; 116,0)	(0,003072 ; 231,9)	(0,008533 ; 257,7)
Teórico (Projeto)	(0,000853 ; 96,6)	(0,002560 ; 193,3)	(0,007111 ; 214,7)

Fonte: Próprio autor.

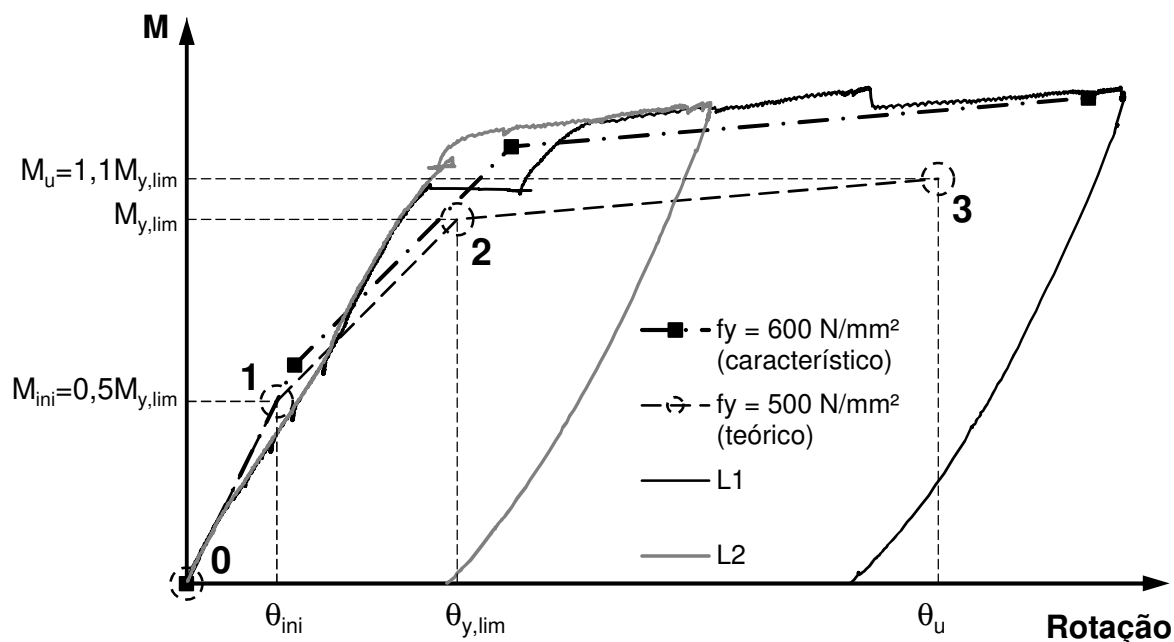
Figura 3.83: Diagrama Trilinear para caracterização da ligação e para previsão do comportamento na utilização em projeto.



Fonte: Próprio autor.

A Figura 3.84 mostra os diagramas trilineares plotados juntamente com as curvas Momento por Rotação na ligação dos modelos L1 e L2. Apenas o ponto 1 ficou acima das curvas experimentais.

Figura 3.84: Diagrama Trilinear com as curvas Momento x Rotação dos modelos equivalentes L1 e L2.



Fonte: Próprio autor.

Calculando-se o coeficiente de restrição à rotação α_R previsto em Ferreira (2010) e incorporado em NBR9062:2017, equação (2-1), foi possível classificar a ligação para algumas condições de projeto previstas nesta norma, como pilares de galpões (ou edificação de pavimento único), edifícios de até quatro pavimentos e edifícios de cinco ou mais pavimentos.

$$\alpha_R = \left[1 - \frac{3 \gamma_{NBR} (E_{CS} I_C)}{R_{SEC} L} \right]^{-1}$$

onde

γ_{NBR} : coeficiente redutor de EI para consideração simplificada da NLF do pilar

