

LISIANE PEREIRA PRADO

**Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré-
moldado – Estudo de caso**

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

LISIANE PEREIRA PRADO

**Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré-
moldado – Estudo de caso**

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade
de São Paulo como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Titular Dr. Mounir Khalil
El Debs

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos, 2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

P8961 Prado, Lisiane Pereira
Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de
concreto pré-moldado - estudo de caso / Lisiane Pereira
Prado; orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos,
2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Estruturas de concreto pré-moldado. 2. Ligação
viga-pilar. 3. Consolo metálico. 4. Dente metálico. I.
Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **LISIANE PEREIRA PRADO**

Título da dissertação: "Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré-moldado – estudo de caso"

Data da defesa: 19/09/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular Mounir Khalil El Debs (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Assoc. Maximiliano Malite
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

Aprovada

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

Agradecimentos

Agradeço primeiramente à Deus e a Nossa Senhora Aparecida, pela força superior que me foi concedida durante a execução deste trabalho e por atender as minhas preces.

Ao professor Mounir Khalil El Debs pela paciência durante o período de orientação, pelos ensinamentos que me proporcionou ao longo desta jornada e pela confiança dada a minha pessoa.

Aos meus amados pais Cicero da Silva Prado e Zilda Pereira Prado, pelo carinho e ensinamentos, pelo incentivo aos estudos e por sempre acreditarem no meu potencial.

Ao meu querido irmão Evandro Pereira Prado, pela amizade, pelo apoio e incentivo nos meus estudos e, à minha sobrinha Camila Bucuvic Prado, por ser fonte de inspiração durante as minhas viagens para São Carlos.

Ao meu namorado José André Berguelli pela paciência e apoio nos momentos difíceis e pela compreensão das horas que não pudemos ficar juntos para que este projeto fosse concluído. Obrigada pelo carinho e cuidado que sempre teve comigo.

A Eva de Souza Berguelli, Rosa Adriana Berguelli, Rubens Berguelli e Louana Berguelli, por me incentivarem e me apoiaram.

À USICON Construções Pré-Fabricados, em especial ao engenheiro Antônio Carlos Jeremias Junior por acreditar no meu potencial e ao arquiteto Rodolfo Cesar Magalhães por ceder os modelos utilizados nos ensaios. Demonstro também toda minha gratidão aos companheiros de trabalho da USICON que me incentivaram e me apoiaram nos momentos difíceis dessa jornada: Iva, Eliene, Paula e Tairis.

Ao pessoal do laboratório de estruturas da EESC-USP, em especial Mario e Luiz Vareda.

Ao professor Maximiliano Malite, por contribuir com os seus conhecimentos nesta pesquisa e pela paciência que teve comigo nos momentos de dúvidas.

Aos funcionários do departamento de estruturas da EESC-USP, em especial a Rosi e a Silvia.

Aos funcionários da USICON, Paulo Serjo, Reginaldo Dias, Bernardo Filho e José Virginio, que auxiliaram na execução do modelo usado na pesquisa.

Aos professores da UNESP-Ilha Solteira que contribuíram para que este sonho pudesse ser concluído e por incentivar meus estudos, em especial à professora Mônica Pinto Barbosa e ao professor Jorge Luís Akasaki.

RESUMO

PRADO, L.P. (2014). *Ligações de montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré-moldado – estudo de caso*. 2014. 234f. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

A pesquisa em questão é direcionada ao estudo de uma ligação provisória entre o pilar e a viga pré-moldada para que possa servir de suporte durante a execução da ligação de estrutura, que consiste na utilização de barras de aço salientes do pilar e da viga, traspassando entre si, finalizada por concreto com adição de fibras. O uso de consolo metálico formado por perfil tipo “U” e dente metálico constituído de um perfil de seção retangular vazado foi o método proposto para a ligação provisória, na qual a montagem da viga no pilar se dá pelo encaixe dos elementos. O modelo adotado como dente metálico é denominado “Cazaly Hanger”. Para avaliar o comportamento da ligação estudada foram analisados os modelos analíticos referentes aos elementos da ligação e, posteriormente, foi montado um pórtico estrutural com a ligação provisória em estudo, para analisar o seu comportamento sob um carregamento estático e monotônico. Inicialmente foi aplicada uma força referente a 71,75% da capacidade da ligação, no meio do vão da viga e excêntrico ao seu eixo para analisar a torção na ligação, simulando uma possível força acidental que venha a ocorrer durante a montagem dos elementos. Na segunda etapa foi aplicada uma força a $1 / 2,94$ do vão da viga a fim de determinar a capacidade do dente metálico e, na terceira e última etapa, o carregamento foi aplicado a $1 / 7,14$ do vão da viga, na extremidade oposta a força aplicada na etapa 2, para determinar a capacidade de suporte do consolo metálico. Os resultados dos ensaios mostraram que a capacidade resistida pelo dente metálico foi 33% maior que o determinado no modelo analítico e, o estado limite último do consolo metálico constituído por perfil “U” foi caracterizado pela deformação excessiva da alma, na região superior do consolo. Pode-se concluir que o modelo de cálculo usado no trabalho foi coerente com os resultados encontrados para o dente metálico, mas, para os consolos metálicos, os valores teóricos não foram compatíveis com os resultados encontrados no modelo prático.

Palavras chaves: estruturas de concreto pré-moldado, ligação viga-pilar, consolo metálico, dente metálico.

ABSTRACT

PRADO, L.P. (2014). *Assembly connections beam – column for structures of precast concrete – case study*. 2014. 234f. Dissertation (M.Sc) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

The research is directed to the study of a beam - column temporary connections to provide support during the execution of structure connection, which consist on using steel bars protruding from the column and beam finalized by addition of concrete with fibers. The use of steel “U” shaped corbel in the column and a steel hangers rectangular hollow core section in the beam was proposed for temporary connection method, in which the erecting the beam in the columns occurs by the nest of the elements. To evaluate the behavior of the studied connections it was analyzed the analytical models of connections and, after were building a structural portico with the connection to analyze their behavior under static and monotonic loading. Initially it was applied a load corresponding to 71,75% of the connection capacity, mid-span of the beam and its eccentric to check the torsion moment on the connection, simulating a possible live load that may occur during assembly of the elements. In the second stage was applied a load of $1 / 2,94$ span beam to determine the capacity of steel hanger rectangular hollow core section and the third and last step the load was applied at $1 / 7,14$ span of the beam, the end opposite the load applied in step 2, to determine the ability of the steel “U” shaped corbel. The results showed that the steel hanger inserted capacity was 33% higher than determined in the analytical model and the ultimate limit state of the steel “U” shaped corbel was characterized by excessive deformation of vertical plate, in the upper region of corbel. Can conclude that the calculation model used in the study was consistent with the results found for the steel hangers rectangular hollow core section, but for the steel “U” shaped corbel, the theoretical values were not consistent with the results found in practical model.

Key words: precast concrete, beam-column connection, steel corbel, steel hangers inserted

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aplicação do concreto pré-moldado em estrutura de esqueleto para edificação de um pavimento [EL DEBS (2000)].....	2
Figura 1.2 – Comparativo entre o sistema estrutural pré-moldado utilizando ligações articuladas e sistema moldado no local utilizando ligações rígidas.....	3
Figura 1.3 - Esboço da ligação proposta [OliveiraJunior (2012)].....	5
Figura 1.4 - Perspectiva isométrica do pórtico estudado.....	6
Figura 1.5 – Detalhe do pilar e viga pré-moldada com elemento de ligação.....	7
Figura 1.6 – Detalhe do encaixe da ligação.....	7
Figura 2.1 - Fator de restrição à rotação [NBR 9062: 2006]	15
Figura 2.2 – Diagrama de momento fletor com ligação articulada.....	16
Figura 2.3 - Diagrama de momento fletor com ligação rígida.	16
Figura 2.4 - Diagrama de momento fletor com ligação semi-rígida.	17
Figura 2.5 - Exemplo de caminho de forças em ligação [EL DEBS (2000)].	18
Figura 2.6 - Componentes da ligação da Figura 2.5 [EL DEBS (2000)]	19
Figura 2.7 - Ligações viga - pilar articuladas [EL DEBS (2000)].	20
Figura 2.8 - Ligações viga-pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local [EL DEBS (2000)].	20
Figura 2.9 - Ligações viga -viga sobre pilar com estabelecimento de continuidade para momento fletor [EL DEBS (2000)].....	21
Figura 2.10 – Ligações viga - pilar rígidas com cabos de protensão [EL DEBS (2000)].	21
Figura 2.11 – Ligações viga - pilar rígidas com solda [EL DEBS (2000)].	21
Figura 2.12 – Possibilidades de consolos metálicos [EL DEBS (2000)]	22
Figura 2.13 - Detalhe do consolo metálico embutido dentro do pilar [BACHEGA (2013)]	23
Figura 2.14 – Modelo do PI (Pilar isolado) e esquema de aplicação do carregamento [BACHEGA (2013)]	24
Figura 2.15 - Modelo LI (Ligação) e esquema de aplicação do carregamento [BACHEGA (2013)].....	25
Figura 2.16 – Componentes da ligação [TROTTA (2012)].....	26

Figura 2.17 – Sequência de montagem da ligação [TROTTA (2012)]	27
Figura 2.18 - Construção do modelo de uma ligação com tarugo de aço utilizado como consolo metálico [FIB (2008)]	28
Figura 2.19 - Mecanismo estrutural para ligação de extremidade de viga com perfil de aço [FIB (2008)]	29
Figura 2.20 – Exemplos de ligações viga-pilar utilizando consolo metálico [ELLIOT (1995)].....	30
Figura 2.21 - Projetos e modelos de consolos metálicos [ELLIOT (1995)]	32
Figura 2.22 - Placa soldada e tarugo na ligação viga-pilar [GORGUN (1997)]	34
Figura 2.23 - Vista em planta e elevação da ligação com tarugo e placa soldada [GORGUN (1997)]	35
Figura 2.24 - Pilar com seção sólida de aço utilizado como consolo e escoras para impedir a movimentação durante os ensaios [GORGUN (1997)]	36
Figura 2.25 - Placa de aço embutida na viga pré-moldada utilizada na ligação com o pilar [GORGUN (1997)]	36
Figura 2.26 - Placa soldada no consolo após a montagem [GORGUN (1997)]	36
Figura 2.27 - Ligação viga-pilar utilizando perfil de seção vazada e parafusado [GORGUN (1997)]	37
Figura 2.28 - Vista em planta e elevação da ligação com perfil de seção vazada parafusada [GORGUN (1997)]	38
Figura 2.29 - Montagem da amostra a ser ensaiada [GORGUN (1997)]	38
Figura 2.30 – Reforço de extremidade na viga para ligação com consolo vazado parafusado [GORGUN (1997)]	39
Figura 2.31 - Montagem do consolo vazado parafusado em uma das amostras ensaiadas [GORGUN (1997)]	39
Figura 2.32 – Cantoneira de ligação no topo da viga [GORGUN (1997)]	39
Figura 2.33 Detalhe das amostras testadas [MARCAKIS E MITCHELL (1980)]	40
Figura 2.34 - Modelos de consolos metálicos [PCI (2010)]	42
Figura 2.35 - Distribuição de tensão e deformação para cisalhamento, momento e carregamento geral [MARCAKIS E MITCHELL (1980)]	43
Figura 2.36 - Suposições e anotações do consolo metálico embutido [PCI (2010)]	44

Figura 2.37 - Esquema de transmissão das forças e da armadura nos dentes de concreto [EL DEBS (2000)]	47
Figura 2.38 – Esquema dos dentes com elementos metálicos [EL DEBS (2000)]	47
Figura 2.39 - Caminho das forças para consolos e ligação viga-pilar [PCI (2008)]	48
Figura 2.40 – Projeto da “caixa-cisalhante” (shear-box) utilizada em vigas pré-moldadas [ELLIOT (1996)]	49
Figura 2.41 - Princípio de concepção da caixa cisalhante (shear box) na viga [ELLIOT (1996)]	50
Figura 2.42 - “Caixa-cisalhante” colocada no final da viga com chapas de aço adicionais utilizadas como cinta na forma de gancho [ELLIOT (1996)]	51
Figura 2.43 - Ligação viga-pilar com placa de aço móvel escondida, desenvolvida pela <i>Spenncon AS Hønefoss, Norway</i> [FIB (2008)]	52
Figura 2.44 - Projeto da ligação na viga pré-moldada: a) modelo de biela e tirante que representa o fluxo de forças através da ligação, b) arranjo de reforço na ligação em consequência do modelo [FIB (2008)]	53
Figura 2.45 - Dimensões dos elementos pré-moldados: (a) pilar e (b) viga. Medidas em milímetros [OLIVEIRA (2009)]	54
Figura 2.46 - Dimensões da seção transversal dos elementos da ligação viga-pilar [OLIVEIRA (2009)]	55
Figura 2.47 - Geometria adotada no modelo numérico [OLIVEIRA (2009)]	55
Figura 2.48 - Evolução do panorama de fissuração da viga pré-moldada – Parte I / Parte II [OLIVEIRA (2009)]	56 / 57
Figura 2.49 - Exemplos de ligações Hanger [PCI (2010)]	58
Figura 2.50 - Principais componentes da ligação “Cazaly Hanger”. [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)]	59
Figura 2.51 - Esboço da ligação “Cazaly Hanger” colocada sobre uma viga de apoio [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)]	59
Figura 2.52 - Possíveis modos de falhas de “Cazaly Hanger” [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)]	61
Figura 2.53 - Laje-viga pré-moldada sendo colocada na posição do consolo [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)]	62
Figura 2.54 - Solda em campo da ligação tipo “Cazaly Hanger” na laje-viga com a chapa no consolo [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)]	62

Figura 2.55 - Ligação “Cazaly Hanger” na viga-laje apoiada no consolo do pilar [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)]	63
Figura 2.56 - Premissas de projeto da ligação tipo “Cazaly Hanger” e concepção do modelo [PCI (2010)]	64
Figura 2.57 - Carregamento assumido para os componentes da ligação “Cazaly Hanger”. [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)]	65
Figura 3.1 - Geometria dos pilares e viga utilizados no ensaio.....	72
Figura 3.2 - Dimensões do pórtico estrutural.....	73
Figura 3.3 – Perspectiva isométrica dos consolos metálicos e posicionamento no pilar pré-moldado.....	75
Figura 3.4– Perspectiva isométrica dos dentes metálicos e posicionamento na viga pré-moldada.....	76
Figura 3.5 - Geometria do consolo-7,5 – Parte I / Parte II.....	78 / 79
Figura 3.6 - Dimensões do perfil metálico utilizado como consolo metálico.....	80
Figura 3.7 - Força resistente à flexão aplicada no meio do consolo.....	81
Figura 3.8 - Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento.....	82
Figura 3.9 – Força cortante aplicada no consolo metálico correspondente ao momento fletor de início de escoamento.....	83
Figura 3.10 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento.....	83
Figura 3.11 – Força cortante aplicada no consolo metálico correspondente ao momento fletor de plastificação.....	84
Figura 3.12 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento.....	84
Figura 3.13 - Geometria do dente-7,5.....	86
Figura 3.14 - Dimensões do perfil utilizado como dente metálico.....	88
Figura 3.15 - Força cortante aplicada no meio do dente metálico.....	90
Figura 3.16 - Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento.....	90
Figura 3.17 - Altura d utilizada no cálculo de $s = 0,8.d$	92
Figura 3.18 - Dimensões da viga pré-moldada.....	95
Figura 3.19 - Armadura da viga pré-moldada – Parte I / II.....	96 / 97

Figura 3.20 – Montagem da fôrma e armação da viga pré-moldada Parte I / II.....	97 / 98
Figura 3.21 - Dimensões do pilar pré-moldado tipo B (consolo-7,5).....	99
Figura 3.22 - Dimensões do pilar pré-moldado tipo A (consolo-12,5).....	100
Figura 3.23 - Armaduras do pilar pré-moldado tipo A (consolo-12,5).....	101
Figura 3.24 - Armaduras do pilar pré-moldado tipo B (consolo-7,5).....	102
Figura 3.25 – Montagem da fôrma e armação dos pilares pré-moldados.....	103
Figura 3.26 - Dimensões dos corpos-de-prova usados na execução dos ensaios das chapas de aço.....	106
Figura 3.27 - Corpos-de-prova após a execução dos ensaios.....	106
Figura 3.28 - Detalhe da concretagem da viga pré-moldada.....	108
Figura 3.29 - Detalhe da concretagem dos pilares pré-moldados.....	108
Figura 3.30 - Extensômetros no dente-7,5 - Parte I / II / III.....	114 / 115 / 116
Figura 3.31 - Extensômetros no consolo-12,5 – Parte I / II / III.....	117 / 118 / 119
Figura 3.32 - Extensômetros no dente-12,5 – Parte I / II / III.....	120 / 121 / 122
Figura 3.33 - Extensômetros no consolo-7,5 – Parte I / II / III.....	123 / 124 / 125
Figura 3.34 - Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga pré-moldada.....	126
Figura 3.35 - Detalhe dos extensômetros colados nos estribos.....	127
Figura 3.36 - Detalhe dos extensômetros colados nos elementos de ligação – (a) Consolo metálico – (b) Dente metálico.....	127
Figura 3.37 - Esquema do posicionamento dos transdutores de deslocamento nos consolos e dentes metálicos.....	129
Figura 3.38 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento.....	130
Figura 3.39 - Posicionamento da chapa de aço na face inferior do pilar para fixação na laje de reação.....	131
Figura 3.40- Detalhe da fixação do pilar na laje de reação para montagem do pórtico estrutural...131	
Figura 3.41 - Etapa de montagem da viga pré-moldado.....	131
Figura 3.42 - Ponto de aplicação da força para análise da estabilidade lateral – Parte I / II.....	132 / 133
Figura 3.43 – Chapas de aço posicionadas na folga de montagem entre o dente e consolo metálico.....	133

Figura 3.44 - Ponto de aplicação da força para determinar a capacidade do dente-7,5 – Parte I / II.....	134 / 135
Figura 3.45 – Vista do modelo para ensaio do dente-7,5.....	135
Figura 3.46 - Posicionamento da força para determinar a capacidade do consolo-7,5. Parte I / II.....	136 / 137
Figura 3.47 – Vista do modelo para ensaio do consolo-7,5.....	137
Figura 4.1 - Esquema estrutural e diagrama de força cortante na etapa 01.....	140
Figura 4.2 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-7,5 e dente- 12,5.....	141
Figura 4.3 - Curva Força x Deslocamento no consolo-7,5.....	141
Figura 4.4 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-7,5.....	142
Figura 4.5 - Curva Força x Deslocamento no dente-12,5.....	142
Figura 4.6 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-12,5.....	143
Figura 4.7 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente- 7,5.....	144
Figura 4.8 - Curva Força x Deslocamento no consolo-12,5.....	144
Figura 4.9 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-12,5.....	145
Figura 4.10 - Curva Força x Deslocamento no dente-7,5.....	145
Figura 4.11 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-7,5.....	146
Figura 4.12 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-7,5.....	147
Figura 4.13 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo- 7,5.....	148
Figura 4.14 – Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no consolo-7,5 com baixas oscilações	149
Figura 4.15 – Posicionamento dos extensômetros no dente-12,5.....	149
Figura 4.16 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-12,5.....	150
Figura 4.17 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5.....	151
Figura 4.18 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo- 12,5.....	151

Figura 4.19 – Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no consolo-12,5 com baixas oscilações.....	152
Figura 4.20 – Posicionamento dos extensômetros no dente-7,5.....	152
Figura 4.21 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-7,5 – Parte I / II.....	153 / 154
Figura 4.22 – Esquema estrutural e diagrama de força cortante na etapa 02.....	155
Figura 4.23 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente-7,5.....	156
Figura 4.24 - Curva Força x Deslocamento no consolo-12,5.....	156
Figura 4.25 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-12,5.....	157
Figura 4.26 - Curva Força x Deslocamento no dente-7,5.....	158
Figura 4.27 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-7,5.....	159
Figura 4.28 – Posicionamento dos extensômetros no dente-7,5.....	159
Figura 4.29 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-7,5 – Parte I	160
Figura 4.30 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados na cinta metálica dente-7,5.....	162
Figura 4.31 - Quadro de fissuração na face inferior do dente-7,5.....	163
Figura 4.32 - Quadro de fissuração na face superior do dente-7,5.....	164
Figura 4.33 – Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga – dente-7,5.....	165
Figura 4.34 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nos estribos da viga – lado do dente-7,5.....	165
Figura 4.35 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5.....	166
Figura 4.36 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo-12,5.....	166
Figura 4.37 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas barras de aço do consolo-12,5.....	167
Figura 4.38 – Esquema estrutural e diagrama de força cortante referente à etapa 3.....	168
Figura 4.39 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-7,5 e dente-12,5.....	169

Figura 4.40 – Curva Força x Deslocamento no consolo-7,5.....	169
Figura 4.41 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-7,5.....	170
Figura 4.42 - Curva Força x Deslocamento no dente metálico-12,5.....	171
Figura 4.43 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-7,5.....	171
Figura 4.44 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo-7,5.....	172
Figura 4.45 – Quadro de fissuração na região do consolo-7,5.....	174
Figura 4.46 - Deslizamento do consolo-7,5 do concreto.....	174
Figura 4.47 - Marcação de fissuras junto a borda do consolo-7,5.....	175
Figura 4.48 – Diferença de folga entre os elementos da ligação após a execução do ensaio.....	176
Figura 4.49 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas barras de aço do consolo-7,5.....	177
Figura 4.50 – Posicionamento dos extensômetros no dente-12,5.....	178
Figura 4.51 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados na chapa de aço do dente-12,5.....	178
Figura 4.52 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas barras de aço do dente-12,5.....	179
Figura 4.53 - Quadro de fissuração na face inferior do dente-12,5.....	180
Figura 4.54 - Formação de fissuras na face superior do dente-12,5.....	181
Figura 4.55 – Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga do dente-12,5.....	182
Figura 4.56 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nos estribos da viga – lado do dente-12,5.....	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Sistema de classificação das ligações [FERREIRA et al.(2005)]	17
Tabela 2.2: Recomendações de coeficientes para teoria do atrito-cisalhamento [PCI (2010)]	69
Tabela 3.1 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica.....	77
Tabela 3.2 - Valores referentes à geometria do consolo metálico.....	80
Tabela 3.3 - Quadro de forças do consolo-7,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais.....	85
Tabela 3.4 - Quadro de forças do consolo-7,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização.....	85
Tabela 3.5 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica.....	87
Tabela 3.6 - Valores referentes à geometria do dente metálico.....	88
Tabela 3.7 - Quadro de forças do dente-7,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais.....	94
Tabela 3.8 - Quadro de forças do dente-7,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização.....	94
Tabela 3.9 - Resultado das amostras dos vergalhões de aço utilizado na armadura dos pilares e vigas.....	105
Tabela 3.10 - Propriedades mecânicas das chapas de aço.....	107
Tabela 3.11 - Resultado dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto utilizado na confecção da viga.....	110
Tabela 3.12 - Resultado dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto utilizado na confecção dos pilares.....	110
Tabela 3.13 - Resultado dos ensaios de resistência à tração do concreto utilizado na confecção da viga e pilares.....	111
Tabela 3.14 - Descrição dos equipamentos e instrumentos utilizados no ensaio.....	112
Tabela 3.15 - Nomenclatura dos extensômetros no dente-7,5 e consolo-12,5.....	113

Tabela 3.16 - Nomenclatura dos extensômetros no dente-12,5 e consolo-7,5.....	120
Tabela 3.17 - Nomenclatura dos extensômetros posicionados nos estribos.....	126
Tabela 3.18 - Nomenclatura e posicionamento dos transdutores de deslocamento.....	128
Tabela 4.1 – Comparativo de deslocamentos entre o modelo teórico e prático.....	146
Tabela 4.2 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no consolo-12,5.....	157
Tabela 4.3 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no dente-7,5.....	158
Tabela 4.4 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no consolo-7,5.....	170