Então, pensando na especificação, a previsão de α_R se fez com valores nominais de projeto utilizando a norma NBR6118. Considerando resistência à compressão característica do concreto de $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$, tem-se:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} = \alpha_i \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,925 \cdot 1,0 \cdot 5600 \sqrt{50} = 36.628 \text{ N/mm}^2$$

$$= 36,63 \text{ kN/mm}^2$$

$$I_c = \frac{b h^3}{12} = \frac{400 \cdot 500^3}{12} = 4,167 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_{cs} I_c = 36,63 \cdot 4,167 \times 10^9 = 1,526 \times 10^{11} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \frac{50}{80} = 0,925$$

Assim, utilizando os valores da rigidez secante experimental encontrados para os modelos equivalentes e arbitrando valores para os comprimentos dos pilares (L) para cada tipologia de obra, encontram-se os valores de α_R . Um exemplo deste cálculo para galpões ou edificação de pavimento único ($\gamma_{NBR} = 0,4$ e $L = 12.000$ mm), considerando $R_{SEC} = 93.400$ kN.m/rad (modelo L2), foi mostrado a seguir:

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3 \cdot 0,4 \cdot 1,526 \times 10^{11}}{93.400 \times 10^3 \cdot 12.000} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{1,831 \times 10^{11}}{11,208 \times 10^{11}} \right]^{-1} = [1 + 0,163]^{-1} = 0,86$$

Portanto, para uma edificação tipo galpão, de pilares com 12 m de altura livre, concreto C50 ($f_{ck} = 50$ N/mm²), de seção transversal 40 cm x 50 cm e armadura de flexão composta por apenas duas barras de 25 mm de diâmetro, com ligação de luvas metálicas grauteadas tipo *Splice Sleeve*, de acordo com as restrições do coeficiente de rigidez EI pela NBR9061:2017, esta ligação é considerada rígida, pois, atingiu $\alpha_R = 0,86$, ou seja, mobiliza mais de 90% do momento de engastamento perfeito. A Tabela 3-14 mostra outros casos de edificações e ainda considerando a rigidez dos dois modelos L1 e L2 bem como a rigidez média entre eles.

A ligação será rígida apenas para pilares de 12 m de comprimento em galpões. Para as demais tipologias de edificações, as duas barras de diâmetro 25 mm não são suficientes para deixar as ligações pilar-pilar rígidas. Então, é possível prever a quantidade de barras da armadura longitudinal destes pilares para que suas emendas sejam consideradas rígidas.

Tabela 3-14: Fator de restrição à rotação α_R para algumas tipologias de edificações.

Edificação	γ_{NBR}	$E_{cs} I_c$ (kN.mm ²) [x 10 ¹¹]	$(EI)_{SEC}$ (kN.mm ²) [x 10 ¹¹]	R_{SEC} (kN.m/rad)	L (mm)	α_R
Galpão (pav. único)	0,40		0,610	93.400	12.000	0,86
				77.785		0,84
				66.685		0,81
Edifícios ≤ 4 pav.	0,55	1,526	0,839	93.400	4.500	0,63
				77.785		0,58
				66.685		0,54
Edifícios ≥ 5 pav.	0,70		1,068	93.400	4.500	0,57
				77.785		0,52
				66.685		0,48

Fonte: Próprio autor.

Pensando na equivalência monolítica dos elementos pré-moldados, se fixarmos o fator de restrição $\alpha_R = 0,85$ (mobilizando 90% do momento de engastamento perfeito) temos o valor da rigidez secante de $R_{SEC} = 17(EI)_{SEC}/L$ (NBR9062:2017). Igualando-se esta rigidez secante com o valor da rigidez secante calibrada pelos ensaios, é possível determinar qual a armadura de flexão necessária no detalhamento para que ela seja rígida:

$$\alpha_R = 0,85 \Rightarrow R_{SEC} \geq \frac{17 (EI)_{SEC}}{L} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}} \Rightarrow 17 (EI)_{SEC} L_{ed} = k E_s A_s d^2 L$$

$$\therefore A_s = \frac{17 (EI)_{SEC} L_{ed}}{k E_s d^2 L}$$

Para projeto, de acordo com os valores calibrados nos ensaios realizados nesta pesquisa e com valores da NBR9061:2017 e NBR6118, pode-se adotar:

$$(EI)_{SEC} = \gamma_{NBR} E_{cs} I_c = \gamma_{NBR} \cdot 1,526 \times 10^{11} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$L_{ed} = \beta \phi_b = 15 \cdot 25 = 375 \text{ mm}$$

$$k = 0,735$$

$$A_s = \frac{17 (EI)_{SEC} L_{ed}}{k E_s d^2 L} = \frac{17 \gamma_{NBR} \cdot 1,526 \times 10^{11} \cdot 375}{0,735 \cdot 205 \cdot 437,5^2 L} \Rightarrow A_s = 3,373 \times 10^7 \frac{\gamma_{NBR}}{L}$$

Ou seja, basta saber qual a tipologia de obra em que o pilar está inserido e qual seu comprimento livre para calcular a armadura necessária para que as emendas sejam consideradas rígidas (Tabela 3-15).

Tabela 3-15: Quantidade de armadura necessária para que ligações pilar-pilar sejam consideradas rígidas, utilizando luvas metálicas grauteadas tipo Splice Sleeve.

Edificação	γ_{NBR}	L (mm)	A_s (mm ²)	Armadura longitudinal $\phi = 25$ mm	
Galpão (pav. único)	0,40	12.000	1.124	1,15x	2 barras
Edifícios ≤ 4 pav.	0,55	4.500	4.123	4,20x	5 barras
Edifícios ≥ 5 pav	0,70	4.500	5.247	5,34x	6 barras

Fonte: Próprio autor.

A Tabela 3-15 mostra a área de aço necessária em algumas situações de projeto para que a ligação forneça o desempenho equivalente ao monolítico para o pilar segmentado de seção transversal 40 cm de largura por 50 cm de altura, emendado com a luva metálica grauteada tipo *Splice Sleeve*. Ou seja, se o projeto fosse de um edifício de mais de 5 pavimentos, para esta ligação estudada, para esta seção transversal de pilar utilizada, seriam necessárias apenas 6 barras de 25 mm de diâmetro para tornar a ligação pilar-pilar rígida, tornando o pilar segmentado um elemento equivalente a um pilar pré-moldado de mesmo comprimento concretado em peça única.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 Considerações Gerais

A partir de uma pesquisa de doutorado com colaboração universidade-empresa, foi possível a realização do estudo do desempenho estrutural e da construtibilidade de ligações em pilares com luvas mecânicas grauteadas (tipo *Splice Sleeve*) para aplicações em edificações de galpões (pavimento único) e com múltiplos pavimentos. A avaliação de desempenho estrutural envolveu ensaios de ligações pilar-pilar em escala real, onde os modelos com ligações foram comparados com modelos monolíticos com mesma seção, armadura longitudinal e resistência do concreto.

Com base nos resultados experimentais encontrados pode-se afirmar que os modelos de pilares segmentados com ligações com luvas grauteadas apresentaram rigidez equivalente à rigidez dos modelos monolíticos sem ligações. Portanto, desde que sejam empregados detalhamentos semelhantes (com confinamento de estribos na região da ligação), considera-se que o pilar com este tipo de ligação possa ser considerado no projeto como um pilar pré-moldado contínuo. Com relação à construtibilidade da ligação, em alternativa ao procedimento com escoramento temporário do pilar, durante a montagem dos protótipos ensaiados foi testada uma ligação simples com barras rosqueadas que permite uma rápida montagem, ajuste da verticalidade e estabilização temporária do pilar, anterior ao grauteamento das luvas metálicas. O travamento com porcas rosqueadas se dá numa altura um pouco acima da região com as luvas metálicas grauteadas. Desta forma, toda a região da ligação se encontra comprimida durante a estabilização provisória na montagem. A pesquisa colaborativa permitiu uma rápida assimilação, adaptação e adequação às situações de projeto e produção por parte da empresa de pré-fabricados, permitindo a aplicação segura de novas tecnologias em obras para múltiplos pavimentos. Portanto, o resultado da pesquisa aponta para a importância da colaboração tecnológica universidade-empresa, onde o meio acadêmico ganha muito ao estudar problemas reais e relevantes da engenharia nacional, enquanto o setor produtivo ganha maior eficiência no processo de assimilação e implementação de novas tecnologias.