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância entre o ponto de aplicação da força e a face do pilar
	Distância entre o ponto de aplicação da força e o eixo da cinta metálica na ligação Cazaly Hanger
A_{cr}	Área da superfície da fissura potencial
A_n	Área de armadura necessária para resistir à força axial
A_s	Área de aço soldada no perfil metálico
	Área de aço da cinta metálica
A_v	Área do reforço de ancoragem (estribo) utilizado na ligação “Cazaly Hanger”
A_{vf}	Área de armadura necessária para resistir ao atrito-cisalhamento
A_w	Área efetiva de cisalhamento tomada igual a altura da seção transversal
b	Largura efetiva do bloco de compressão
	Largura do dente metálico
b_w	Largura da seção transversal da viga pré-moldada
c	Cobrimento do concreto
d	Diâmetro do corpo-de-prova
e	Excêntrcidade do carregamento
E	Módulo de elasticidade
F	Força máxima obtida no ensaio
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{t,D}$	Resistência à tração por compressão diametral
f_{sd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento da chapa de aço
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura
g	Distância da face do suporte até o elemento onde esta a ligação
h	Altura do consolo metálico Altura do dente metálico
L	Altura do corpo-de-prova
l	Comprimento total do perfil ou seção estrutural vazada
l_b	Comprimento da superfície
l_d	Comprimento desenvolvido pela tensão na barra de aço deformada
l_e	Comprimento de embutimento
l_p	Comprimento de apoio do perfil ou seção estrutural vazada que compõe a ligação “Cazaly Hanger”
M_{pl}	Momento fletor de plastificação total da seção
M_r	Momento fletor correspondente ao início do escoamento
M_u	Momento fletor resistido pelo perfil metálico
N_u	Força axial aplicada no dente metálico com seu valor de cálculo
S_w	Largura da cinta metálica utilizada na ligação “Cazaly Hanger”
s	Espaçamento de centro a centro da armadura de reforços do consolo metálico Distância entre as faces das armaduras longitudinais no pilar pré-moldado
t	Espessura consolo metálico Espessura do dente metálico
V_c	Força resistida pelo concreto
V_d	Força resistente do consolo metálico
V_n	Resistência à flexão do consolo com seu valor de cálculo
V_{pl}	Resistência ao cisalhamento

V_r	Força adicional devida às barras de aço soldadas no consolo metálico
V_u	Força aplicada no consolo com seu valor de cálculo
	Força aplicada no dente com seu valor de cálculo
Z_p	Módulo de resistência plástico na estrutura de aço
w	Largura do consolo metálico
W_x	Módulo de resistência elástico
ε	Deformação específica no alongamento
σ_r	Tensão normal de compressão nas mesas
λ	Parâmetro de esbeltez
	Coefficiente para levar em conta a densidade do concreto
λ_p	Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação
σ_c	Tensão de contato no concreto
μ	Coefficiente efetivo de atrito-cisalhamento

Sumário

RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	v
LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE SÍMBOLO.....	xv
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos.....	8
1.3 Justificativas.....	8
1.4 Apresentação do trabalho.....	9
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1 Generalidades	11
2.2 Consolo metálico.....	22
2.3 Dente metálico.....	46
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	71
3.1 Considerações iniciais.....	71
3.2 Geometria da ligação.....	71
3.3 Verificação analítica dos elementos da ligação.....	74
3.3.1 Dimensionamento do consolo metálico com espessura de 7,5 mm.....	77
3.3.2 Dimensionamento do dente metálico com espessura de 7,5 mm.....	86
3.4 Forma e armação dos elementos.....	95
3.4.1 Viga pré-moldada.....	95
3.4.2 Pilares pré-moldados.....	99

3.5	Caracterização do aço.....	104
3.6	Caracterização do concreto.....	107
3.7	Equipamentos e instrumentação.....	112
3.7.1	Instrumentação interna.....	112
3.7.2	Instrumentação externa.....	128
3.8	Montagem do modelo e procedimentos de ensaios.....	130
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	139
4.1	Considerações iniciais	139
4.2	Resultados experimentais.....	139
4.2.1	Etapa 1: análise da estabilidade lateral.....	140
4.2.2	Etapa 2: análise da capacidade do dente-7,5.....	155
4.2.3	Etapa 3: análise da capacidade do consolo-7,5.....	168
5	CONCLUSÃO.....	183
5.1	Conclusões.....	183
5.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	185
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	187
7	APÊNDICE	191

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A pré-moldagem surgiu a partir da industrialização da construção civil, com a utilização de ferramentas e equipamentos sofisticados, possibilitando uma agilidade na produção e qualidade do produto final. A aplicação deste sistema construtivo tornou-se mais acentuada após o final da Segunda Guerra Mundial, onde houve a necessidade de construir vários edifícios, escolas, hospitais e galpões em um curto período de tempo.

De acordo com a NBR 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado (ABNT, 2006), os elementos pré-moldados são aqueles moldados previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura enquanto que os pré-fabricados são elementos pré-moldados executados industrialmente, em instalações permanentes de empresas destinadas para este fim.

As estruturas de concreto pré-moldado, em edifícios de pequenas alturas, são constituídas essencialmente por pilares engastados na fundação, vigas simplesmente apoiadas nos pilares ou em consolos embutidos nos pilares, lajes alveolares, estabilizadas, se necessário, por paredes portantes ou painéis pré-moldados. A Figura 1.1 apresenta um galpão pré-moldado formado por pilares, vigas e cobertura pré-moldada.

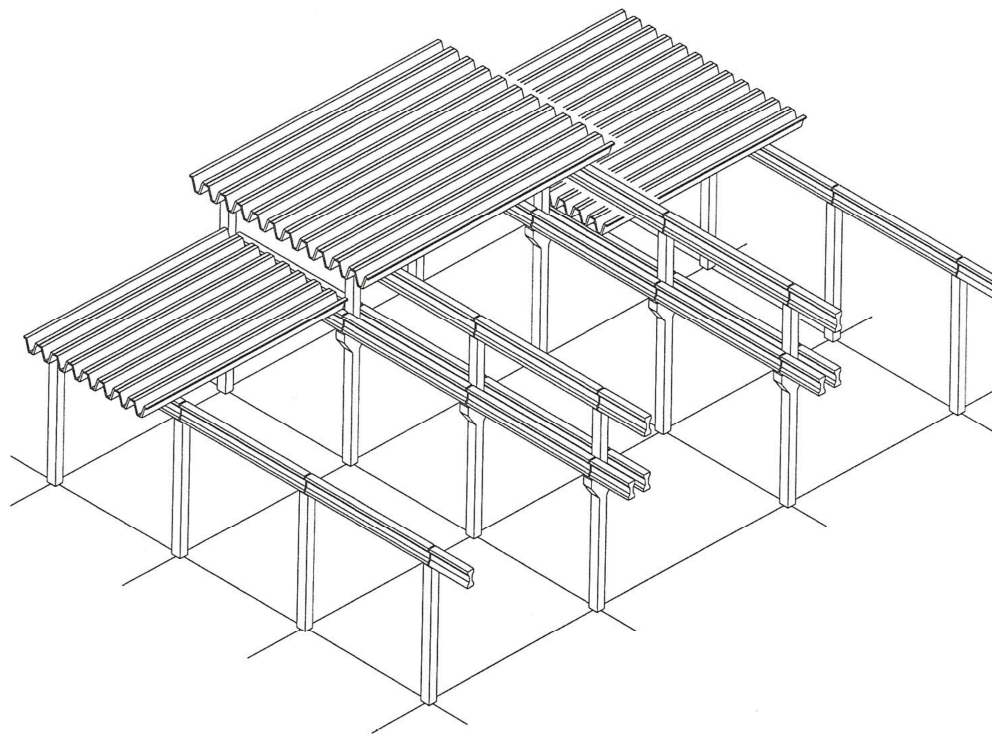
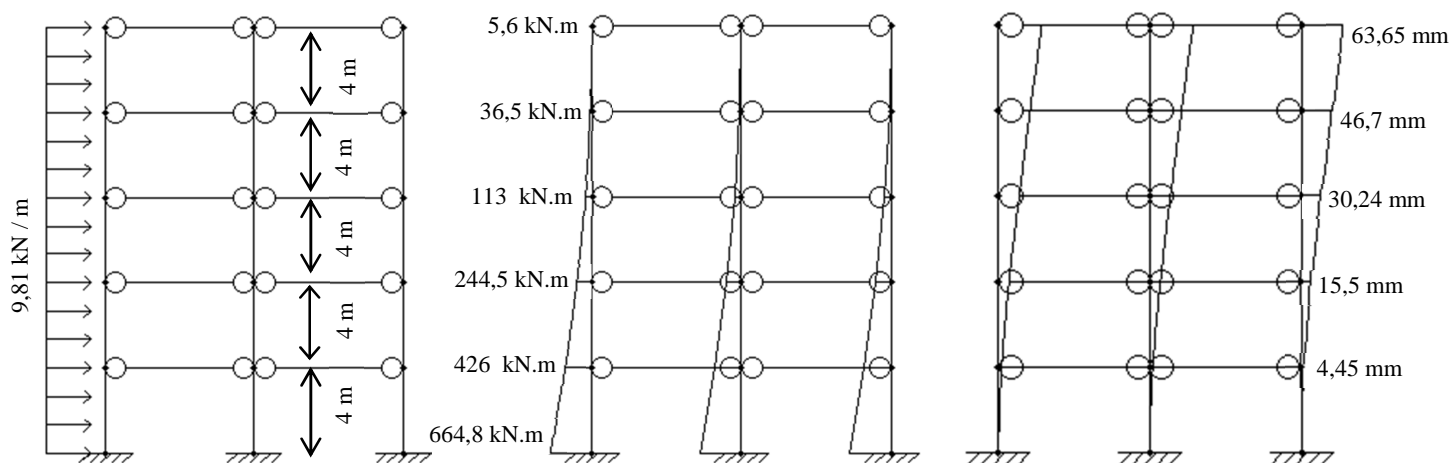


Figura 1.1 – Aplicação do concreto pré-moldado em estrutura de esqueleto para edificação de um pavimento [EL DEBS (2000)].

De maneira geral, as estruturas de concreto pré-moldado possuem um vasto campo de aplicação na construção civil, como por exemplo, escolas, hospitais, condomínios logísticos, usinas, lojas comerciais, shoppings, muros de arrimo, pontes, galerias e reservatórios, dentre outros.

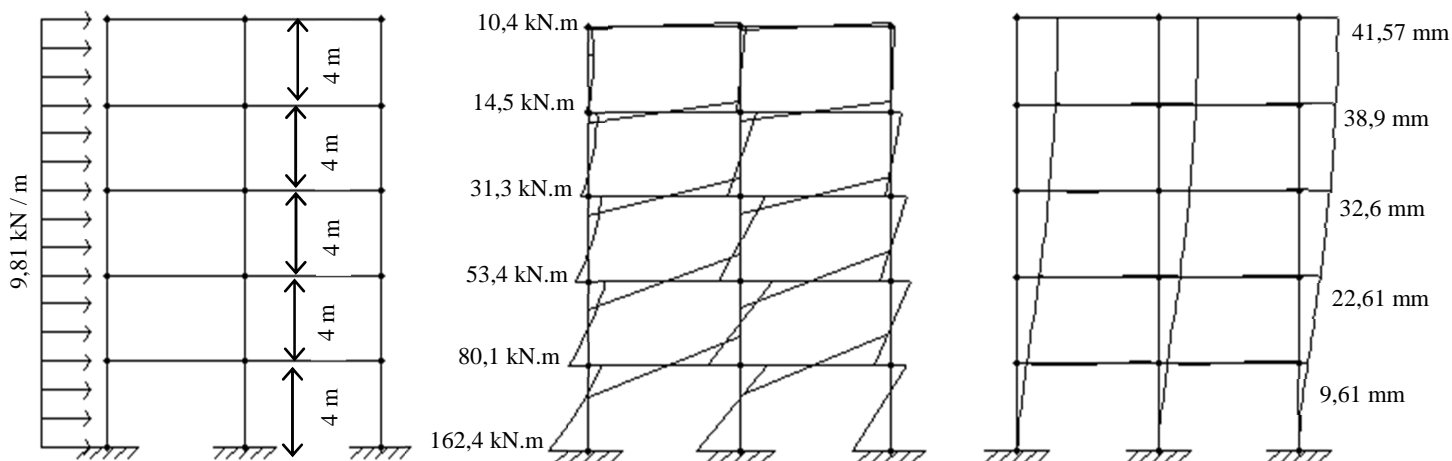
As estruturas de concreto pré-moldado, na maioria das vezes, têm como limitante a altura das edificações, pois, como as vigas são articuladas nos pilares, há uma maior deslocabilidade e os mesmos são mais solicitados à flexão, quando comparado com as estruturas moldadas no local (Figura 1.2). A medida que ocorre um aumento na altura das estruturas de concreto pré-moldado, como edifícios e shoppings verticais, existe a necessidade de utilizar vigas ligadas rigidamente aos pilares, onde ocorre a transferência de momento fletor, similares as estruturas de concreto moldado no local. De modo geral, as ligações rígidas são de difícil execução, possuem um custo maior e reduz o tempo de montagem da obra.



a) Pilares engastados na base e vigas articuladas

b) Diagrama de momento fletor

c) Diagrama de deslocamento



d) Pilares engastados na base e vigas rígidas

e) Diagrama de momento fletor

f) Diagrama de deslocamento

Figura 1.2 – Comparativo entre o sistema estrutural pré-moldado utilizando ligações articuladas e sistema moldado no local utilizando ligações rígidas.

Dimensões dos pilares e vigas = 400 x 400 mm

As ligações nas estruturas de concreto pré-moldado são de grande importância, pois além de transmitir os esforços dos elementos interligados, afeta a estabilidade global da estrutura e influencia no dimensionamento das peças pré-moldadas. Esta é considerada uma região crítica, pois o seu comportamento final depende de uma correta execução, seguindo todos os critérios pedidos em projeto, e do tipo de material utilizado na sua confecção, sendo necessário conhecer todas as propriedades dos materiais envolventes, como a resistência, rigidez e ductilidade.

Para saber o real comportamento de uma ligação complexa é necessário fazer um estudo minucioso dos elementos envolvidos, como a utilização de modelos computacionais ou através de ensaios físicos em comparação ao modelo de cálculo adotado, a fim de verificar a distribuição dos esforços entre os elementos conectados e executar um projeto bem detalhado. Devido a elevada complexidade dos estudos é que muitos projetistas acabam optando por ligações mais simples e majorando os esforços a favor de uma estrutura mais segura.

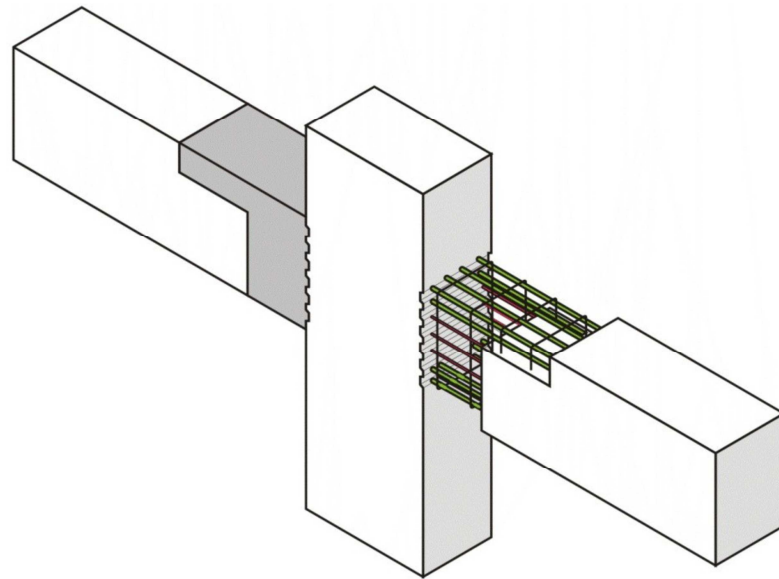
Segundo ¹ORDOÑEZ et al. (1974 *apud* FERREIRA, 1993), as ligações apresentam um papel influente no cenário da pré-moldagem, e, tão grande é a sua importância e destaque, que alguns especialistas afirmam que o aspecto da ligação é o que tem sido obstáculo pela troca dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados. Ferreira (1999) cita que a diferença das estruturas convencionais para as estruturas pré-moldadas consiste na presença da ligação entre os elementos, pois além de haver concentrações de tensões, são regiões de descontinuidade, logo o desempenho do sistema estrutural está interligado com o desempenho da ligação.

De acordo com El Debs (2000), as ligações são de fundamental importância no projeto das estruturas de concreto pré-moldado, tanto para a produção (montagem das estruturas com a conexão dos elementos e execução da ligação no canteiro de obra) como para o comportamento final, para o qual a mesma foi planejada para atuar ao longo da vida útil da estrutura.

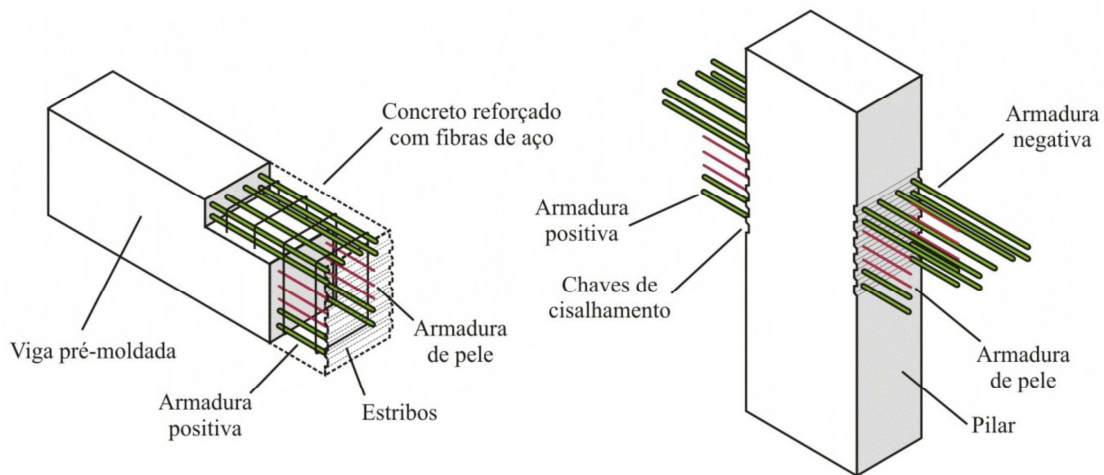
Oliveira Junior (2012) analisou o comportamento da ligação monolítica viga-pilar nos elementos pré-moldados solicitados por ações estáticas (monotônica e cíclica reversível) e dinâmicas. Para obter o comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica foram realizados traspases das barras da armadura longitudinal da viga com as barras passantes no pilar para garantir a continuidade dos momentos fletores positivo e negativo. A transferência dos esforços de cisalhamento entre concretos moldados em

¹ORDOÑEZ, J.A.F. et al, (1974). Prefabricacion teoria y práctica”. Barcelona, V.2.

idades diferentes foi feita por meio de chave de cisalhamento e utilizou-se concreto reforçado com fibras de aço na ligação para conferir maior ductilidade e aumentar a resistência da ligação na fase de serviço (Figura 1.3). As dimensões dos elementos utilizados no modelo foram definidas a partir do projeto estrutural da casa de força da Usina Hidrelétrica de Manso e adaptadas às condições de laboratório, para possibilitar a realização dos ensaios, utilizando uma escala de 1:3.



(a) Esboço do projeto



(b) Componentes da ligação

Figura 1.3 - Esboço da ligação proposta [Oliveira Junior (2012)].

Essa pesquisa é uma continuidade do projeto de Oliveira Junior (2012) e consiste em analisar o comportamento da ligação provisória, antes da concretagem da

ligação, entre a viga e os pilares pré-moldados (Figura 1.4). A ligação temporária é composta por um consolo metálico de perfil “U” introduzido no pilar, formado por chapas de aço soldadas que serviu como apoio e travamento lateral para o dente metálico, embutido na viga pré-moldada, constituído de chapas de aço soldadas cuja seção retangular é vazada (Figuras 1.5).

A ligação proposta é articulada, pois não há barras de transmissão de esforços entre o pilar e a viga (Figura 1.6) e a pesquisa consiste em analisar a capacidade de suporte do consolo e dente metálico, a fim de obter um parâmetro de força suportado pelos elementos de ligação caso haja algum carregamento adicional durante a montagem das peças pré-moldadas utilizando a ligação em estudo.

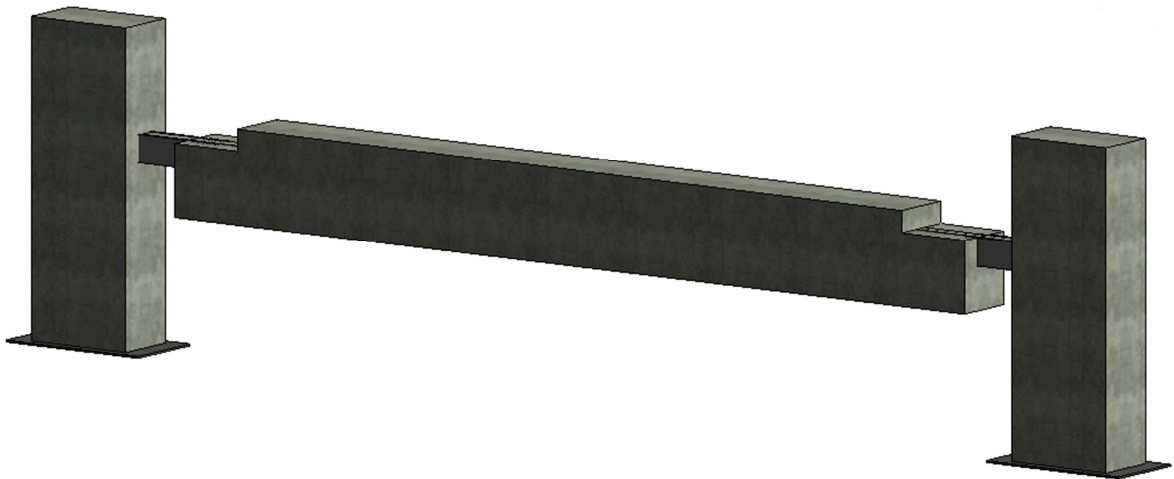
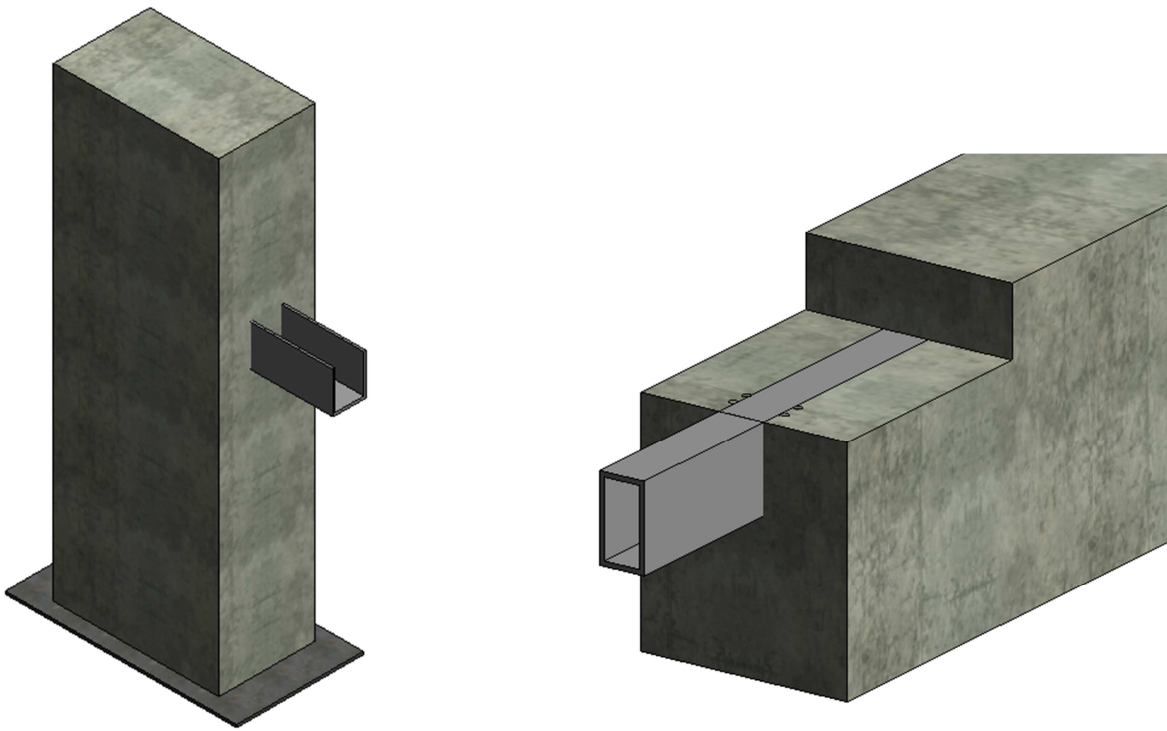


Figura 1.4 - Perspectiva isométrica do pórtico estudado.



a) Pilar pré-moldado com consolo metálico embutido

b) Viga pré-moldada com dente metálico embutido

Figura 1.5 – Detalhe do pilar e viga pré-moldada com elementos de ligação.