4.2 Cumprimento dos Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa foi caracterizar o comportamento de uma ligação pilar-pilar quanto à resistência, rigidez e ductilidade, avaliando e comparando seu desempenho com o elemento monolítico de referência. Tanto o objetivo geral quanto os objetivos específicos foram todos cumpridos:

Através de uma primeira abordagem breve sobre as ligações em estruturas pré-moldadas, observou-se que a ligação é um componente estrutural de extrema importância para o comportamento dos elementos conectados. A ligação nunca deve ser o ponto fraco da estrutura, pois, ela é a união entre os segmentos de concreto e se sua resistência, rigidez e ductilidade for inferior a eles a estrutura sofrerá perda de desempenho.

Pelas várias pesquisas mostradas no capítulo 2 desta tese, verificou-se que a definição de um comportamento equivalente ao monolítico ainda não foi realizado. Deste modo, no item 2.4 foi então definido o conceito da equivalência monolítica de estruturas pré-moldadas para segmentos conectados, relacionando com a rigidez inicial, secante e última da ligação (R_{ini} , R_{SEC} e R_u , respectivamente) com a resistência máxima em termos de momento fletor $M_{y,lim}$ e a dedução do giro da ligação $\theta_{y,lim}$ como pontos importantes para esta definição.

Além da definição do conceito, foram definidos também critérios de projeto para a utilização dessas ligações contínuas em elementos equivalentes ao monolítico. Foi proposto que o elemento estrutural segmentado que for conectado a uma ligação rígida (dentro do conceito de equivalência monolítica) pode ser considerado contínuo se atender a um dos seguintes métodos propostos:

- a) Diagrama Trilinear;
- b) Rigidez efetiva – coeficiente EI ;
- c) Deslocamentos até 10% maiores;
- d) Fator de restrição $a_R \geq 0,85$ (segundo FERREIRA e CUADRADO, 2015).

Estes métodos foram aplicados nesta pesquisa através de um programa experimental que realizou ensaios de flexão pura simples em protótipos em escala real (elementos contínuos – modelos M1 e M2; elementos segmentados – modelos

L1 e L2). Assim, foi possível também sugerir algumas recomendações para garantir o melhor desempenho possível do elemento equivalente.

4.3 Análises dos Resultados Experimentais

Com base nos resultados experimentais analisados, comprovou-se que a rigidez global dos modelos equivalentes com luvas grauteadas foi equivalente à rigidez global dos modelos monolíticos de referência. Isto significa que não haveria alterações na Não Linearidade Física (NLF) da estabilidade para os elementos com este detalhamento de ligação. Na relação momento-rotação obtida experimentalmente na região da ligação, o modelo equivalente evidenciou a existência de uma descontinuidade localizada na junta. Pode-se, então, inferir que houve uma compensação de rigidez no modelo equivalente. Portanto, acredita-se que a perda de rigidez localizada na junta da ligação foi compensada pelo aumento de rigidez na região da luva metálica. Este fenômeno pode ser explicado pelo aumento de área na armadura longitudinal (acréscimo de cerca de 30% na armadura longitudinal na região das luvas), mas também devido à maior concentração de estribos na região de descontinuidade, garantindo um maior confinamento e, portanto, um maior controle da fissuração nesta região.