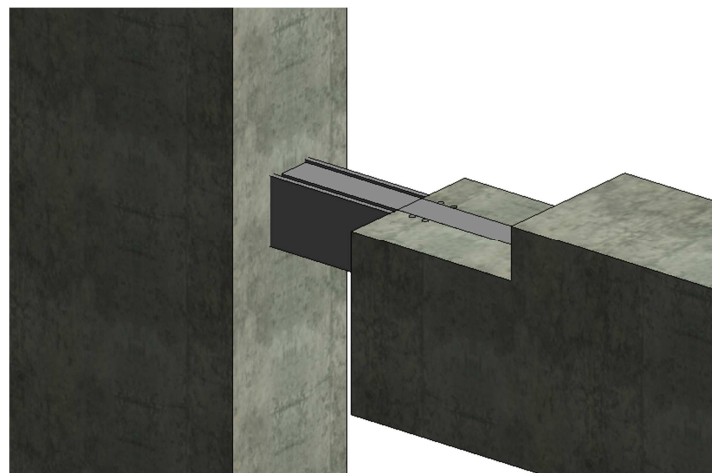


Figura 1.6 – Detalhe do encaixe da ligação.

1.2 Objetivos

O objetivo do trabalho é estudar o comportamento da ligação viga-pilar formada por consolo e dente metálico durante a fase de montagem dos elementos pré-moldados.

Como objetivos específicos pode-se elencar os seguintes itens:

- a) analisar o comportamento em relação ao momento de torção que pode ocorrer na ligação através da aplicação de uma força excêntrica, simulando um possível carregamento acidental durante a montagem dos elementos;
- b) determinar a capacidade de suporte dos elementos que compõem a ligação analisada (consolo e dente metálico) através de ensaios no pórtico estrutural;
- c) comparativo entre os resultados do modelo analítico e os resultados experimentais.

1.3 Justificativas

A pesquisa é uma continuidade dos estudos realizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos sobre ligações em elementos pré-moldados de concreto. O trabalho vem complementar a tese de Doutorado de Oliveira Junior (2012) que desenvolveu uma ligação viga – pilar para ser empregada nas estruturas pré-moldadas de casas de força de usinas hidrelétricas, considerando a utilização de concreto com fibras de aço, traspasse de armadura e chaves de cisalhamento, e a dissertação de mestrado de Trotta (2012), na qual o autor estudou uma ligação com transmissão de momentos fletores positivos e negativos com a utilização de consolo metálico com seção “U” embutido no pilar e dentes metálicos com seção tubular retangular embutido na viga e soldado.

Para que o modelo de ligação proposto por Oliveira Junior (2012) pudesse ser concebido, os elementos precisariam estar apoiados em algum tipo de suporte, possibilitando a execução do traspasse das barras de aço entre os pilares e as vigas. O suporte utilizado deveria ser capaz de resistir ao peso da viga e de possíveis carregamentos acidentais que viesse a ocorrer durante a montagem das peças pré-moldadas.

A ligação formada por consolo e dente metálico é uma alternativa proposta neste projeto como ligação provisória, pois além dos mesmos ser de fácil execução, permite uma maior agilidade na montagem dos elementos pré-moldados na obra, visto que a ligação consiste no encaixe do dente no consolo metálico, ficando assim os elementos apoiados em um suporte provisório para posteriormente executar a ligação definitiva.

1.4 Apresentação do trabalho

No Capítulo 01 é feito uma abordagem geral sobre a influência das ligações nas estruturas de concreto pré-moldado, seguindo-se do objetivo e justificativa que motivou a execução do trabalho.

O capítulo 02 apresenta uma revisão bibliográfica sobre ligações viga-pilar de maneira generalizada e com a utilização de consolo metálico nos pilares e dente metálico na viga pré-moldada.

No Capítulo 03 é apresentado o programa experimental, constando a verificação analítica dos elementos da ligação e o seu detalhamento, bem como o detalhamento das peças pré-moldadas. Também é descrita a instrumentação dos modelos, procedimentos de ensaios e esquema de carregamento.

O Capítulo 04 mostra os resultados obtidos dos ensaios experimentais e no Capítulo 05 são apresentadas as discussões dos ensaios experimentais, conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Generalidades

É usual que as ligações viga-pilar nas estruturas de concreto pré-moldado sejam projetadas de uma maneira mais simplificada, ou seja, sem a necessidade de executar detalhes complementares após a montagem das peças pré-moldadas, possibilitando uma agilidade na montagem da obra além de permitir flexibilidade em possíveis alterações (ampliação, desmontagem, etc). Como são de fundamental importância, as ligações entre os elementos pré-moldados de concreto precisam ser concebidas na fase inicial de projeto, pois é a partir da definição desta que será determinada a geometria dos elementos constituintes e, caso a mesma não seja executada de acordo com o que foi projetada, poderá acarretar danos estruturais.

De acordo com a Fédération International Du Béton (FIB, 2008), os sistemas estruturais em pré-moldado estão conectados, na maioria das vezes, por ligações mecânicas, através da utilização de parafusos, cantoneiras, soldas, armaduras de aço, perfis metálicos, chapas, insertos, dentre outros. As ligações estruturais constituirá uma parte essencial do sistema estrutural, pois o comportamento final do edifício pré-moldado irá depender do comportamento e das características da ligação. O detalhamento do projeto de ligações deve ser feito de forma consistente e com o conhecimento do comportamento estrutural pretendido, sendo necessário saber as características dos materiais constituintes da ligação. Para obter um projeto satisfatório e com êxito, é necessário que o projetista tenha conhecimento suficiente para entender a atuação da ligação dentro do comportamento final da estrutura e o modo como elas influenciam no fluxo de forças.

A ligação estrutural interage com os elementos estruturais adjacentes, sendo que o projeto e detalhamento da ligação é influenciado pelo projeto e detalhamento dos elementos que estão conectados. Com isso, as ligações e os elementos estruturais devem ser projetados e detalhados de modo a resistir todos os esforços envolventes, podendo

ser transferido para o elemento e mais adiante para o sistema que vai resistir ao carregamento global (FIB, 2008).

A sétima edição do PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI, 2010) relata que o projeto de ligações é uma das considerações mais importantes no projeto estrutural das estruturas de concreto pré-moldado, sendo que o seu propósito é transferir esforços, restringir movimento, e/ou promover estabilidade. No âmbito de uma ligação pode haver transferência de diversos esforços e, cada ligação, deve ser projetada para adequada força e ductilidade e possuir um detalhe apropriado, sendo que neste detalhe deve ser levado em conta as tolerâncias de montagem, ter um bom ajuste entre os materiais selecionados para confecção, indicar no projeto todas as etapas de execução e evitar interferências entre as barras de aço e os componentes da ligação.

Ainda de acordo com o PCI (2010) as ligações das estruturas de concreto pré-moldado devem atender a uma variedade de projetos e critérios de desempenho, sendo que as mesmas não precisam atender todos os critérios, somente o que foi estipulado para o projeto. Estes critérios incluem:

- **Resistência:** A ligação deve ter a resistência para transferir as forças submetidas durante a sua vida útil, incluindo aquelas causadas por restrição da mudança de volume e as necessárias para manter a estabilidade do elemento;
- **Ductilidade:** Esta é a habilidade de sofrer deformações inelásticas relativamente grandes sem apresentar falhas. Nas ligações a ductilidade é alcançada através da escolha dos materiais utilizados, por exemplo, os dispositivos de aço precisam ter um bom desempenho estrutural para evitar a ocorrência de falha na solda ou no concreto;
- **Mudança na acomodação de volume:** Restrição da fluência, retração e deformação causada pela mudança de temperatura podem causar grandes tensões nos elementos de concreto pré-moldado e suas ligações. Se estas tensões são desenvolvidas devido a ligações rígidas, elas devem ser consideradas no projeto, caso contrario, é melhor que a ligação seja concebida para permitir que ocorra algum tipo de movimentação, deste modo, as tensões induzidas por deformação na mudança de volume serão aliviadas parcialmente ou totalmente;
- **Durabilidade:** Quando uma ligação é exposta ao tempo ou usada em ambiente corrosivo, os elementos de aço devem ser adequadamente cobertos por concreto, pinturas especiais, com revestimento de epóxi, aço galvanizado ou aço inoxidável;

- **Resistência ao fogo:** As ligações, que poderiam pôr em risco a estabilidade da estrutura se enfraquecida pelo fogo, devem ser protegidas do mesmo modo que os componentes conectados a ela são protegidos;
- **Construtibilidade:** Os seguintes itens devem ser considerados no projeto das ligações:
 - a) padronizar os produtos utilizados na confecção da ligação;
 - b) usar detalhes repetitivos;
 - c) usar itens de ferramentas padrão e com pouca diferenciação de tamanho;
 - d) evitar congestionamento de ferragens, impossibilitando o manuseio de materiais;
 - e) verificar a disponibilidade de material e tamanho;
 - f) estar ciente do tamanho e necessidade dos materiais que serão manuseados em campo;
 - g) considerar folgas e tolerâncias dos materiais da ligação;
 - h) evitar produção fora do padrão e permitir tolerância de montagem;
 - i) proporcionar acessibilidade enquanto o material esta sendo colocado;
 - j) usar ligações que não são suscetíveis a danos durante o manuseio;
 - k) deixar para fazer ajustes depois que o material é retirado do guindaste;
 - l) minimizar o acúmulo de calor no concreto ou ao seu redor devido ao uso de solda;

El Debs (2000) apresenta algumas indicações para minimizar o aparecimento de problemas durante a execução dos elementos pré-moldados:

- a) estar atento quanto a execução de dobras na armadura principal da ligação, para não gerar situação crítica nos cantos dos apoios entre os elementos;
- b) prever interferência da armadura principal dos elementos com a armadura e insertos da ligação, evitando a superposição dos mesmos e dificultando a montagem, além de correr o risco de não haver preenchimento total do concreto devido ao acúmulo de armaduras;
- c) procurar posicionar os insertos na sua posição correta, conferindo as medidas com o projeto, pois se houver erros, o retrabalho torna dificultoso;
- d) evitar soldar a armadura perto da região de dobras das barras para não haver enfraquecimento e perda da resistência do concreto e da armadura;
- e) o projeto executivo deve estar bem detalhado para evitar o surgimento de dúvidas durante a execução do serviço, indicando todas as etapas de execução e os materiais necessários.

- f) fazer projetos em escala das armaduras utilizadas na ligação para prevenir e evitar interferência, se necessário, utilizar gabaritos para serviços que exijam resultados mais precisos.

Além de todos estes itens elencados, é necessário um conhecimento técnico da equipe que está executando os serviços, sendo que os mesmos devem ter conhecimento na leitura de projeto e desenho técnico, para executar os procedimentos de maneira correta. A inspeção e verificação final do que foi executado é de grande importância, pois pode ser constatados erros antes mesmo que as peças pré-moldados cheguem ao seu destino final, sendo que o retrabalho do produto no local de produção é menos trabalhosa do que no local da montagem, uma vez que não há todas as ferramentas necessárias, além de gerar um desconforto e insegurança por parte do cliente.

A ligação viga-pilar é de fundamental importância na estrutura pré-moldada, pois além de influenciar no comportamento estrutural, apresenta uma grande repetitividade, visto que na maioria das vezes as obras são constituídas por pilares e vigas que formam o pórtico estrutural e determinam o comportamento da estrutura através do tipo de ligação utilizada.

No sistema estrutural pré-moldado formado por pórticos, onde há ligação entre a viga e o pilar, o tipo de conexão entre os elementos é o fator predominante para conferir maior ou menor estabilidade da estrutura, bem como a distribuição dos esforços. A ligação entre os elementos precisa ser concebida para a etapa de montagem e etapa final de projeto, onde ela vai atuar conforme foi estipulada na modelagem computacional. Além disso, a determinação do tipo de ligação afeta no dimensionamento dos elementos pré-moldados, pois na fase de montagem, ou transitória, a peça pode estar submetida a um tipo de ligação e gerar esforços maiores ou menores quando comparado com a ligação na fase final, que pode apresentar outra característica de distribuição de esforços.

Segundo a NBR 9062: 2006, a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da capacidade resistente das ligações. O comportamento da ligação no apoio pode ser considerado como articulado, semi-rígido ou rígido, dependendo do fator de restrição à rotação da ligação relativo entre a viga e o pilar (α_R), podendo ser interpretado como a relação da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à

rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação devido ao momento de extremidade, conforme Figura 2.1e determinado pela equação 2.1:

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.1)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga conforme a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2007);

L_{ef} é o vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios;

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

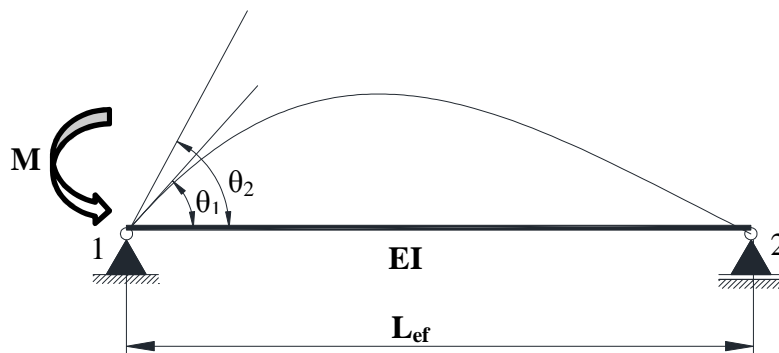


Figura 2.1 - Fator de restrição à rotação [NBR 9062: 2006].

Em relação ao tipo de vinculação as ligações podem ser classificadas como:

-ligação articulada: quando não ocorre a transferência de momento fletor ou o fator de restrição à rotação é menor ou igual a 0,14 (Figura 2.2);

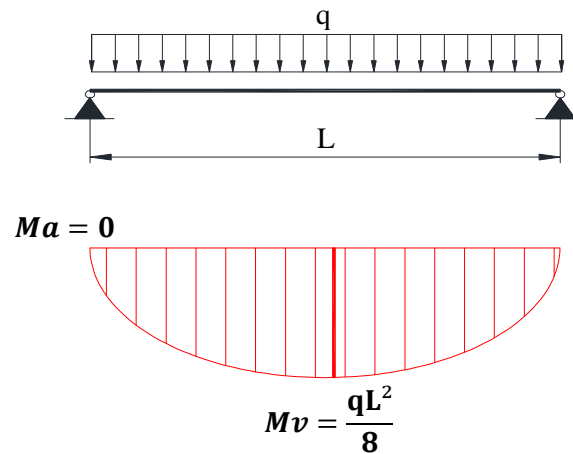


Figura 2.2 – Diagrama de momento fletor com ligação articulada.

-ligação rígida: é capaz de resistir ao momento fletor ou o fator de restrição à rotação é igual ou superior a 0,86 para momentos negativos e positivos (Figura 2.3).

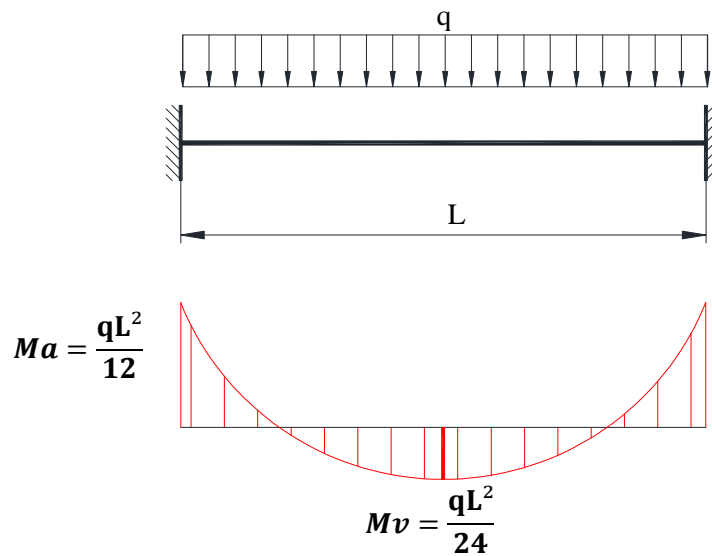


Figura 2.3 - Diagrama de momento fletor com ligação rígida.

-ligação semi-rígida: quando ocorre uma restrição parcial ao momento fletor ou os valores do fator de restrição à rotação estão compreendidos entre 0,14 e 0,86 (Figura 2.4).

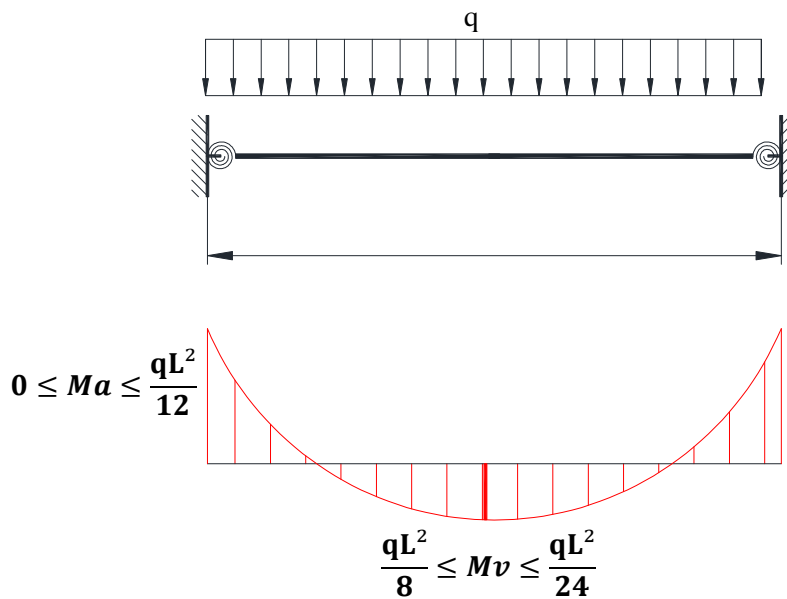


Figura 2.4 - Diagrama de momento fletor com ligação semi-rígida.

Ferreira et al. (2005) apresentaram uma proposta de classificação das ligações semi-rígidas de estruturas de concreto pré-moldados em cinco zonas distintas conforme indicado na Tabela 2.1. Este sistema se baseia no fator de restrição α_R , que é um parâmetro que relaciona a rigidez da ligação em relação à rigidez da viga, variando de 0 (articulação perfeita) a 1 (engaste perfeito), e no coeficiente de engastamento parcial (M_E / M_R), o qual representa a razão entre o momento fletor de engastamento perfeito e o momento fletor na ligação.

Tabela 2.1 – Sistema de classificação das ligações [FERREIRA et al.(2005)]

Zonas	Fator de restrição α_R	Engastamento parcial M_E / M_R	Classificação das ligações
Zona 01	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E / M_R < 0,2$	Articuladas
Zona 02	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E / M_R < 0,5$	Semi-rígidas com baixa restrição
Zona 03	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E / M_R < 0,75$	Semi-rígidas com restrição média
Zona 04	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E / M_R < 0,9$	Semi-rígidas com restrição alta
Zona 05	$0,86 \leq \alpha_R < 1,0$	$0,9 \leq M_E / M_R < 1$	Perfeitamente rígidas

De acordo com El Debs (2000), considerando como exemplo a ligação da Figura 2.5, a transferência das forças verticais da viga até o pilar ocorre, de modo geral, da seguinte maneira:

- a) do vão da viga para a região de seu apoio por flexão;
- b) da parte inferior da viga até o dente por meio da armadura de suspensão;
- c) do dente para o aparelho de apoio;
- d) do aparelho de apoio até o elemento metálico embutido no pilar;
- e) da parte embutida do elemento metálico para o concreto, por meio das tensões de contato.

A força de tração, que pode ocorrer devido ao encurtamento da viga em razão das variações volumétricas, é transferida, de modo geral, da seguinte forma:

- f) do concreto da viga para o dente;
- g) do dente para o aparelho de apoio;
- h) dependendo da deformabilidade do apoio, parte da força que ocorreria é aliviada;
- i) o restante da força é transferido do aparelho de apoio para o elemento metálico embutido no pilar;
- j) a força no elemento metálico é transferida para o concreto do pilar por aderência.

De acordo com o caminho das forças apresentado por El Debs (2000) é possível notar que a ligação consiste na associação de vários elementos que trabalham conjuntamente para garantir a transferência. No exemplo apresentado é possível notar três componentes básicos, conforme Figura 2.6: a) consolo com perfil de aço; b) dente de concreto; e c) aparelho de apoio.

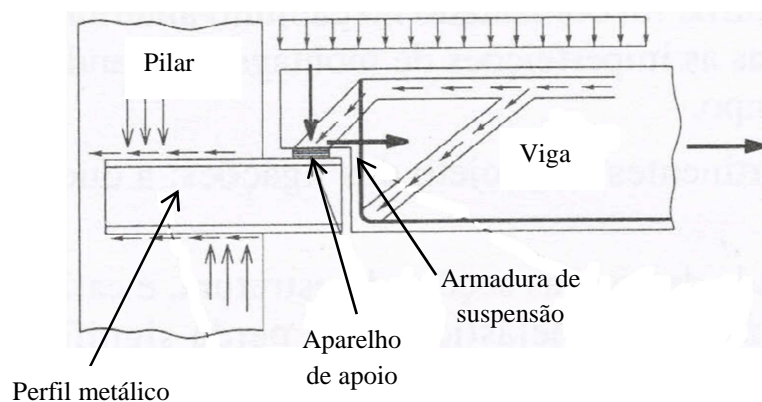


Figura 2.5 - Exemplo de caminho de forças em ligação [EL DEBS (2000)].

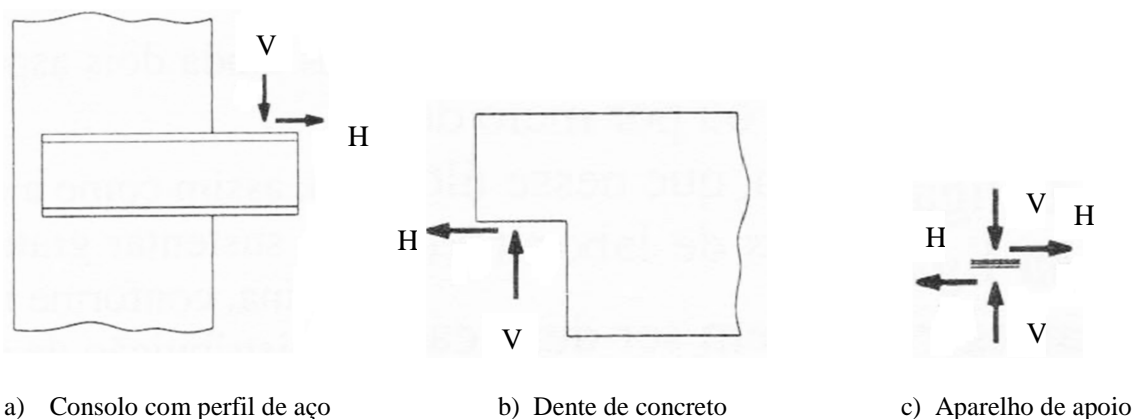


Figura 2.6 - Componentes da ligação da Figura 2.5 [EL DEBS (2000)].

Existem variados modelos de ligação, sendo que a mesma pode variar em função do tipo de elemento conectado ou da força a ser resistida. Tipos padronizados de ligações estruturais são frequentemente listados nos manuais de projeto ou catálogos de fabricantes de elementos pré-moldados. Para melhorar o detalhamento e encontrar ligações adequadas para situações específicas, quando as soluções padrões não se encaixam, e para desenvolver soluções inovadoras, o projetista deve estar preparado para trabalhar com ligações de uma forma mais criativa e ter conhecimento dos esforços envolventes na ligação para não gerar danos estruturais (FIB, 2008).

São várias as maneiras de executar ligações viga-pilar, pois cada uma é projetada de acordo com o tipo de vinculação especificada. De maneira geral as ligações articuladas são feitas com chumbadores e chapas metálicas soldadas no topo para garantir a estabilidade lateral (Figura 2.7). Já as ligações semi-rígidas e rígidas podem ser feitas com vergalhões de aço embutidos nos pilares e nas vigas (Figuras 2.8 e 2.9), com o uso de cabos de aço de protensão (Figura 2.10) e soldas (Figura 2.11).

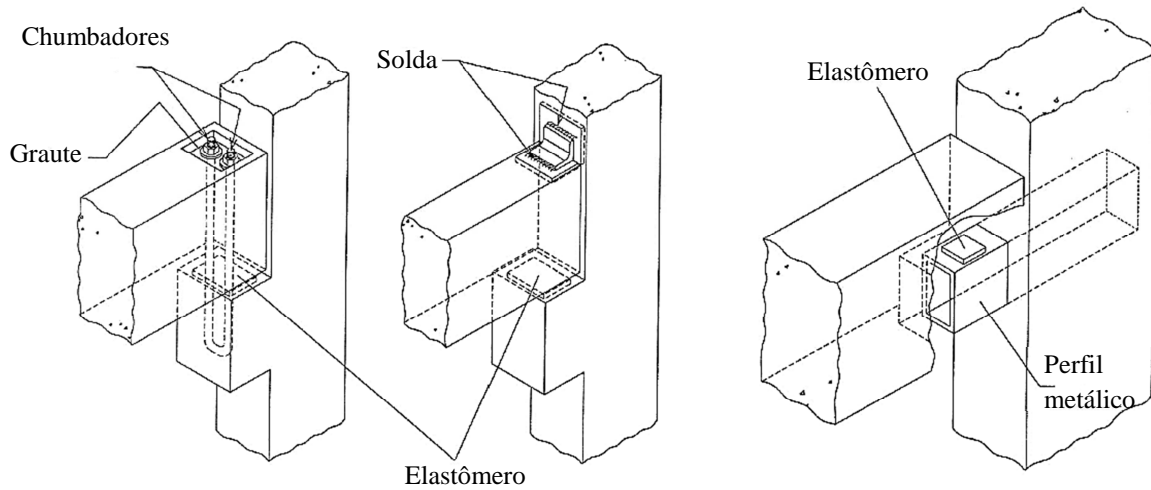


Figura 2.7 - Ligações viga - pilar articuladas [EL DEBS (2000)].