Mesmo que no modelo L1 tenha ocorrido escorregamento da armadura longitudinal antes de se atingir o escoamento da armadura (Figura 3.74 e Figura 3.75), ainda assim a rigidez deste protótipo foi maior do que todos os outros modelos M1, M2 e L2 (Figura 3.79). Pode-se inferir, portanto, que houve uma redistribuição de esforços tal que fez com que o modelo L1 permitisse o desenvolvimento da tensão de escoamento das barras da armadura de flexão.

Pelas equações da rigidez secante e do fator de restrição à rotação, foi possível também validar a equivalência monolítica pelos método do diagrama trilinear para previsão em projeto, e pela classificação das ligações considerando como rígidas.

4.4 Avanços Sobre Trabalhos Anteriormente Realizados

Com esta pesquisa foi possível caracterizar a ligação com luva metálica grauteada utilizada (tipo Splice Sleeve) pelo diagrama trilinear, podendo-se estimar seu comportamento, e calcular a armadura necessária para que a ligação seja considerada rígida (consideração de elementos contínuos) para algumas situações de projeto.

É importante ressaltar que os resultados obtidos nos ensaios desta pesquisa podem ser extrapolados para ligações entre diferentes elementos estruturais, uma vez que, nos ensaios de flexão simples pura, a região da ligação está submetida apenas ao momento fletor, um dos principais itens de desempenho de ligações. Além disso, os resultados obtidos podem ser relacionados com outros elementos porque se considera que as luvas metálicas grauteadas (tipo *splice sleeve*) estarão localizadas no elemento superior e não no elemento inferior, ou seja, o comportamento das luvas será similar (e o comportamento dos arranques ou esperas será definido pela teoria do Concreto Armado de acordo com os dispositivos utilizados). Caso as luvas sejam posicionadas no elemento inferior, o comportamento seria diferente e, portanto, neste caso os ensaios de ligação realizados nesta pesquisa não poderiam ser extrapolados.

4.5 Sugestões para Trabalhos Futuros

Embora o resultado do estudo tenha sido bastante satisfatório, acredita-se que o comportamento da ligação equivalente possa ainda ser melhorado com a utilização de um graute mais fluído no preenchimento da junta horizontal. Além disso, seria interessante conhecer melhor a influência do detalhamento e distribuição dos estribos na região da ligação.

Assim, a ligação pode ser melhorada sempre que seu detalhamento for aprimorado, como:

- aumentando a eficiência no confinamento da região da ligação (mais estribos, por exemplo);
- melhorando o método de preenchimento da junta (explorar outras alternativas além da junta seca);

- melhorando a distribuição da área de aço pela seção transversal.

Contemplando estes itens, sugere-se que pesquisas futuras realizem ensaios experimentais:

- de junta para melhor entendimento e para caracterização do comportamento dos grautes de preenchimento utilizados;

- de tração de diversos dispositivos de ligação, inclusive da luva mecânica grauteada utilizada nesta pesquisa, para classificação do desenvolvimento da tensão de escoamento fornecida pelo dispositivo, mesmo que haja muitos trabalhos internacionais deste cunho;

- com diferentes distribuições de armaduras transversais (estribos) ao redor da ligação ou do dispositivo de ligação para que se conheça a área de aço mínima que corresponde ao melhor desempenho estrutural do elemento equivalente;

- para diversos tipos de ligações de montagem (estabilidade temporária) e verificar qual a influência no comportamento estrutural do elemento que cada tipologia adotada provoca.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Guide to Emulating Cast-in-Place Detailing for Seismic Design of Precast Concrete Structures (ACI 550.1R-09)**. ACI Committee 550. 4^a ed. Farmington Hills, 2012. 17 p.

AHN, B., KIM, H., PARK, B. **Confining effect of mortar grouted splice sleeve on reinforcing bar**, J. Korea Concr. Inst, v.15, n.1, pp. 102-109, 2003.

AMELI, M.J., BROWN, D.N., PARKS, J.E., PANTELIDES, C.P. **Seismic column-to-footing connections using grouted splice sleeves**, ACI Structural Journal, n.113-S87, pp.1021-1030, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738: Concreto: Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR 5739: Concreto: Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7215: Cimento Portland: Determinação da Resistência à Compressão**. Rio de Janeiro, 1996. 8 p.