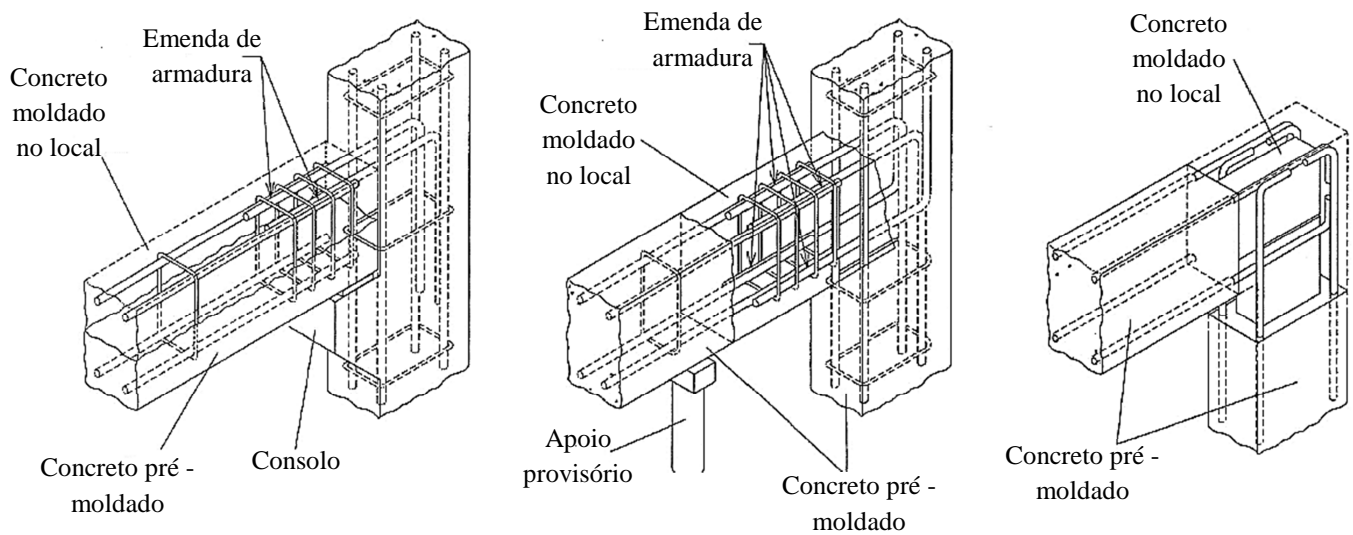


Figura 2.8 - Ligações viga-pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local [EL DEBS (2000)].

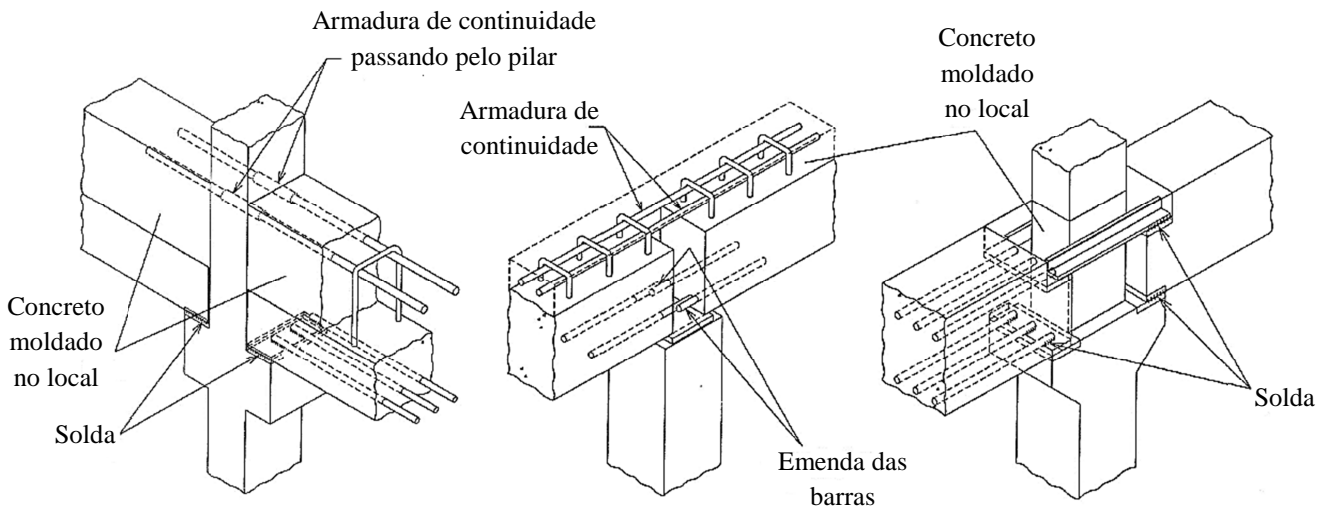


Figura 2.9 - Ligações viga - viga sobre pilar com estabelecimento de continuidade para momento fletor [EL DEBS (2000)].

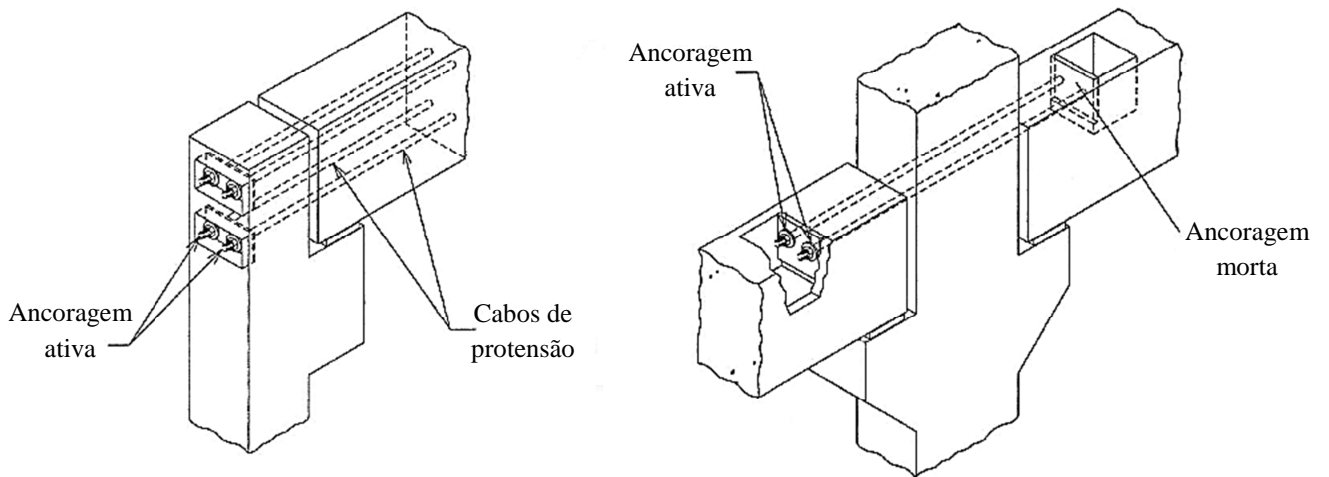


Figura 2.10 – Ligações viga - pilar rígidas com cabos de protensão [EL DEBS (2000)].

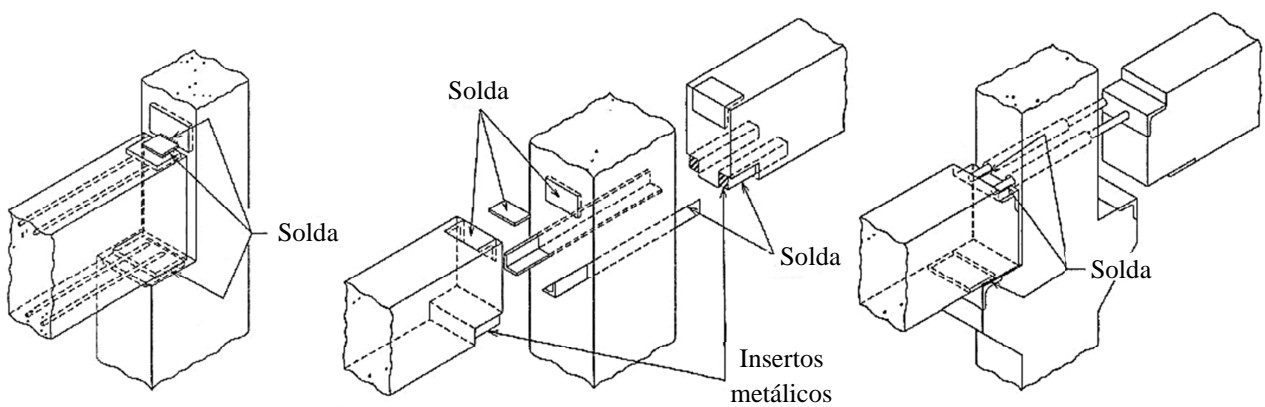


Figura 2.11 – Ligações viga - pilar rígidas com solda [EL DEBS (2000)].

2.2 Consolo metálico

Ultimamente vem sendo utilizado o sistema construtivo pré-moldado em obras mais robustas e pesadas, requerendo assim peças que resistam ainda mais aos esforços solicitantes. Nesse cenário os consolos metálicos vêm ganhando destaque, pois além de poder substituir os consolos de concreto, o mesmo pode ser mais resistente. Nos consolos de concreto, o arranjo das armaduras de aço ancoradas no concreto trabalha conjuntamente com o mesmo para resistir aos esforços, no entanto, a utilização de perfis de aço como consolo (Figura 2.12) são mais simples de serem executados e podem ter maiores resistências.

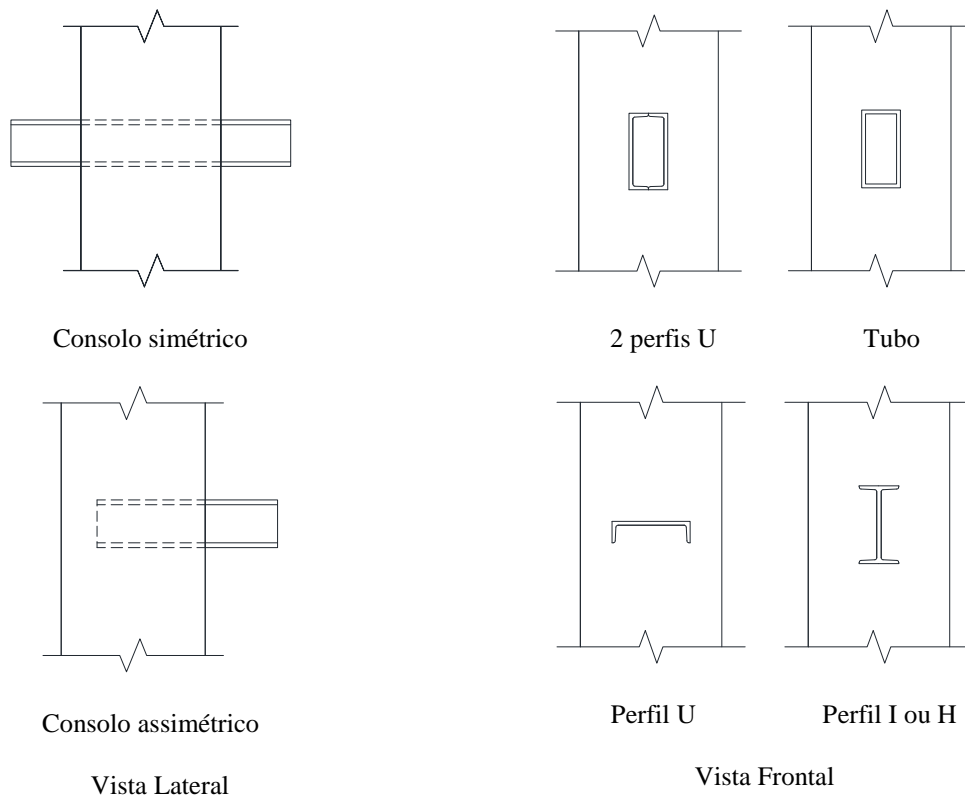


Figura 2.12 – Possibilidades de consolos metálicos [EL DEBS (2000)].

Bachega (2013) estudou o comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar com consolo metálico embutido para estruturas pré-moldadas de concreto. Foram feitos ensaios de dois modelos, sendo um modelo PI (Pilar Isolado), que analisou o comportamento isolado do consolo e sua interação junto ao pilar e o outro modelo

denominado LI (Ligação), na qual observou-se o comportamento da região da ligação e da interação com a viga. O consolo metálico utilizado foi um perfil de seção retangular vazada com dimensões de 200 mm x 100 mm x 9,53 mm de altura, largura e espessura, respectivamente, sendo o mesmo formado por chapas de aço soldadas com comprimento total de 700 mm. A seção vazada foi preenchida com concreto antes mesmo da colocação da fôrma para concretagem do pilar (Figura 2.13 - b) e foi colocada uma chapa de apoio em cima do consolo metálico para a acomodação da viga (Figura 2.13 - a). No ensaio do modelo PI (Pilar Isolado) aplicou um carregamento com o atuador, de baixo para cima (Figura 2.14), sendo que nesta etapa do ensaio a força atuante chegou a mais de 700 kN de carregamento em cada consolo sem fissuração no concreto e menos de 1 mm de deformação nos perfis metálicos sem qualquer ruptura durante o ensaio. Também foi observado que o consolo metálico teve um comportamento de corpo rígido, já que a força cortante de ensaio foi maior do que a força cortante calculada como ligação rígida.

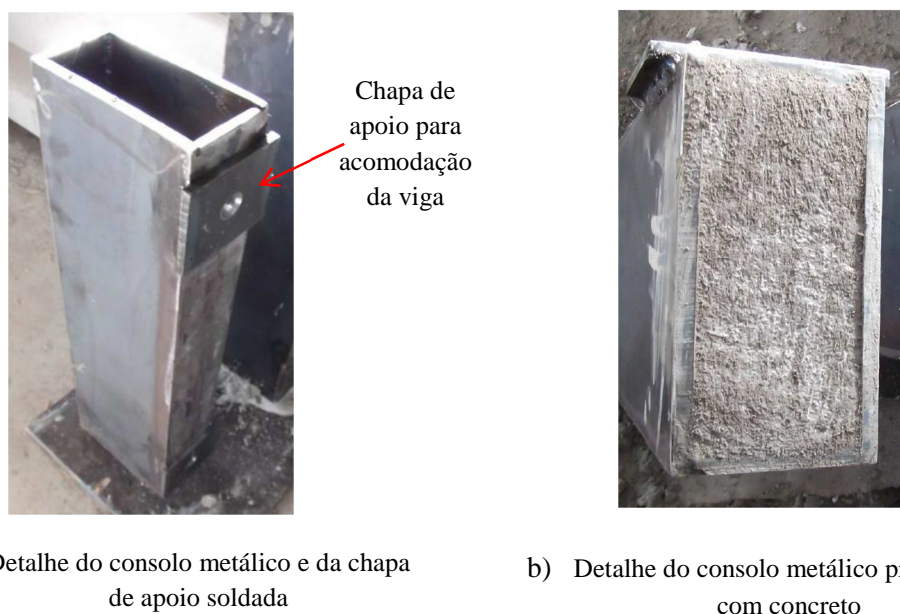
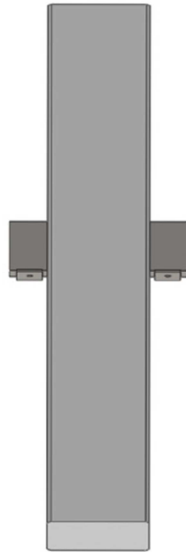


Figura 2.13 - Detalhe do consolo metálico embutido dentro do pilar [BACHEGA (2013)].



a) Esquema do ensaio do modelo pilar isolado (PI)



b) Modelo do pilar isolado a ser ensaiado

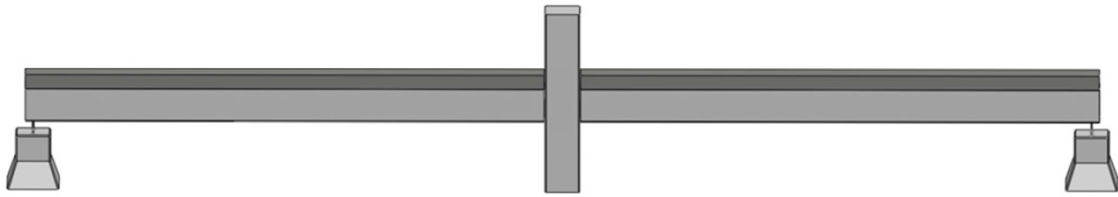


c) Aplicação do atuador no consolo metálico de baixo para cima

Figura 2.14 – Modelo do PI (Pilar isolado) e esquema de aplicação do carregamento [BACHEGA (2013)].

O modelo LI (Ligação) foi composto por um pilar no centro, duas vigas pré-moldadas apoiadas no consolo metálico embutido no pilar e foram utilizados elementos de apoio para apoiar a outra extremidade da viga, conforme apresentado na Figura 2.15. Posterior à montagem dos elementos foram colocadas barras de armadura negativa e grautedada a ligação da viga para formar a capa de concreto. No modelo foram

aplicadas as forças na extremidade da viga, na região próxima ao consolo metálico, a fim de analisar o comportamento conjunto da ligação, envolvendo tanto consolo metálico quanto a extremidade da viga próxima ao consolo. Neste ensaio o autor concluiu que a ligação se comportou como rígida para uma força cortante entre 239,5 kN e 238,3 kN, na qual se estimou o fator de restrição à rotação (α_R) variando entre 1,0 e 0,96. Como o mecanismo de ruptura encontrado pelo autor foi de cisalhamento, não foi feito um estudo mais aprofundado do α_R .



a) Esquema do ensaio do modelo ligação (LI)



b) Grauteamento da ligação



c) Concretagem da capa da viga



d) Esquema do ensaio LI montado

Figura 2.15 - Modelo LI (Ligação) e esquema de aplicação do carregamento [BACHEGA (2013)].

Trotta (2012) analisou o comportamento de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos embutidos nos elementos estruturais (Figura 2.16). O modelo da ligação estudada permite a transmissão de momentos fletores positivo e negativo. Para a continuidade do momento fletor negativo utilizou-se um consolo metálico com seção tipo “U” embutido no pilar e dente metálico tubular retangular embutido na viga. O dente metálico embutido na viga foi soldado nas armaduras da mesma para garantir a transmissão do momento fletor negativo e nas laterais do consolo metálico para garantir a estabilidade lateral da peça durante a montagem. Para a continuidade do momento positivo, utilizaram-se cantoneiras metálicas embutidas no pilar que foram soldadas à armadura positiva da viga. A Figura 2.17 apresenta o detalhe das etapas da ligação estudada pelo autor.

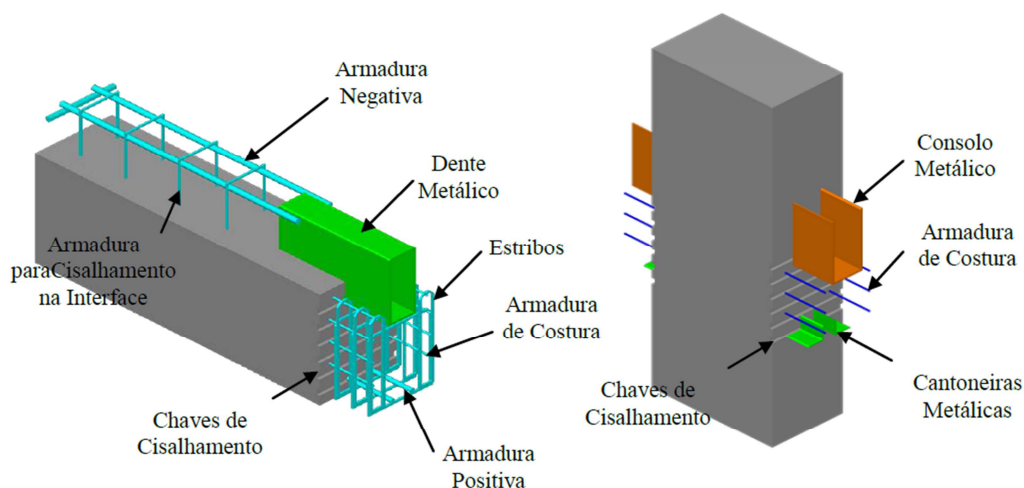


Figura 2.16 – Componentes da ligação [TROTTA (2012)].

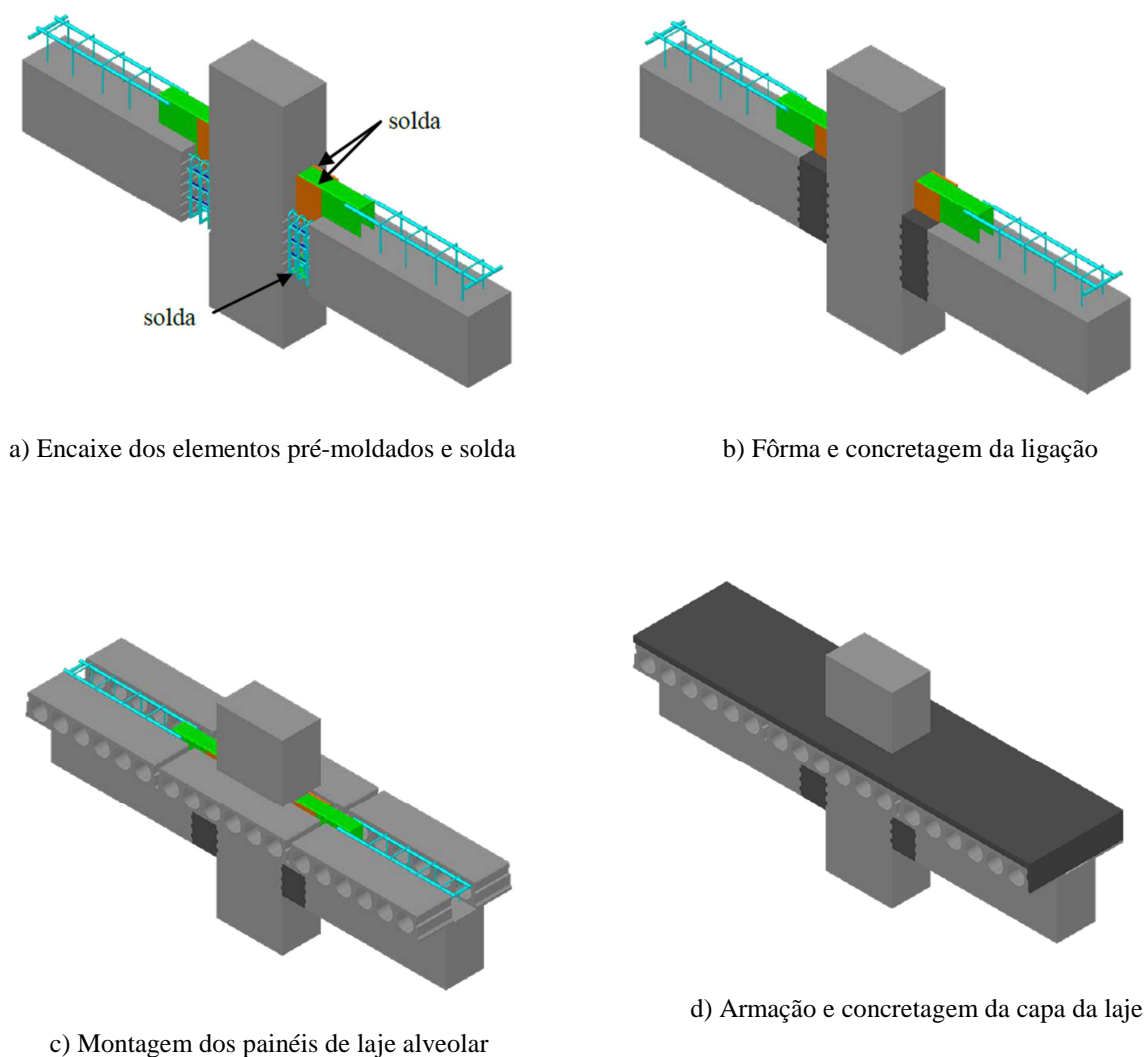


Figura 2.17 – Sequência de montagem da ligação [TROTТА (2012)].