_____. **NBR 7222: Concreto e Argamassa: Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2010. 7 p.

_____. **NBR 8522: Concreto: Determinação do Módulo Elástico de Elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008. 16 p.

_____. **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado (Consulta Nacional)**. Rio de Janeiro, 2016. 86 p.

BACHEGA, L. A. **Estudo Teórico-Experimental de Ligação Viga-Pilar com Consolo Metálico Embutido em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. 2013. 147 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

BELLERI, A., RIVA, P. **Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections**, Precast/Prestressed Concrete Institute Journal, v.57, n.1, pp. 97-109, 2012.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos. EdUFSCar, 2007. 367 p.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. 2007. 215 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

EINEA, A., YAMANE, T., TADROS, M.K. **Grout-filled pipe splices for precast concrete Construction**, Precast/Prestressed Concrete Institute Journal, v.40, n. 1, pp. 82-93, 1995.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1. ed. Oxford: Butterworth Heinemann, 2002. 375 p.

ENGSTRÖM, B. **Structural connections for precast concrete buildings – Lecture 5: Transfer of bending and torsional moment**. São Carlos: Próprio autor, 2008. 52 transparências de 19,05 cm x 25,4 cm.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Structural Connections for Precast Concrete Buildings: Guide to Good Practice – Bulletin 43. Commission C6: Prefabrication: Task Group TG 6.2: Connections**, 2008. 360 p.

FERREIRA, M. A. **Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections**. Post-Doctoral Research Report, University of Nottingham. 2010.

FERREIRA, M. A. **Tipologias de ligações e juntas**. São Carlos: Departamento de Engenharia Civil – UFSCar, 2012. Notas de Aula.

FERREIRA, M. A.; Cuadrado, M. M. **Proposta de Revisão e Ampliação do Texto Base – Estabilidade Global de Estruturas Pré-Moldadas**. São Paulo: Comissão de Estudos de Revisão da NBR 9062: Grupo de Estudo – Estabilidade Global e Ligações, 2014. 13 p.

HASAN, S. A. **Behaviour of Discontinuous Precast Concrete Beam-Column Connections**. 2011. 330 p. Tese (Doutorado) – Department of Civil Engineering, The University of Nottingham, Nottingham, 2011.

HUA, L.J., RAHMAN, A.B.A., IBRAHIM, I.S., HAMID, Z.A. **Behaviour of grouted pipe splice under incremental tensile load**, Constr. Build. Mater. v.33, pp. 90-98, 2012.

LEONARDI CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA LTDA. Acervo de imagens.

NISHIYAMA, M. **Precast concrete research, design and construction in Japan**. São Carlos: Próprio autor: Kyoto University, 2013. 99 transparências de 19,05 cm x 25,4 cm.

NMB SPLICE SLEEVE JAPAN. Acervo de imagens.

PANTELIDES, C. P., AMELI, M. J. **Seismic Evaluation of Grouted Splice Sleeve Connections for Reinforced Precast Concrete Bridge Piers**. Research Report. University of Utah. EUA, 2015.

SPLICE SLEEVE JAPAN. **Testes on re-bar splices in reinforced concrete columns using NMB splice sleeves**. Technical report. Splice Sleeve Japan, 1991.

SPLICE SLEEVE JAPAN. **Telephone conference with Caltrans**. Technical report. Splice sleeve japan, 2012.

USICON CONSTRUÇÕES PRÉ-FABRICADAS. Acervo de imagens.

6 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto.** 1993. 166 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.** 1999. 228 p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ELLIOTT, K. S. **Multi-storey precast concrete framed structures.** 1. ed. Oxford: Blackwell Science Ltd., 1996. 601 p.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTION (PCI). **Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete.** Chicago, 1988.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTION (PCI). **PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete.** 7. ed. Chicago, 2010. 776 p.