No modelo analisado por Trotta (2012) foram realizados dois ensaios, sendo que na primeira etapa o modelo foi solicitado a carregamentos cíclicos reversíveis por meio de um atuador servo-hidráulico acoplado no topo do pilar. Na segunda etapa, o modelo foi solicitado a carregamentos estáticos monotônicos por meio de macacos hidráulicos dispostos sobre o pilar para causar a ruptura do momento negativo. Após a execução dos ensaios o autor chegou às seguintes conclusões:

- a) a execução do modelo foi relativamente fácil, não ocorrendo contratemplos com fôrmas e armações das vigas e do pilar, mantendo uma boa produtividade na fabricação dos elementos pré-moldados;
- b) houve uma perda de produtividade em relação à execução da solda na ligação durante a montagem do modelo, devido as tolerâncias exigidas para soldar os

componentes da ligação em campo, visto que pode gerar perda de produtividade na montagem da estrutura;

- c) o consolo metálico escoou muito antes de atingir a capacidade resistente dos outros componentes da ligação, sendo que isto ocorreu devido a não existência de uma mesa superior no perfil do consolo soldada à mesa do dente metálico embutido na viga pré-moldada, logo na seção próxima a face do pilar somente o consolo esta resistindo a flexão;
- d) na ligação resistente ao momento positivo, as cantoneiras embutidas no pilar foram solicitadas até 50% da resistência ao escoamento e a armadura positiva na ligação chegou a 38%;
- e) a ruptura do modelo ocorreu com a deformação excessiva de 3,63% do consolo metálico na região onde não foi possível soldar o dente da viga. Na verificação analítica, o momento solicitante foi de aproximadamente 64,7% do momento resistente calculado e ocorreu a ruptura, superestimando a resistência da ligação.

O manual da FIB (2008) apresenta um arranjo de uma ligação viga-pilar com perfil de aço como pode ser visto no modelo mostrado na Figura 2.18.

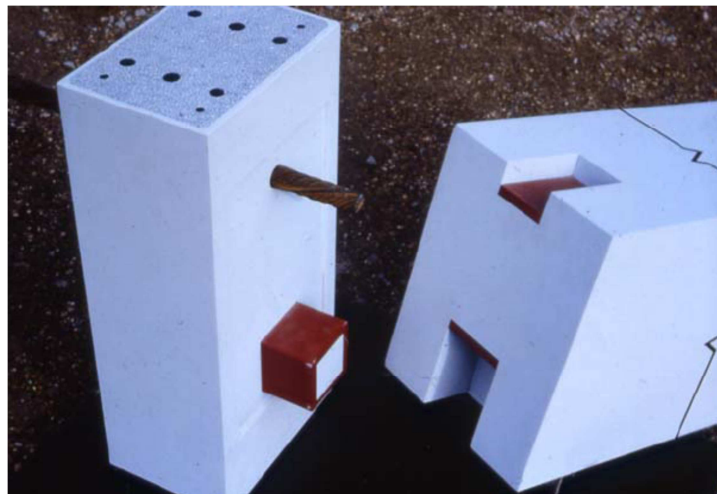


Figura 2.18 - Construção do modelo de uma ligação com tarugo de aço utilizado como consolo metálico [FIB (2008)].

Uma haste com rosca na ponta ou um pino é fixado no local através de um furo de espera deixado no pilar, sendo a viga apoiada em um consolo metálico embutido no mesmo, formado por um perfil de seção retangular vazado preenchido com argamassa,

finalizando com a fixação da cantoneira na parte superior da viga pré-moldada (Figura 2.19). A barra de aço fica totalmente tensionada no estado limite último se a mesma estiver bem ancorada no concreto. A força de cisalhamento na barra vertical (A) é ignorada devido à resistência insignificante do parafuso (B) e, apesar de haver uma força de cisalhamento no pino vertical (C), a sua contribuição não é considerada. As forças de compressão do concreto na parte inferior da viga são limitadas pela resistência à compressão da argamassa colocada na interface da ligação (D). A contribuição do consolo metálico é desprezada (FIB, 2008).

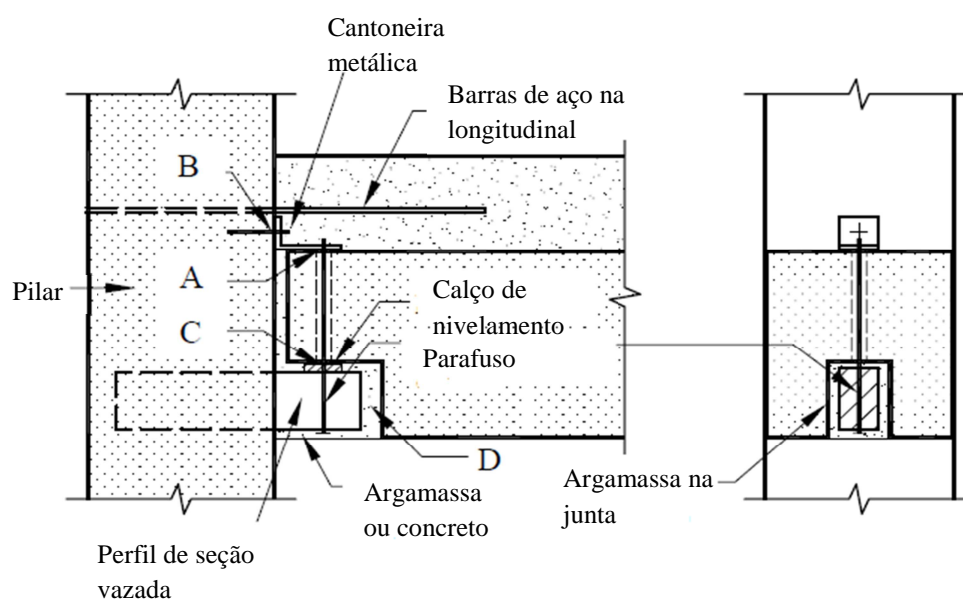


Figura 2.19 - Mecanismo estrutural para ligação de extremidade de viga com perfil de aço [FIB (2008)].

Elliot (1996) cita que “column insert” é o nome utilizado para descrever uma seção de aço embutida no pilar pré-moldado e serve para transferir os esforços de cisalhamento e força axial. De acordo com o autor existem várias maneiras de fazer a ligação viga-pilar utilizando consolos metálicos, como poder ser visto na Figura 2.20, sendo estes: a) perfil sólido ou perfil de seção retangular vazado com barras de reforço no topo; b) perfil sólido ou vazado com uma haste colocada no conjunto pela parte inferior e cantoneira fixada no topo; c) tarugo sólido com chapa soldada na viga; d) usando seção vazada e chapa na viga; e) seção tipo “H” e travamento com parafuso.

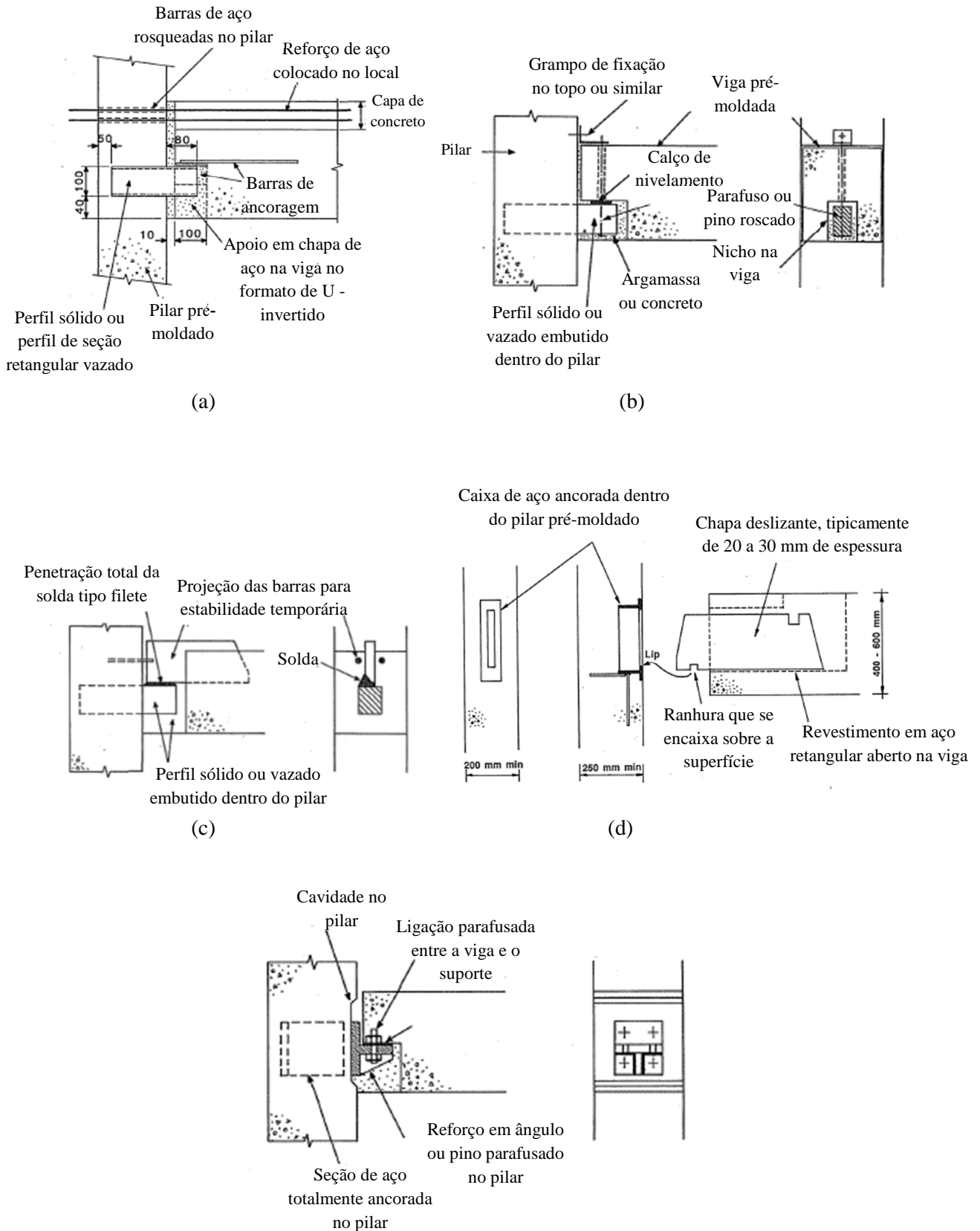


Figura 2.20 – Exemplos de ligações viga-pilar utilizando consolo metálico [ELLIOT (1996)].

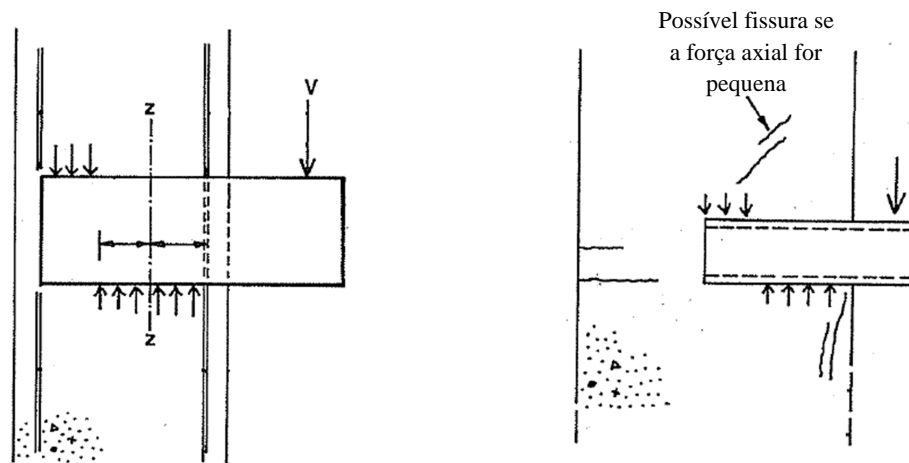
Unidades: mm

Há vários aspectos para a utilização do consolo metálico embutido que requer atenção especial, como a necessidade de minimizar os espaços vazios sob a região embutida, proteção contra incêndio e a garantia de que o concreto ao redor da seção embutida esteja adequadamente confinado pela ligação. Os formatos mais populares para os consolos embutidos são os de seção retangular ou seção quadrada vazada por causa dos seguintes itens (ELLIOT, 1996):

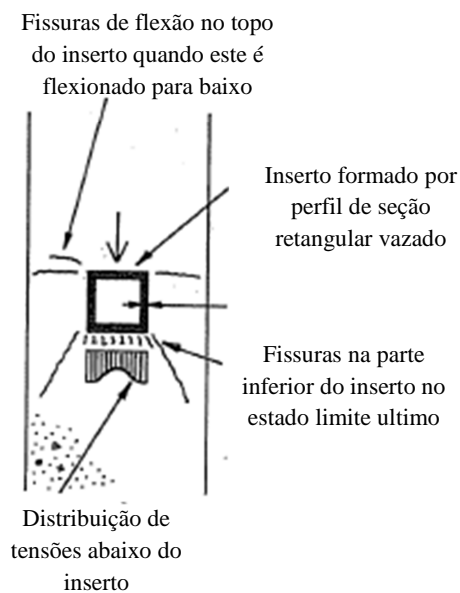
- alta capacidade de flexão e cisalhamento;
- formato uniforme (tornando-o fácil de executar as soldas das chapas e vergalhões adicionais);
- favorável propriedade de torção (em situação não simétrica);
- disponibilidade de variação de tamanho (100 x 50 mm até 250 x 150 mm pode ser considerada uma faixa usual).

De acordo com Elliot (1996), há duas maneiras de fixar o consolo no pilar, quer moldado diretamente no pilar, ou deixando um furo de espera no pilar e colocando o inserto dentro do furo usando argamassa. No primeiro caso, o inserto deve ser colocado dentro do molde. Se esta operação é bem feita, não há necessidade de fazer reparos posteriores, mas, caso haja irregularidades após a retirada da fôrma, devem ser feitos reparos, sendo que isto não acontece se o inserto for colocado depois do pilar concretado. Um dos problemas que pode acontecer quando o consolo é moldado diretamente no pilar é o surgimento de fissuras, podendo propagar em torno dos cantos do furo, enquanto o pilar é retirado da fôrma. Um caso particular de aparecimento destas fissuras é quando a largura do furo for superior a um terço da largura do pilar.

A Figura 2.21 apresenta um modelo de consolo metálico embutido no pilar e a formação de possíveis fissuras que pode aparecer ao redor do mesmo com a aplicação da força vertical “V”. A linha de pressão consiste em dois componentes, sendo um par para reagir com a força vertical “V”, e uma segunda parte da componente da linha de pressão para reagir com o momento de flexão (ELLIOT, 1996).



a) Projeto geral do consolo embutido no pilar b) Seção de aço vazada em profundidade no pilar



c) Região de flambagem do consolo embutido

Figura 2.21 - Projetos e modelos de consolos metálicos [ELLIOT (1996)].

Gorgun (1997) realizou um trabalho experimental que consistiu na determinação da curva momento-rotação das ligações semi-rígidas de estruturas de concreto pré-moldado formadas por vigas, pilares e lajes. Para a execução da ligação semi-rígida, o autor utilizou dois tipos de ligação provisória viga-pilar, a chapa soldada e o perfil de seção retangular vazado com chumbador. O autor analisou ligações simples (em uma face do pilar) e ligações duplas (força equilibrada). As lajes alveolares fizeram a

continuidade no plano através da ligação com as vigas por meio de barras de reforço resistente à tração na região da ligação.

Como o objetivo do trabalho estudado por Gorgun (1997) foi fornecer as características da curva momento-rotação da ligação e dos elementos estruturas envolventes, neste trabalho só será mostrado apenas o detalhamento da ligação provisória estudada pelo autor.

O autor (GORGUN, 1997) cita que no Reino Unido, o mais popular tipo de ligação em concreto pré-moldado é conhecido como “consolo escondido”, porque os principais componentes estruturais não podem ser vistos na finalização da obra. Este sistema de ligação tem a vantagem de minimizar a profundidade da ligação e proteger todo o aço estrutural e vergalhões na ligação concretada. As duas principais variações de consolo estudado na pesquisa são:

- placa soldada e tarugo na ligação viga-pilar (Figuras 2.22 e 2.23);
- seção retangular vazada com parafuso para ligação viga-pilar (Figuras 2.27 e 2.28).

As Figuras 2.24, 2.25 e 2.26 apresentam o esquema de montagem do consolo de seção sólida e a placa soldada e as Figuras 2.29, 2.30, 2.31 e 2.32 mostram o esquema de montagem do consolo de seção retangular vazada.

A ligação viga-pilar usando perfil de seção retangular vazado e parafuso compreende uma ligação simplesmente apoiada, na qual um molde de chapa é colocado na extremidade da viga e um consolo formado por uma seção estrutural vazada é fixado no pilar. Um chumbador passa através da placa parafusada e do consolo, e é conectado no topo da viga através de uma cantoneira parafusada na face do pilar. A ligação total, incluindo a seção vazada do tarugo metálico, é preenchida com argamassa expansiva (GORGUN, 1997).

De acordo com os resultados obtidos, Gorgun (1997) ressalta que a relação momento-rotação poder ser avaliada de diferentes maneiras, independente do tipo de ligação, sendo chapa soldada ou perfil de seção retangular vazada.

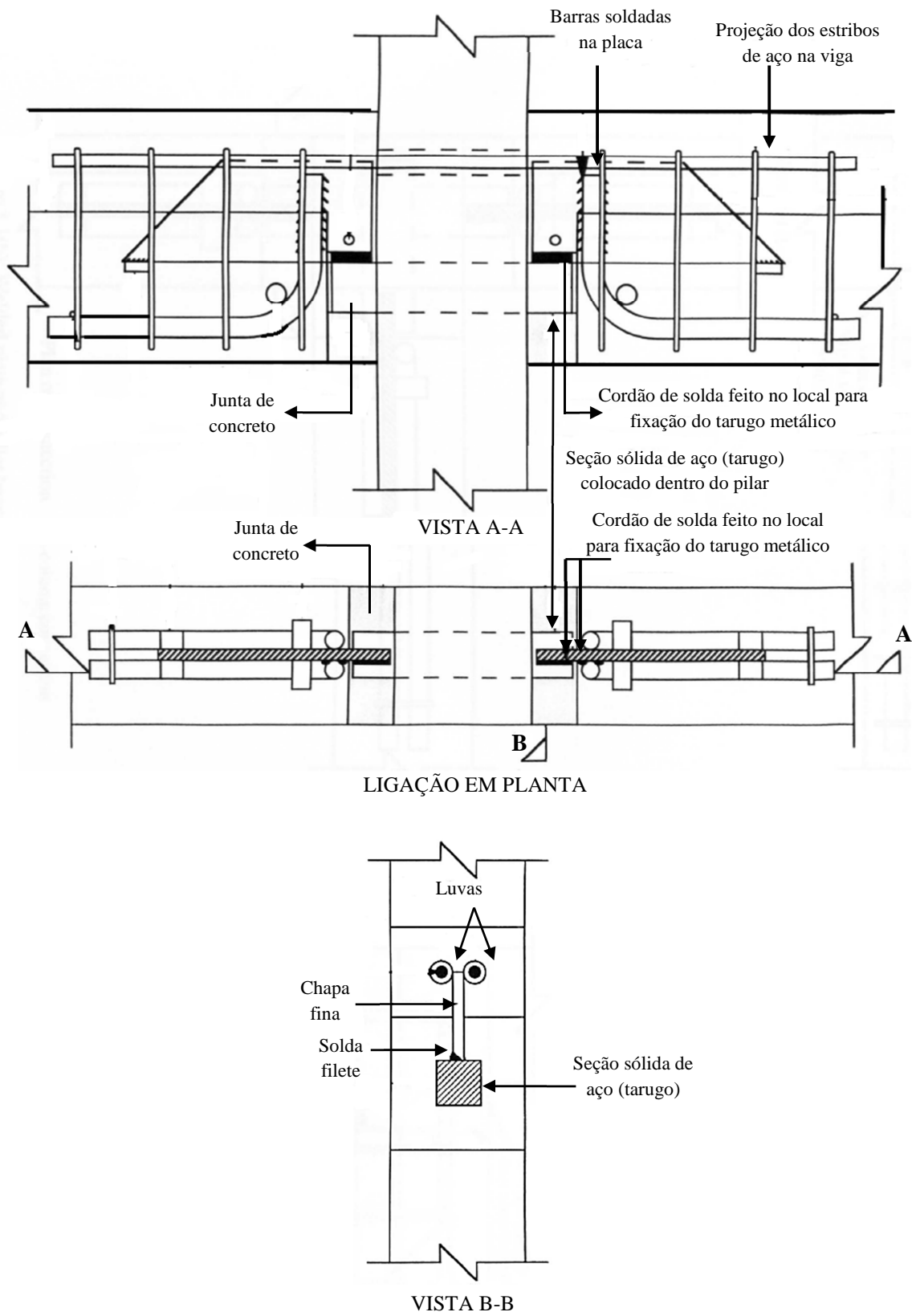


Figura 2.22 - Placa soldada e tarugo na ligação viga-pilar [GORGUN (1997)].

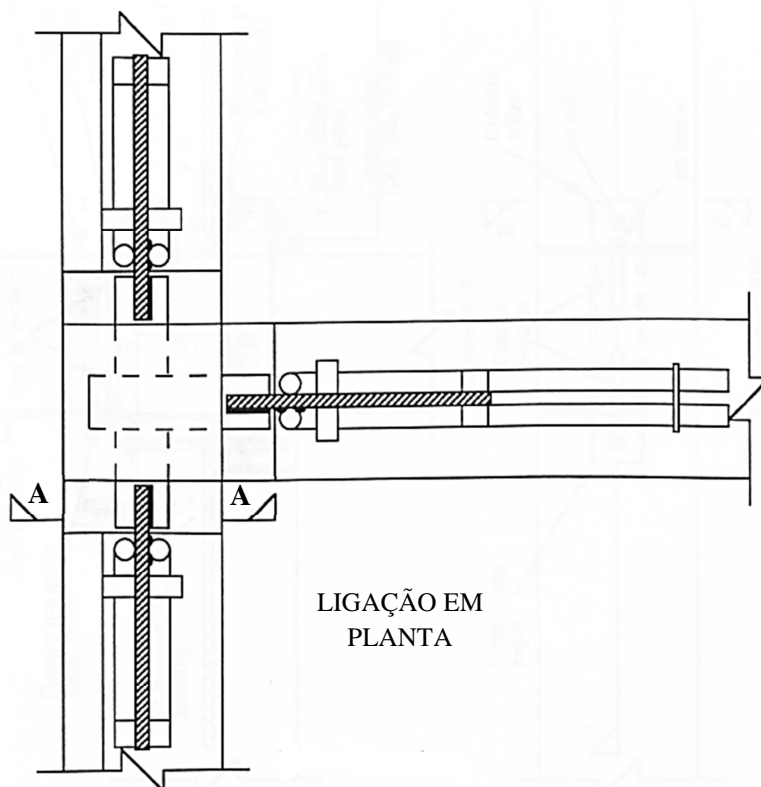
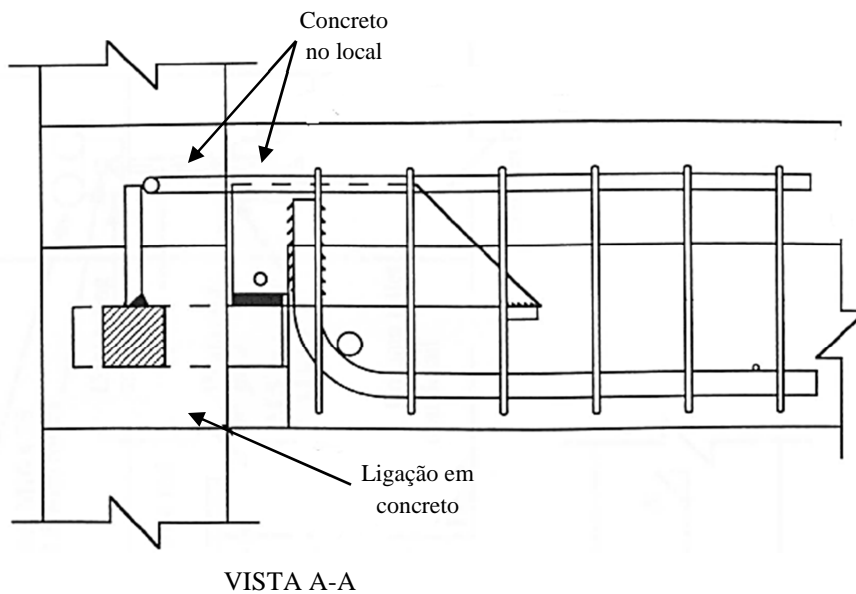


Figura 2.23 - Vista em planta e elevação da ligação com tarugo e placa soldada [GORGUN (1997)].

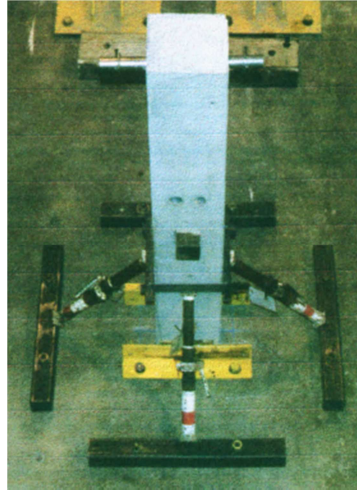


Figura 2.24 - Pilar com seção sólida de aço utilizado como consolo e escoras para impedir a movimentação durante os ensaios [GORGUN (1997)].



Figura 2.25 – Placa de aço embutida na viga pré-moldada utilizada na ligação com o pilar [GORGUN (1997)].



Figura 2.26 - Placa soldada no consolo após a montagem [GORGUN (1997)].

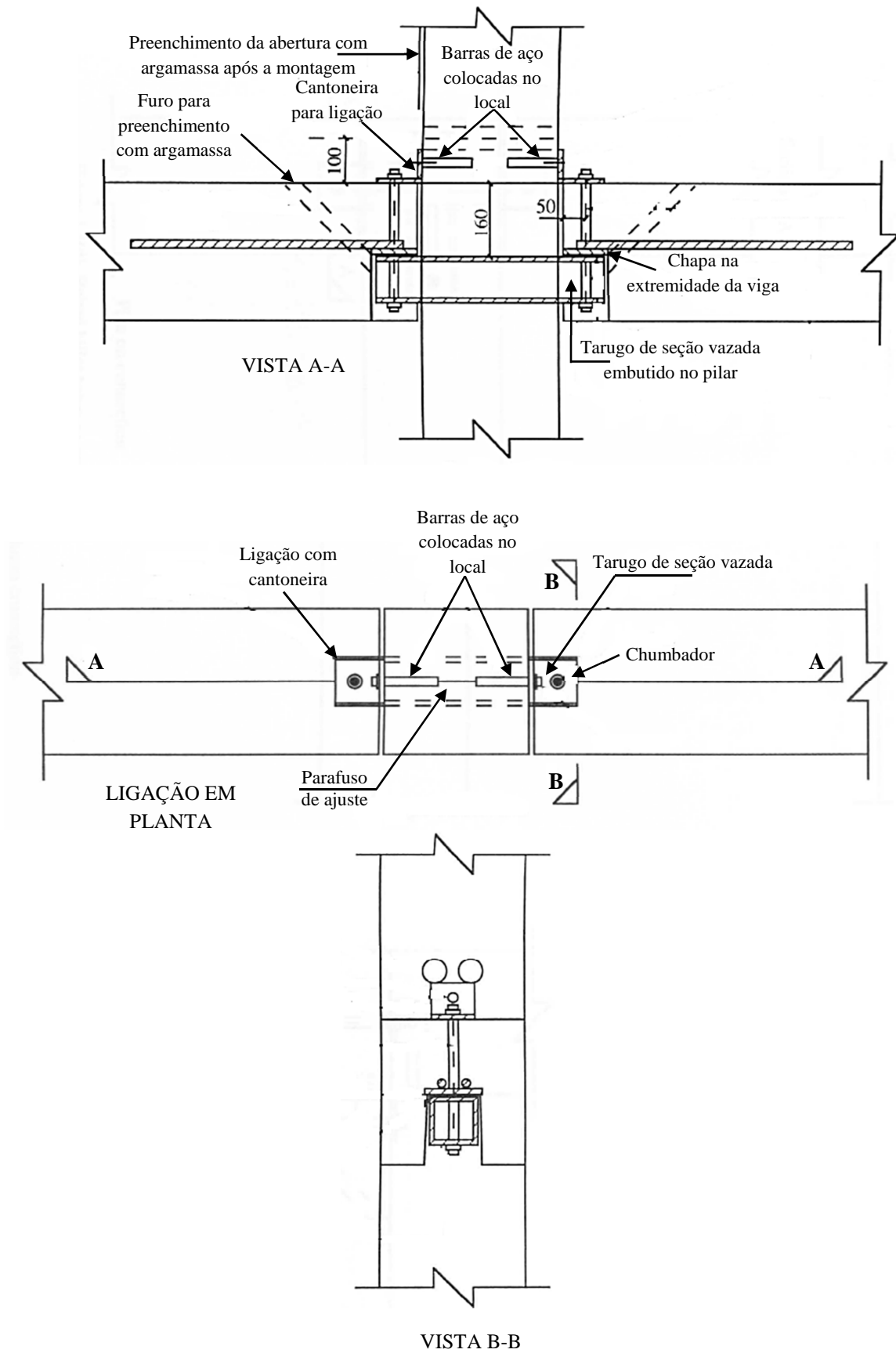


Figura 2.27 - Ligação viga-pilar utilizando perfil de seção vazada e parafusado [GORGUN (1997)]

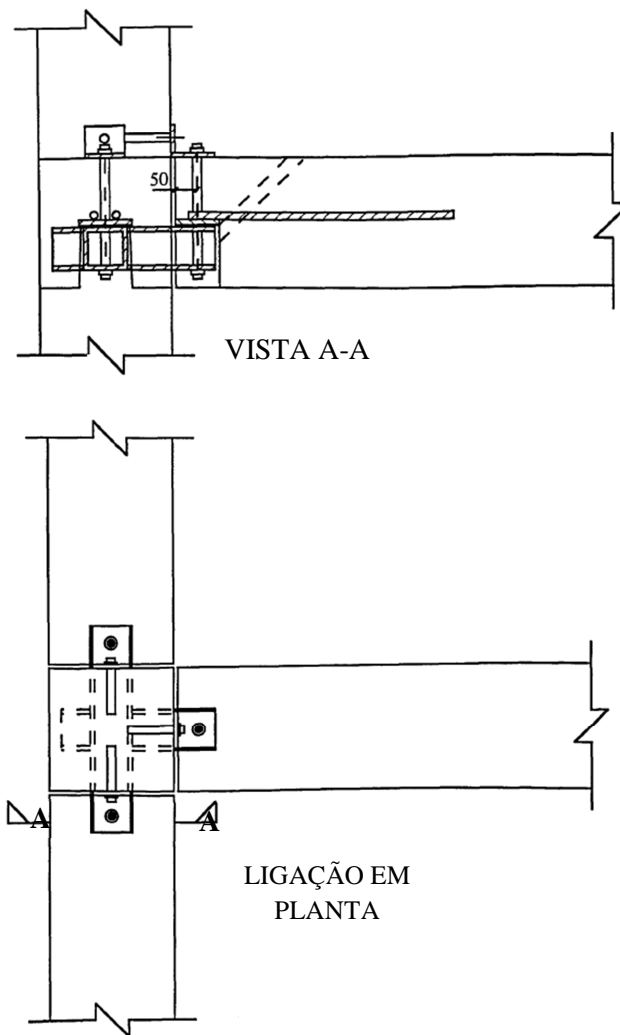


Figura 2.28 - Vista em planta e elevação da ligação com perfil de seção vazada parafusada [GORGUN (1997)].

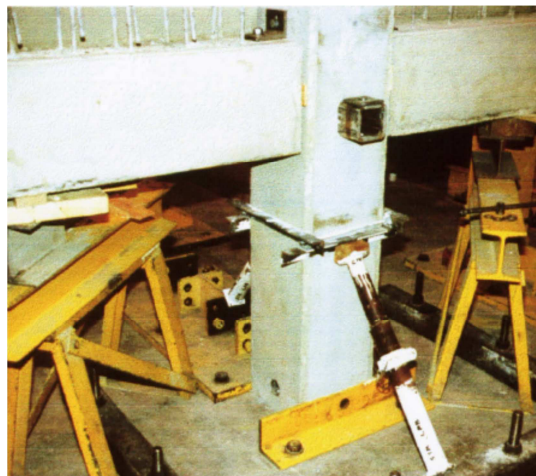


Figura 2.29 - Montagem da amostra a ser ensaiada [GORGUN (1997)].



Figura 2.30 – Reforço de extremidade na viga para ligação com consolo vazado parafusado [GORGUN (1997)].



Figura 2.31 - Montagem do consolo vazado parafusado em uma das amostras ensaiadas [GORGUN (1997)].



Figura 2.32 – Cantoneira de ligação no topo da viga [GORGUN (1997)].

Marcakis e Mitchell (1980) apresentaram um modelo analítico racional e um método de projeto para pilares de concreto pré-moldado com consolo metálico embutido. O desenvolvimento do modelo analítico esta baseado em uma série de experimentos na qual foram estudadas as seguintes variáveis (Figura 2.33):

- 1) efeito do carregamento;
- 2) efeito da largura da ligação;
- 3) efeito do reforço soldado na ligação;
- 4) efeito do formato de embutimento;
- 5) efeito da excentricidade do carregamento.

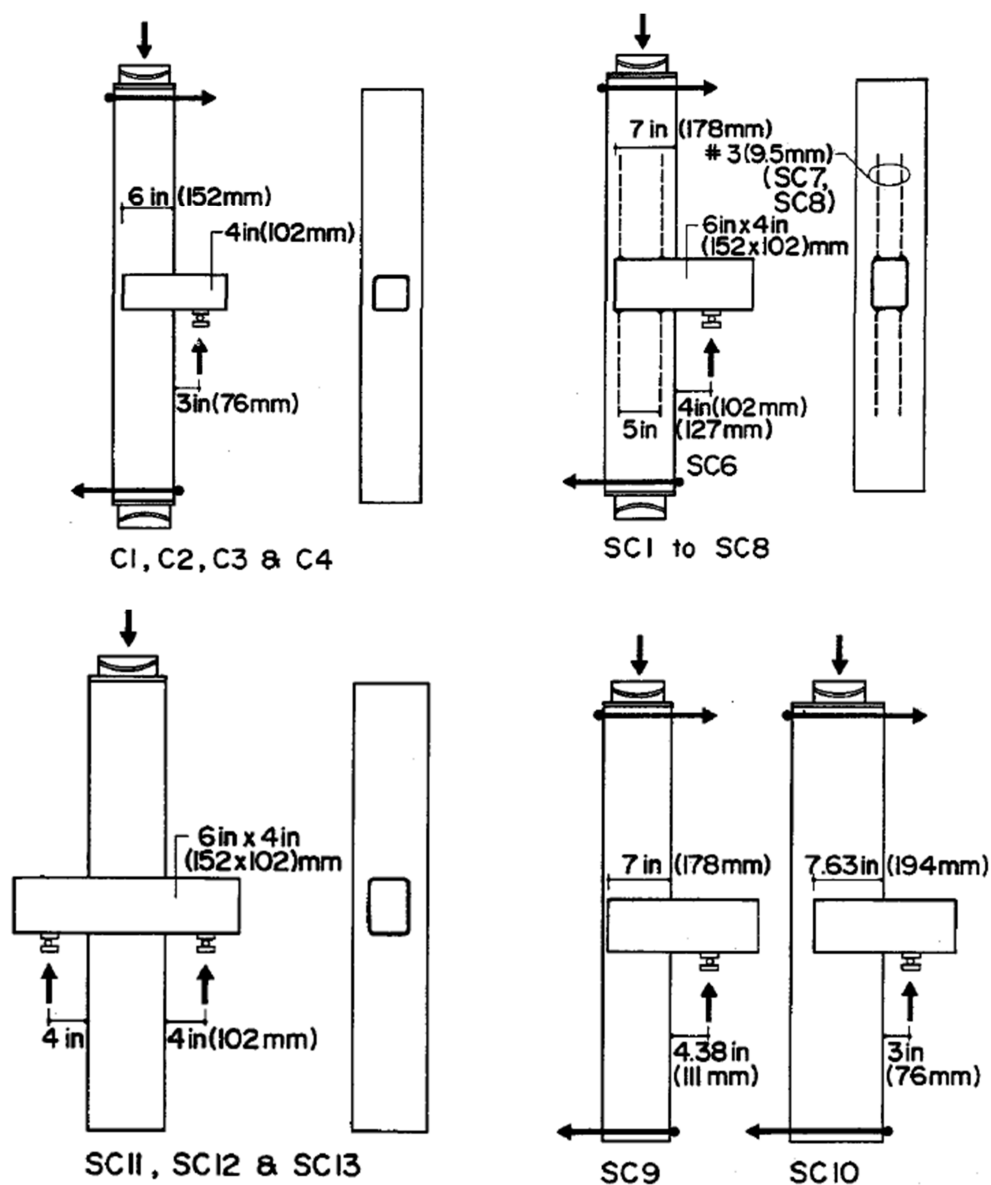


Figura 2.33 Detalhe das amostras testadas [MARCAKIS E MITCHELL (1980)].

Os autores apresentaram as seguintes conclusões:

- a fim de se conseguir uma maior largura efetiva, devem ser colocados estribos igualmente espaçados nos pilares ou utilizar outros meios de confinamento, sendo que este reforço também controla o surgimento de fissuras na região da ligação;

- onde o reforço de solda está presente na ligação, é assumido que a deformação no aço seja igual em magnitude à deformação do concreto na posição do aço;

- à medida que a excentricidade da força aumenta, a capacidade da ligação diminui;

- é sugerido que, quando os consolos forem formados por paredes muito finas, haja um preenchimento de concreto na seção vazada, a fim de melhorar as condições estruturais;

- todas as amostras testadas com baixa força axial falharam no concreto e este exibiu um comportamento dúctil, sendo que para níveis elevados de esforços foi observado uma diminuição significativa na ductilidade;

- se maiores ductilidades forem requeridas, a ligação deve ser concebida de modo que a falha possa ocorrer no consolo metálico embutido.

- uma série de experimentos indicou que o modelo analítico apresenta resultados de forma conservadora, prevendo a capacidade da ligação com níveis de força axial inferior a 75% da força axial pura;

- todas as amostras testadas com baixo carregamento axial falharam no concreto e apresentaram um comportamento dúctil, sendo que foi observada uma diminuição significativa na ductilidade para maiores níveis de força axial.

De acordo com Marcakis e Mitchell (1980), as vantagens de se utilizar conexões de aço embutidas dentro do pilar são:

- a) em contraste com os consolos e outros estudos sobre ligações em pré-moldado, a resistência da ligação com o suporte de aço estrutural embutido não depende da resistência da solda;
- b) este tipo de ligação não exige complicados detalhes de reforço;
- c) as ligações podem ser facilmente concebidas por apresentar grande ductilidade.

O PCI (2010) relata que existem muitas formas de utilizar o aço estrutural como consolo metálico, sendo que estas podem ser: perfil duplo, tubos, placas e outros (Figura 2.34).

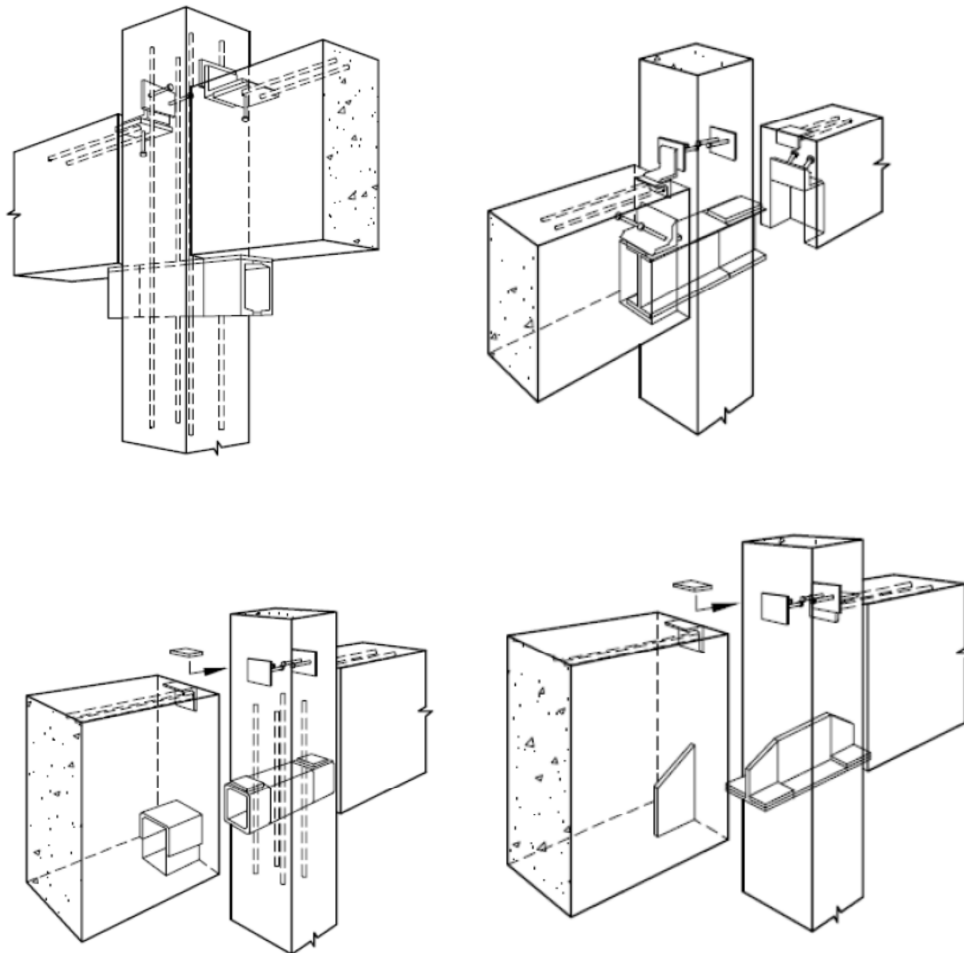


Figura 2.34 - Modelos de consolos metálicos [PCI (2010)].

Marcakis e Mitchell (1980) citam que a posição da linha neutra não é constante, mas depende da excentricidade da força. As premissas abaixo resultam em uma distribuição de deformação uniforme de 0,003 no caso de carregamento vertical simétrico e uma distribuição uniforme de tensão de $0,85 f'_c$ como mostra a Figura 2.35 (a). No caso de carregamento com momento resultante em uma distribuição de tensão antissimétrica com a linha neutra localizado no centro do comprimento de embutimento, l_e , as deformações máximas do concreto são assumidas ser de 0,003 em ambas as faces do pilar. Isso resulta em um bloco de tensões uniformes com uma magnitude de $0,85 f'_c$ e a profundidade de $\beta_1 l_e/2$ de cada face do pilar é apresentado na Figura 2.35 (b). O

estado de força mais geral é mostrado na Figura 2.35 (c) e resulta de qualquer consolo embutido e saliente de um lado ou nos dois lados da ligação com força desequilibrada. A deformação na face frontal, ϵ_f , é adotada igual a 0,003, e é assumida uma distribuição de deformação linear. No entanto, a profundidade da linha neutra x_f é desconhecida e, para esta força, a deformação no concreto no final do consolo embutido, ϵ_b , é menor que 0,003. A fim de encontrar a magnitude e a posição da deformação resultante na região final do consolo embutido, é necessário definir a relação tensão-deformação do concreto.

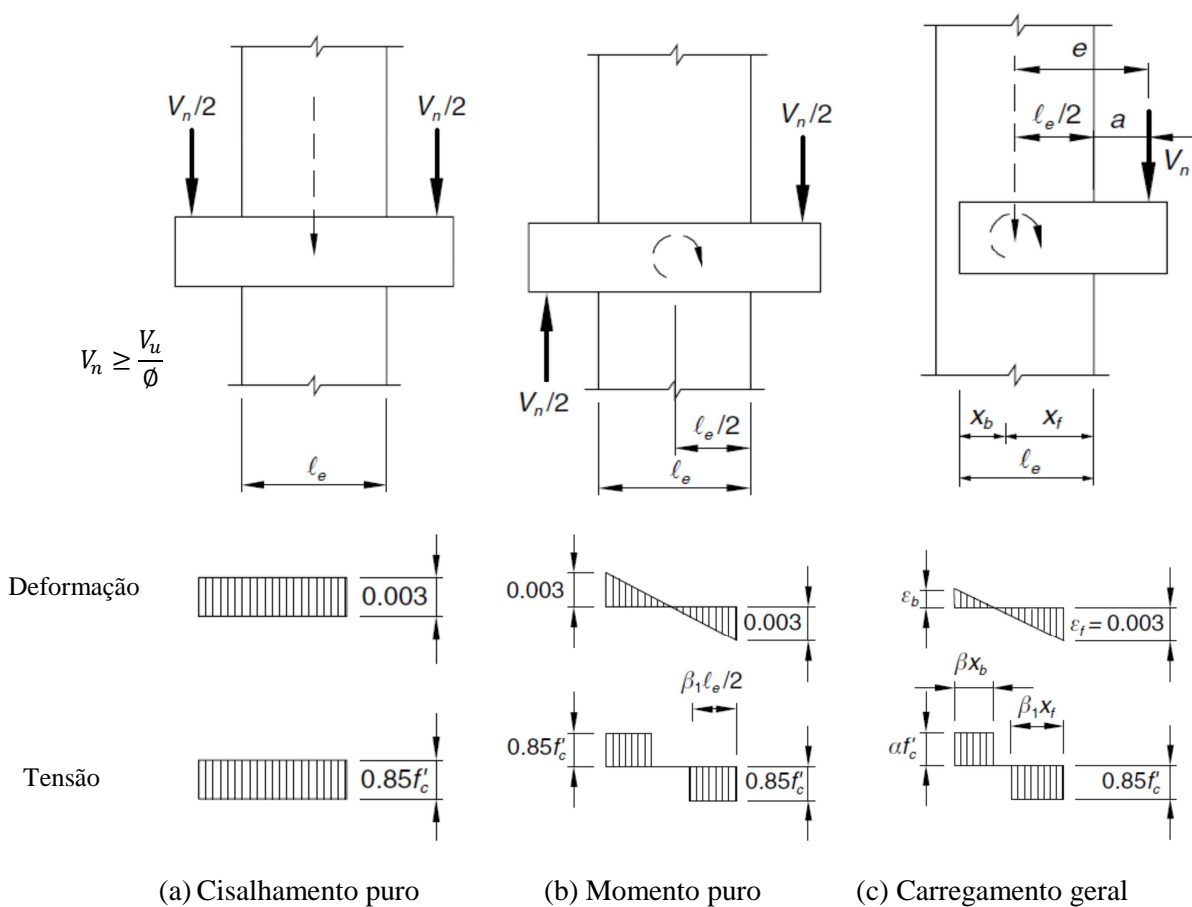


Figura 2.35 - Distribuição de tensão e deformação para cisalhamento, momento e carregamento geral [MARCAKIS E MITCHELL (1980)].

Para o dimensionamento do consolo metálico é necessário recorrer a normas específicas de estruturas metálicas. A capacidade do concreto e as armaduras adicionais

podem ser calculadas usando os pressupostos mostrados na Figura 2.36 e no formulário apresentado pelas equações 2.1 à 2.6 do manual PCI (2010).

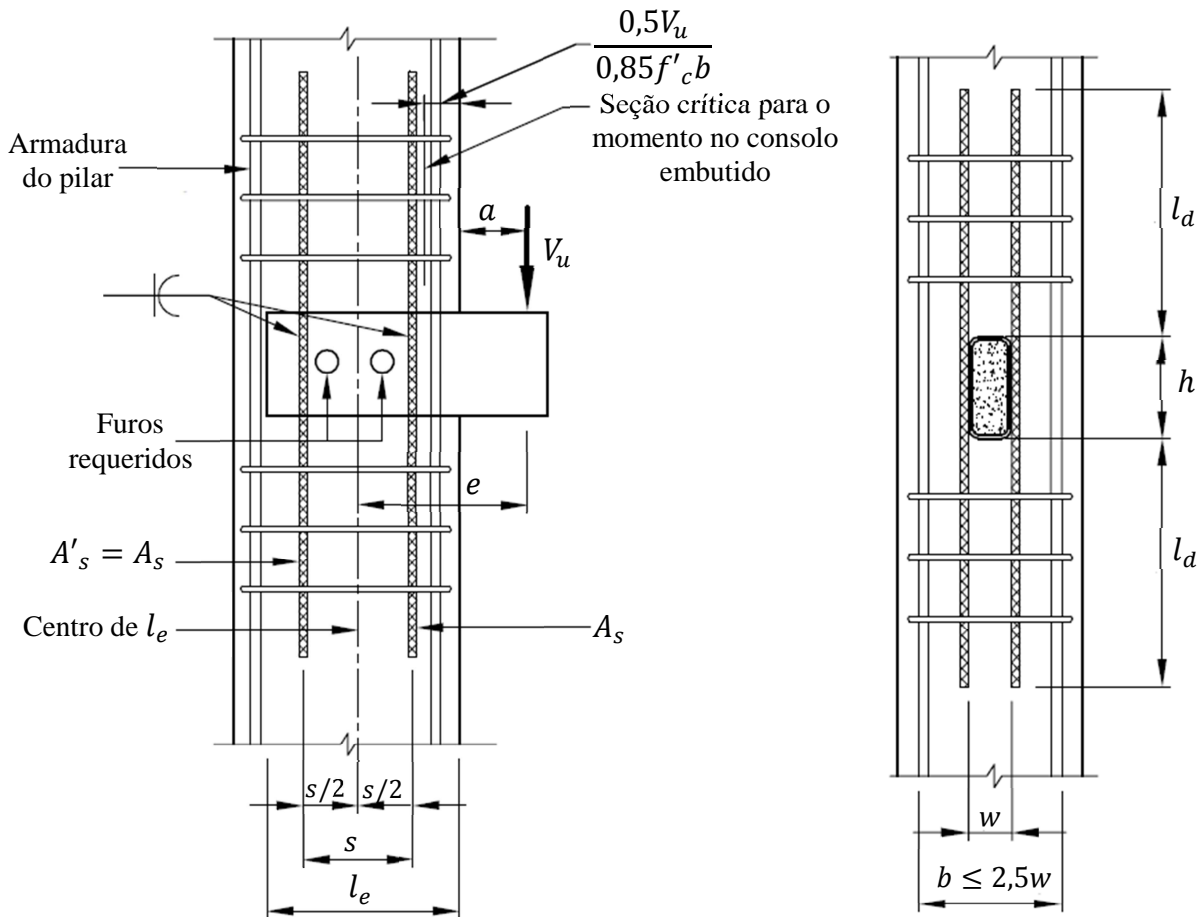


Figura 2.36 - Suposições e anotações do consolo metálico embutido [PCI (2010)].

A resistência do concreto é obtida da Equação 2.1

$$V_c = \frac{0,85f_{cd}bl_e}{1 + 3,6e/l_e} \quad (2.1)$$

Onde:

V_c = Força resistida pelo concreto.

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto.

b = largura efetiva do bloco de compressão.

l_e = Comprimento de embutimento.

$$e = a + \frac{l_e}{2} \quad (2.2)$$

a = Distância entre o ponto de aplicação da força e a face do pilar.

A contribuição adicional do reforço de aço soldado no perfil metálico pode ser escrito de acordo com a Equação 2.3:

$$V_r = \frac{2A_s f_{sd}}{1 + \frac{6e/l_e}{\left(\frac{4,8s}{l_e}\right) - 1}} \quad (2.3)$$

Sendo:

V_r = Força adicional devida às barras de aço soldadas no consolo metálico.

f_{sd} = Resistência de cálculo ao escoamento do vergalhão de aço.

A_s = área de aço soldada no perfil metálico.

s = espaçamento de centro a centro da armadura de reforço do consolo metálico.

Se a soma das parcelas V_c e V_r (Equação 2.4) for maior que a força aplicada no consolo, com seu valor de cálculo (V_u), o dimensionamento está correto, caso contrário o dimensionamento não é aceitável.

$$V_d = (V_c + V_r) \quad (2.4)$$

$$V_d \geq V_u$$

A resistência de cálculo à flexão (Equação 2.5) e ao cisalhamento (Equação 2.6) pode ser determinada do seguinte modo:

$$V_n = \frac{Z_p f_{yd}}{a + \frac{0,5V_u}{0,85f_{cd}b}} \quad (2.5)$$

$$V_n = (0,6f_{yd})ht \quad (2.6)$$

Onde:

V_n = resistência à flexão do consolo com seu valor de cálculo.

Z_p = módulo de resistência plástico no perfil de aço.

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento da chapa de aço.

V_u = força aplicada no consolo com seu valor de cálculo.

b = distância entre as faces das armaduras longitudinais no pilar pré-moldado.

h = altura do consolo metálico.

t = espessura do consolo metálico.

As seguintes recomendações e premissas são feitas pelo PCI (2010):

- a) Em pilares com estribos aproximadamente espaçados acima e abaixo do perfil, a largura efetiva b pode ser assumida como a largura da região confinada, 2,5 vezes a largura do perfil (w).
- b) Os membros de paredes finas, tais como o perfil mostrado na Figura 2.36, podem necessitar de concreto de enchimento para prevenir a flambagem local das paredes verticais do perfil.
- c) Quando as barras de aço são ancoradas tanto na parte superior quanto na parte inferior do perfil, como mostrado na Figura 2.36, elas podem ser contadas duas vezes, assumindo uma solda adequada.
- d) A região crítica para flexão do perfil de aço é localizada a uma distância de $(0,5 V_u / 0,85 f_{cd} b)$ para o interior a partir da face do pilar.

2.3 Dente metálico

Além dos consolos metálicos como substituição dos consolos de concreto, pode-se também recorrer aos dentes metálicos em substituição aos dentes de concreto utilizados nas vigas pré-moldadas. Os dentes metálicos devem desempenhar as mesmas funções que os dentes de concreto, ou seja, precisam ser capaz de suportar e transferir para os consolos as elevadas tensões de cisalhamento que ocorre em virtude da redução de seção.

Nos dentes de concreto a transferência das tensões de cisalhamento é feita pelo arranjo de armaduras localizadas na extremidade da viga de acordo com o esquema apresentado na Figura 2.37. Já nos dentes metálicos, a transferência dos esforços precisa ser feito pelo perfil de aço posicionado na extremidade da mesma de acordo com o detalhe da Figura 2.38.

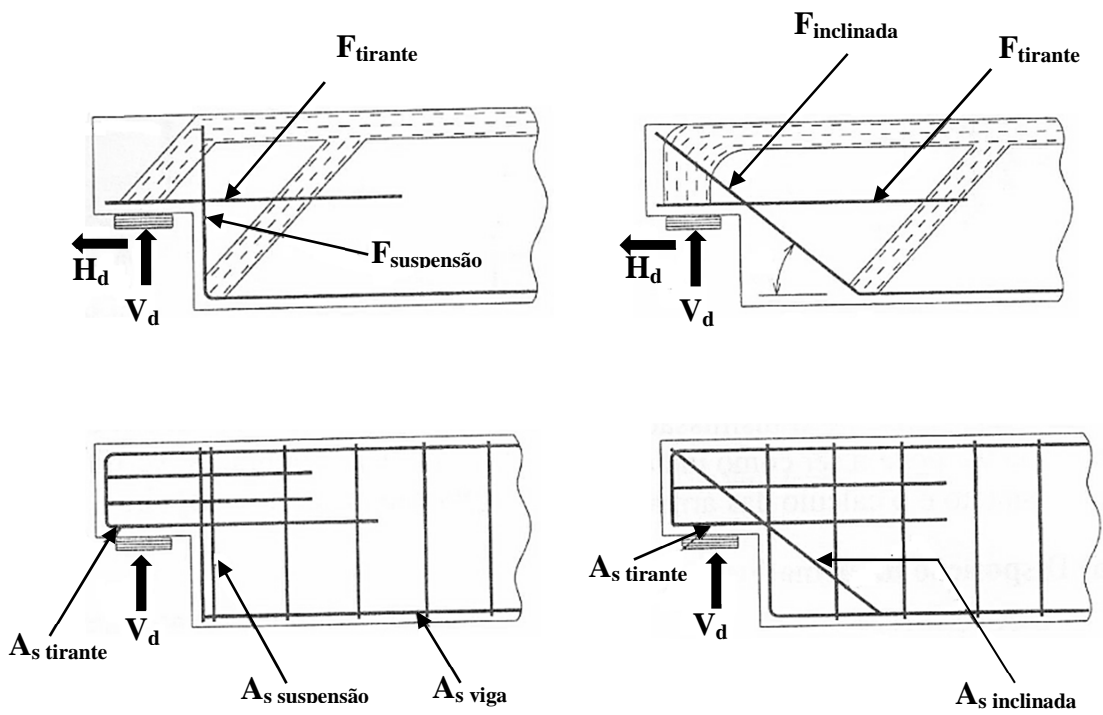


Figura 2.37 - Esquema de transmissão das forças e da armadura nos dentes de concreto [EL DEBS (2000)].

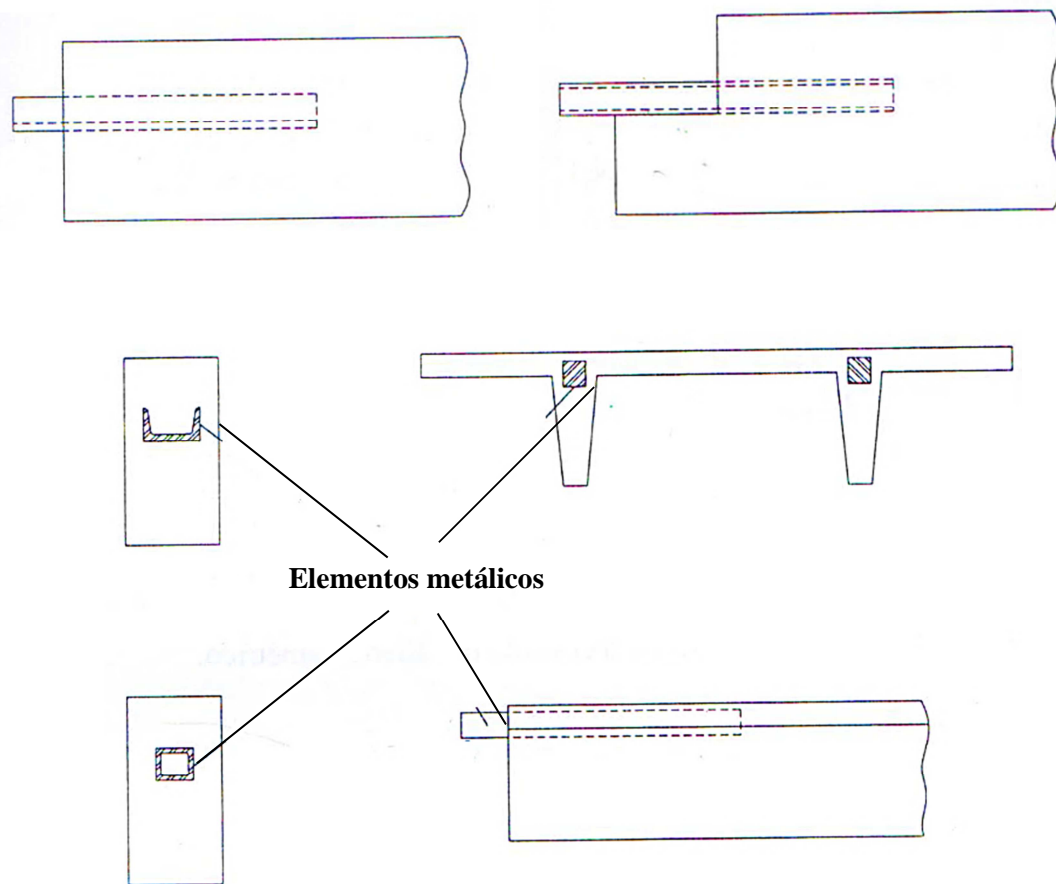


Figura 2.38 – Esquema dos dentes com elementos metálicos [EL DEBS (2000)].

De acordo com a FIB (2008), antes de executar a ligação dos elementos propriamente dita, é necessário esboçar um modelo com o caminho das forças, ou seja, desde a sua trajetória inicial até o seu destino final, de acordo com o desenho da Figura 2.39, e relacionar isto com a influência que pode ter sobre o comportamento de outro elemento estrutural, pois a ligação não fica limitada somente na área onde dois ou mais elementos se encontram. Isto inclui também as zonas adjacentes para ambos os elementos na qual a transferência de forças se realiza. Nestas regiões congestionadas, as forças precisam ser transferidas de forma segura e o reforço deve estar suficiente ancorado, caso contrário a ligação não funcionará corretamente.

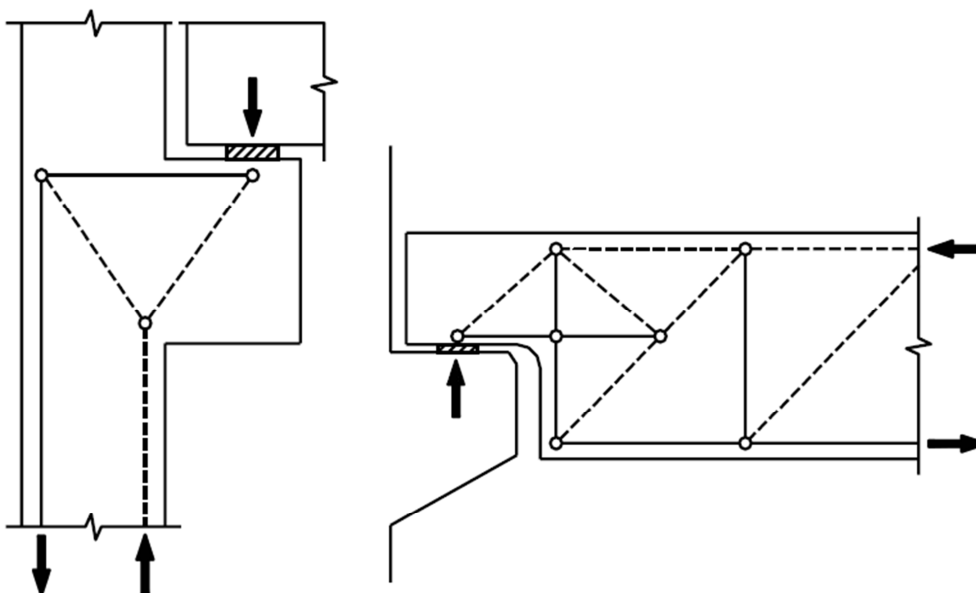
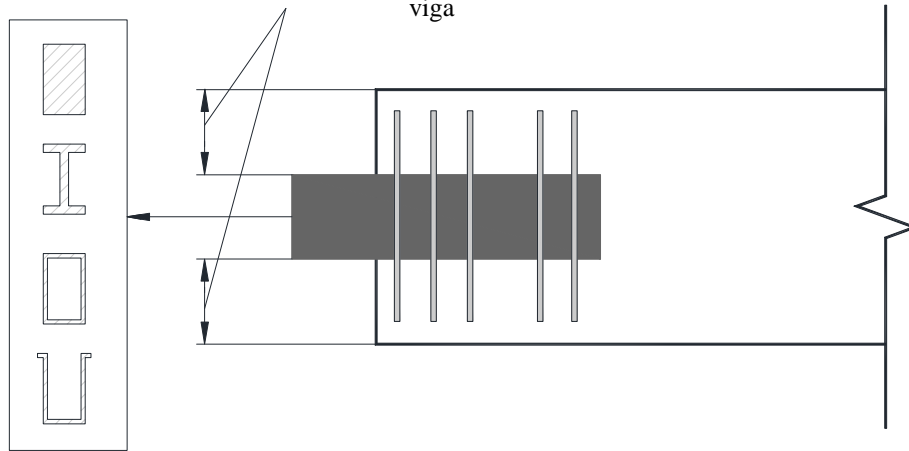


Figura 2.39 - Caminho das forças para consolos e ligação viga-pilar [FIB (2008)].

Elliot (1996) relata que uma alternativa para o reforço na região de cisalhamento na ligação viga-pilar é a então chamada “caixa-cisalhante” (shear-box) que é formada por uma chapa sólida, um perfil de seção retangular vazada ou outro, cuja seção estrutural é colocada no final da viga (Figura 2.40). Caixas de cisalhamento são necessárias em situações onde a altura da viga se torna muito grande em virtude da grande quantidade de reforço requerida no final da viga.

Cuidados devem ser tomados para garantir que estas dimensões, bem como o detalhamento das ligações, deve ser tal que a ligação é impedida de emergir para fora da viga



Formas típicas que os insertos podem assumir

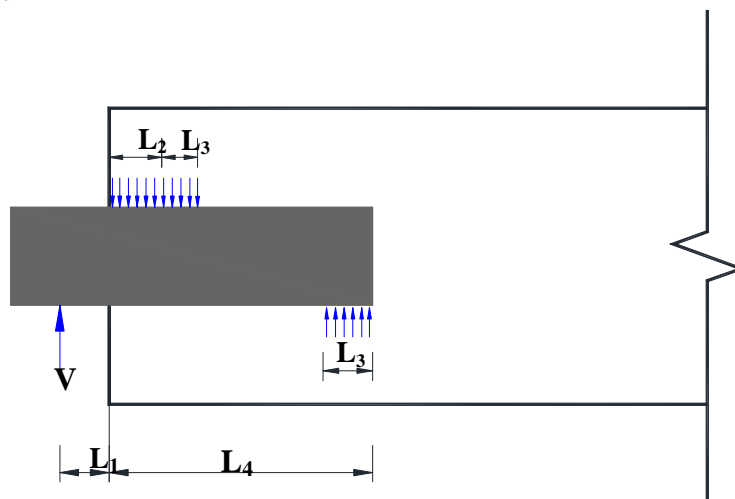


Figura 2.40 – Projeto da “caixa-cisalhante” (shear-box) utilizada em vigas pré-moldadas [ELLIOT (1996)].

As recomendações de projeto são feitas com base no comportamento da tensão no perfil e no concreto da viga. A prevenção contra lascamentos, explosões e fissuras deve ser garantida através de uma adequada amarração do concreto na parte de trás da “caixa-cisalhante” (shear-box), sendo que esta amarração é distribuída dentro do concreto da viga também por uma adequada concentração de estribos verticais, barras dobradas, ou por uma chapa soldada na largura da parte de trás da “caixa-cisalhante”. A capacidade última de cisalhamento na seção é baseada na capacidade de cisalhamento da “caixa-cisalhante” (Figura 2.41) (ELLIOT, 1996).

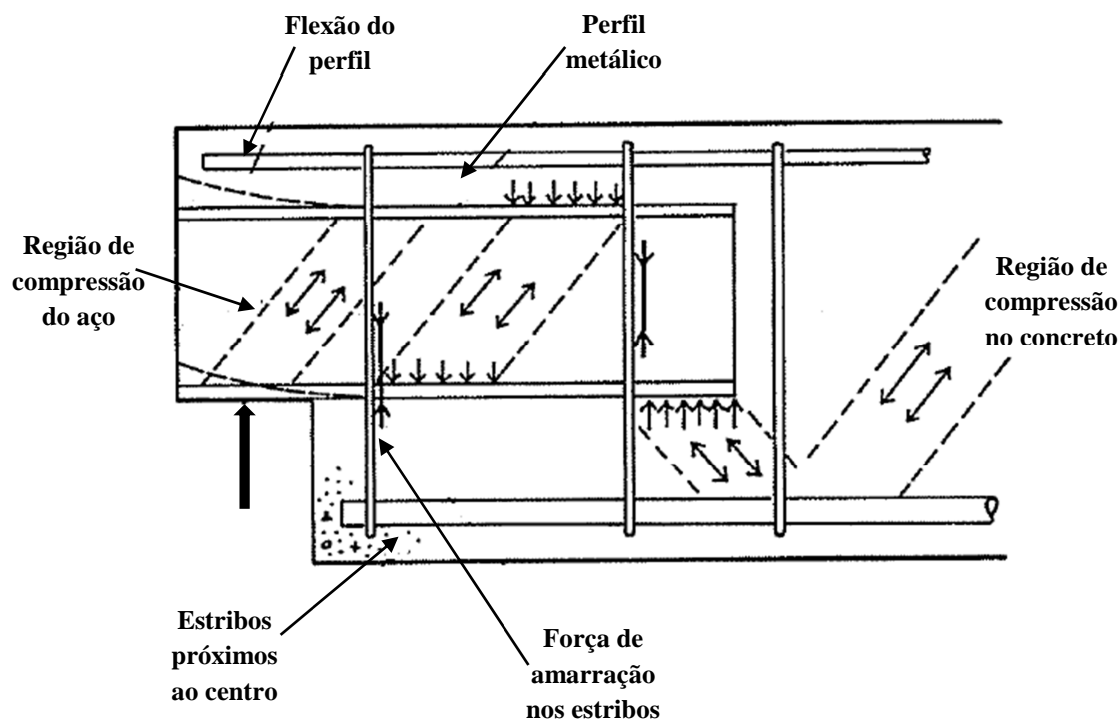


Figura 2.41 - Princípio de concepção da caixa cisalhante (shear box) na viga [ELLIOT (1996)].

Elliot (1996) afirma que as reações finais são transferidas diretamente para a “caixa cisalhante” através das chapas de aço soldadas na lateral da largura da caixa, gerando tensões locais e garantindo estabilidade numa condição de fixação temporária. Estas chapas de aço soldadas na lateral são curvadas, podendo ter 6 mm de espessura x 50 mm a 100 mm de largura, dependendo da capacidade requerida (Figura 2.42). Se a posição da “caixa-cisalhante” estiver próxima do topo da viga, ou seja, menos de 200 mm, esta é contida verticalmente e impedida de emergir do topo da viga pela tensão das chapas de aço. Alternativamente, barras podem ser soldadas ao lado (ou no fundo da caixa) e proporcionar um completo comprimento de ancoragem.

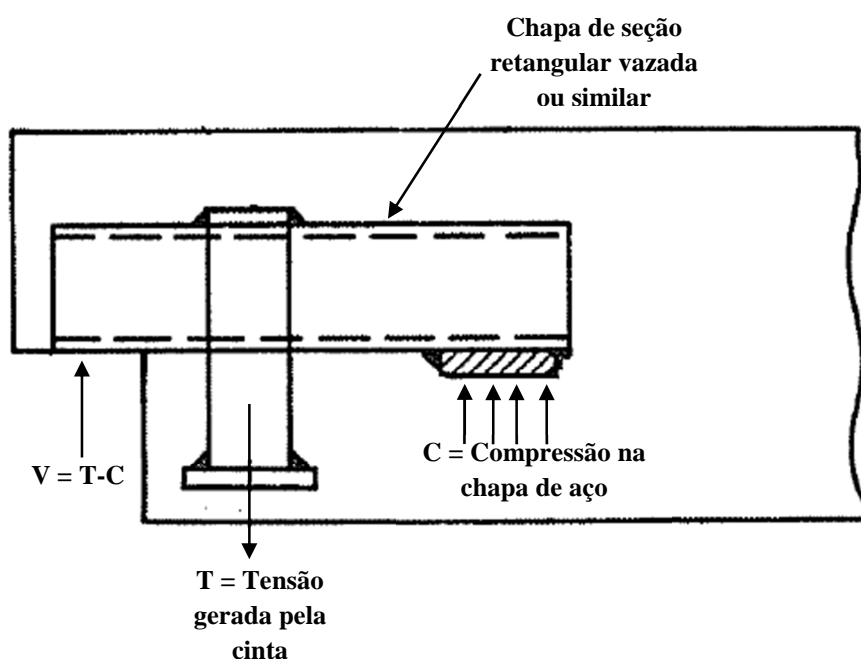


Figura 2.42 - “Caixa-cisalhante” colocada no final da viga com chapas de aço adicionais utilizadas como cinta na forma de gancho [ELLIOT (1996)].

Elliot (1996) recomenda as seguintes questões:

- o perfil de aço utilizado como “caixa-cisalhante” deve ser preenchido no seu interior e nas laterais para evitar flambagem local das paredes;
- a atuação do concreto é ignorada na região próxima a extremidade da “caixa-cisalhante”, onde a ação da cinta é capaz de resistir toda força de cisalhamento;
- em nenhuma hipótese a superfície rugosa da chapa de aço, que forma a “caixa-cisalhante”, deve ser usada para combater as tensões de atrito-cisalhamento, sendo que somente a ligação mecânica dos elementos é suficiente para absorver estes esforços;
- o comprimento da caixa ($L_4 + L_1$) (Figura 2.40) é de aproximadamente 500 mm para uma ligação com capacidade próxima aos 250 kN, chegando a 700 mm para ligações com capacidade de 400 kN;
- a espessura da chapa na parte inferior da cinta é baseada na capacidade de cisalhamento da chapa, sendo que uma espessura suficiente para ser soldada a tira é tipicamente de 6,00 mm.

O manual da FIB (2008) apresenta outro tipo de ligação viga-pilar utilizando elemento metálico na extremidade da viga pré-moldada. Patentada pela SB Produksjon AS, Åndalsnes, Norwa, a ligação é chamada de “chapa deslizante” (‘sliding plate’), sendo formada por uma chapa de aço que é embutida em um invólucro de aço. O princípio de funcionamento da ligação se dá através do movimento da chapa de aço dentro do pilar até o encontro da sua correta posição. O projeto do modelo é mostrado na Figura 2.43 e a Figura 2.44 apresenta as principais funções dos tirantes soldados na extremidade da placa e os estribos verticais.

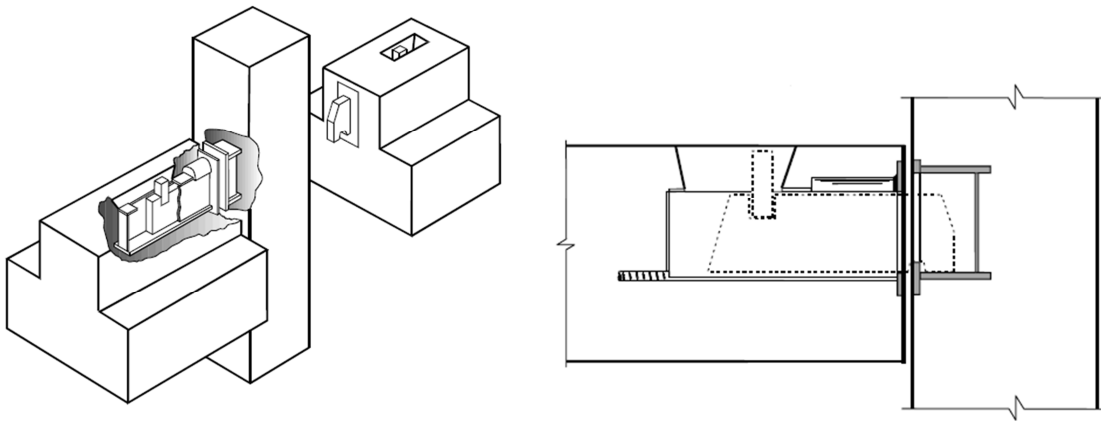
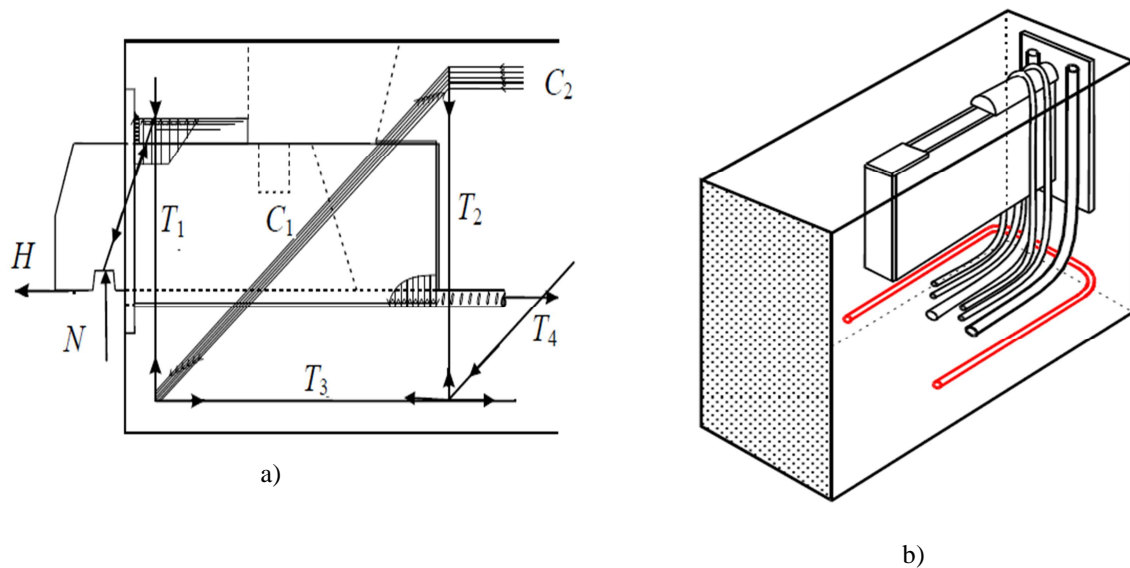


Figura 2.43 - Ligação viga-pilar com placa de aço móvel escondida, desenvolvida pela *Spenncon AS Hønefoss, Norway* [FIB (2008)].



N = Força vertical no apoio

H = Força horizontal no apoio

T_1 = Força de tração resultante na parte frontal da viga

T_2 = Força de tração resultante na parte traseira da viga

T_3 = Força resultante de tração na face inferior da viga

T_4 = Força de tração causada pela restrição do pilar

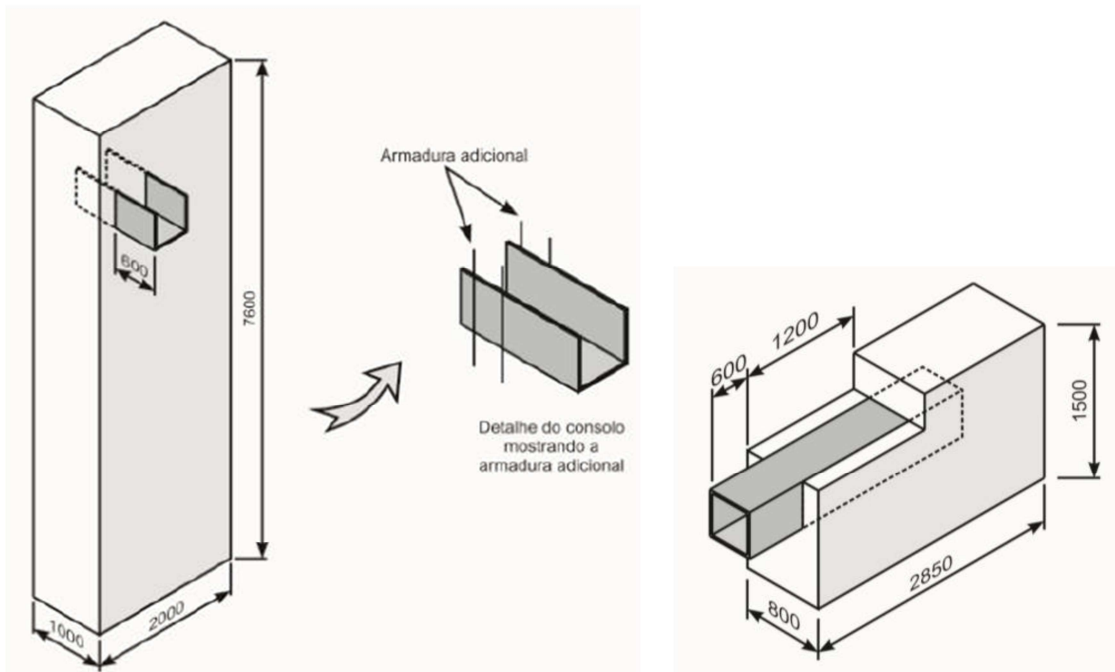
C_1 = Resultante de compressão na barra de suporte, em cada lado da viga

C_2 = Força resultante de compressão na parte superior da viga

Figura 2.44 - Projeto da ligação na viga pré-moldada: a) modelo de biela e tirante que representa o fluxo de forças através da ligação, b) arranjo de reforço na ligação em consequência do modelo [FIB (2008)].

Oliveira Junior (2009) realizou um estudo numérico, via método dos elementos finitos, da fase de montagem de uma ligação entre pilar pré-moldado com consolo metálico e viga pré-moldada com dente metálico embutido na extremidade, proposta para ser empregada em casas de força de usinas hidrelétricas. A ligação analisada pelo autor é formada por um consolo metálico, do tipo assimétrico, cujo comprimento é de 600 mm e apresenta seção transversal no formato de “U” constituído de chapas soldadas de 25,4 mm de espessura, com 500 mm de largura e 480 mm de altura (Figura 2.46-a). O consolo está embutido em um pilar de 7600 mm de comprimento e seção transversal de 1000 mm x 2000 mm, com comprimento de embutimento do consolo igual a 800 mm (Figura 2.45-a). Uma armadura adicional, composta por 2 barras de 12,5 mm, foi soldada em cada lado do

consolo, sendo as barras espaçadas de 400 mm. Já o dente metálico apresenta seção transversal retangular vazada com 447,2 mm de largura e 454,6 mm de altura, sendo o mesmo composto por chapas de aço soldadas de 25,4 mm de espessura (Figura 2.46-b). Possui vão livre de 600 mm e comprimento de embutimento igual a 1800 mm. O dente está inserido em uma viga pré-moldada com 5700 mm de comprimento, 800 mm de largura e 1500 mm de altura (ver Figura 2.45-b). Soldadas ao dente metálico existem cintas metálicas com altura de 1000 mm, 463,2 mm de largura e área de aço igual a 11,4 cm². Na cinta metálica foram soldadas duas barras com diâmetro de 12,5 mm enquanto que ao dente foi soldada uma barra de 12,5mm.



(a) Pilar pré-moldado

(b) Viga pré-moldada

Figura 2.45 - Dimensões dos elementos pré-moldados: (a) pilar e (b) viga [OLIVEIRA (2009)].

Unidades: mm

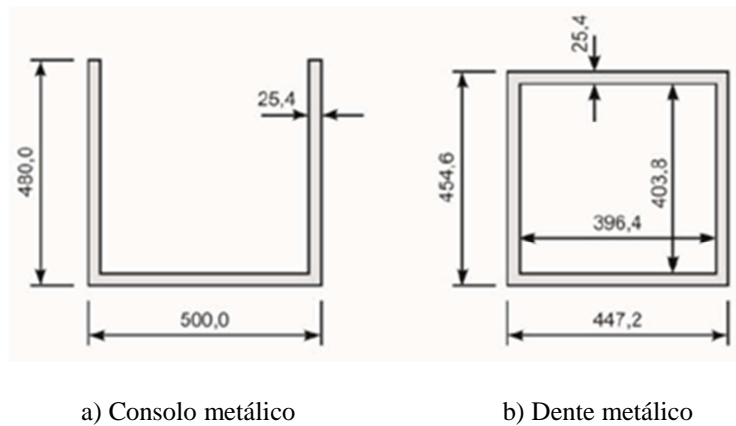


Figura 2.46 - Dimensões da seção transversal dos elementos da ligação viga-pilar [OLIVEIRA (2009)].

Unidades: mm

A ligação foi modelada pelo autor (OLIVEIRA JUNIOR, 2009) no programa DIANA® 9.3, considerando o concreto como material de comportamento não linear e utilizando um modelo de fissuração distribuído para considerar os efeitos da fissuração na análise. Na modelagem computacional foram representadas somente as armaduras correspondentes ao consolo e dente metálico, isto é, não foram representadas as armaduras da viga e do pilar (Figura 2.47). Para a verificação da ligação viga-pilar na fase de montagem da estrutura, aplicou-se um carregamento correspondente a uma reação vertical de 4992 kN na ligação, sendo este valor superior a resistência teórica da ligação (4580 kN), visto que se pretendia testar a capacidade teórica da ligação.

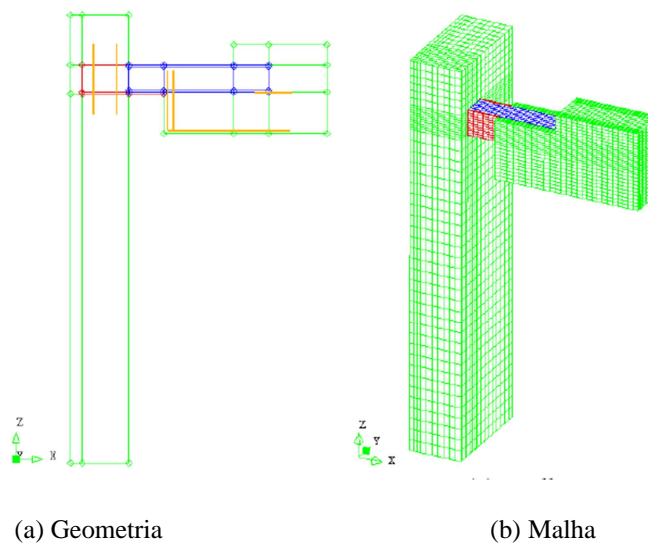


Figura 2.47 - Geometria adotada no modelo numérico [OLIVEIRA (2009)].

Oliveira Junior (2009) concluiu que o modelo computacional perdeu convergência no vigésimo terceiro passo de força, isto é, já tendo sido aplicado 42% do carregamento, o que corresponde a uma força na ligação de 2097 kN. A Figura 2.48 mostra a evolução do panorama de fissuração na viga, desde o primeiro até o último passo de força (passo 22). O autor notou uma intensa fissuração na região interna da viga pré-moldada, ou seja, nas interfaces da viga com o dente. Também foram observadas fissuras longitudinais distribuídas paralelamente ao dente, indicando a ruptura na interface do dente com o concreto, e fissuras inclinadas, decorrentes da movimentação do dente que se juntaram a essas fissuras em estágios mais avançados do carregamento. O autor acredita que essas fissuras tenham formado um mecanismo na região mencionada, causando uma rotação de corpo rígido no modelo numérico.

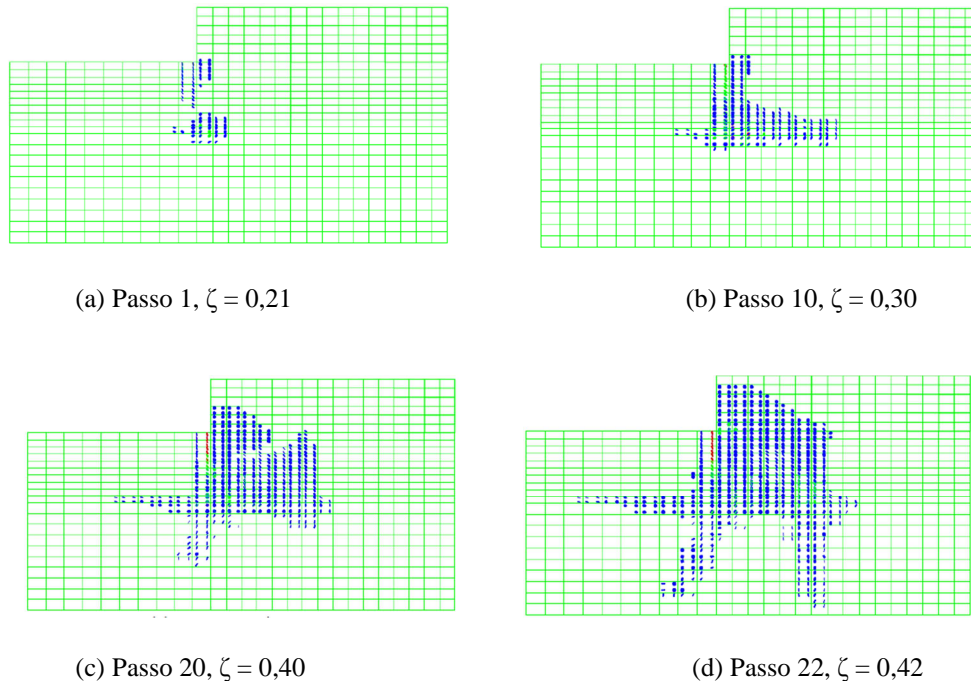
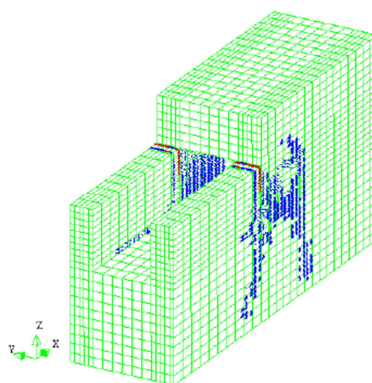


Figura 2.48 - Evolução do panorama de fissuração da viga pré-moldada - Parte I [OLIVEIRA (2009)].



e) Panorama final de fissuração no passo de força 22

Figura 2.48 - Evolução do panorama de fissuração da viga pré-moldada - Parte II [OLIVEIRA (2009)].

O manual do PCI (2010) apresenta dois tipos de ligações Hanger: “Cazaly Hanger” e “Loov Hanger”. Na conexão Hanger, o elemento de suspensão utilizado como apoio nas peças pré-moldadas é o aço ao invés do concreto. Este tipo de ligação tem sido utilizado quando se deseja manter um nivelamento de topo entre os elementos conectados. No entanto, há exigências durante a sua execução, pois requer uma maior necessidade de precisismo no seu dimensionamento e durante a sua montagem. Exemplos de conexões Hanger são mostrados na Figura 2.49.

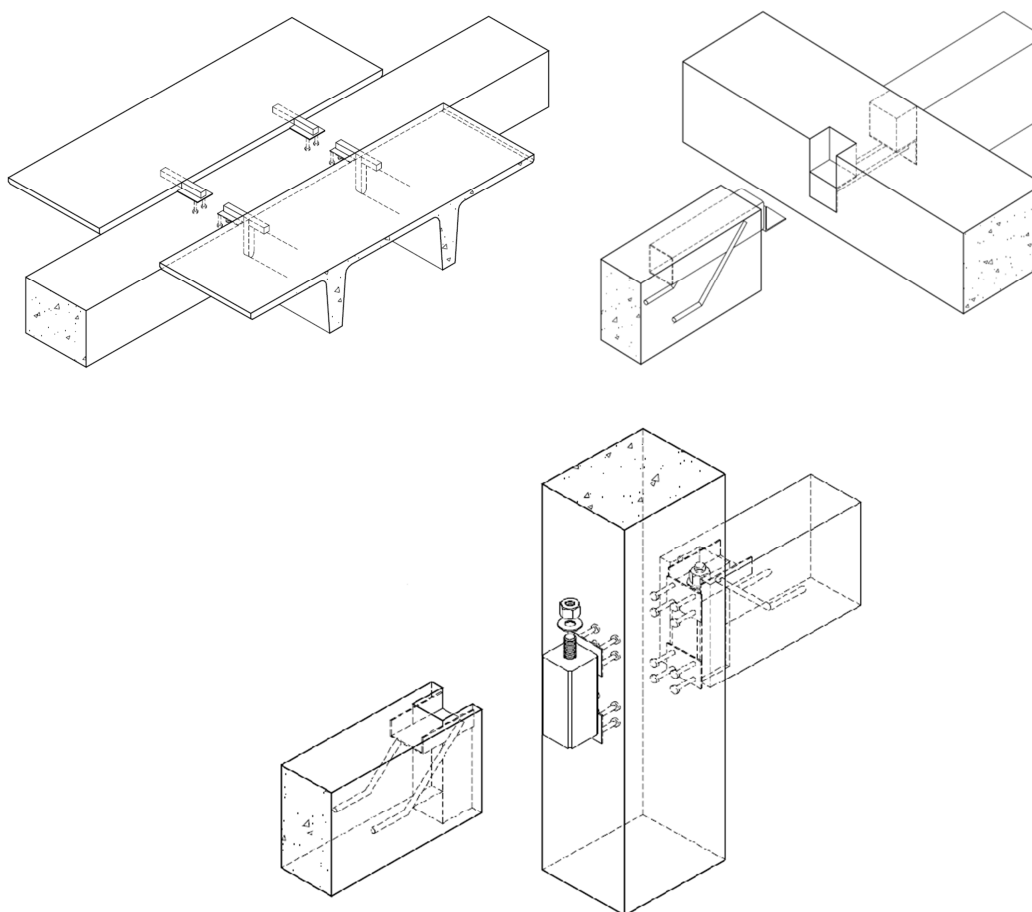


Figura 2.49 - Exemplos de ligações Hanger [PCI (2010)].

Joy, Dolan e Meinheit (2010) citam que o sistema de ligação desenvolvida por Laurence Cazaly, e denominada de “Cazaly Hanger” foi usado pela primeira vez em 1957 na construção de um edifício de armazéns de estrutura de concreto pré-moldado. A ligação foi utilizada na conexão terça - viga e permitiu que os elementos fossem erguidos de modo mais rápido e econômico.

Os três principais componentes de “Cazaly Hanger” são um perfil metálico no topo em balanço, uma cinta, e barras de aço soldadas na parte superior e inferior do perfil (Figura 2.50). No projeto original, o perfil metálico serve como suporte principal do elemento, enquanto a cinta transfere as forças verticais para o perfil. As barras inferiores fornecem ancoragem para a cinta a fim de evitar o arrancamento por rotação, e a barra superior auxilia na transferência de qualquer esforço horizontal para o resto dos componentes. Pode-se notar que o esboço da Figura 2.50 e Figura 2.51 é

simplificado, pois o perfil em balanço é mostrado sem cobertura, uma vez que nos casos usuais este é embutido no concreto (JOY; DOLAN; MEINHEIT, 2010).

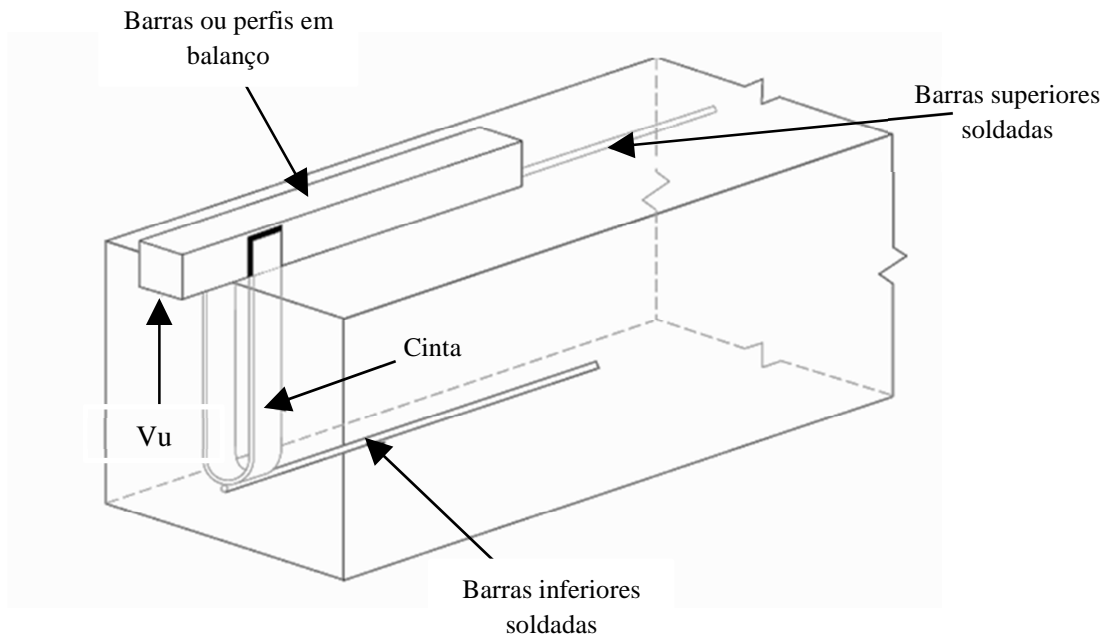


Figura 2.50 - Principais componentes da ligação “Cazaly Hanger”. Nota: V_u = Força última [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)].

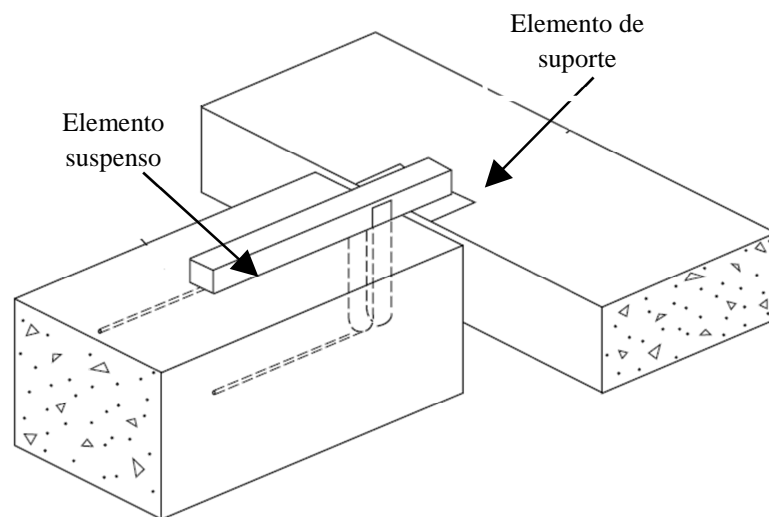


Figura 2.51 - Esboço da ligação “Cazaly Hanger” colocada sobre uma viga de apoio [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)].

Observações feitas pelo time de pesquisadores da Universidade de Toronto [Joy, Dolan e Meinheit (2010)] reforçou a importância da altura da cinta em relação a sua capacidade. Uma série de 14 amostras do gancho no programa de testes foi idêntica, exceto pela variação da profundidade da cinta, na qual variou de 250 mm a 400 mm. Estas 14 amostras estavam em vigas com altura de 500 mm. A diminuição da profundidade da cinta de 400 mm para 250 mm causou uma redução na capacidade da ligação hanger de 38%, apesar de ter tido um aumento de 6% na resistência do concreto. A conclusão dos resultados foi que a capacidade do gancho depende mais da profundidade da cinta do que da resistência do concreto, e a relação entre a profundidade da cinta e a sua capacidade não é linear.

Segundo Joy, Dolan e Meinheit (2010) existem dois modos de falhas nas conexões de “Cazaly Hanger”: falha do inserto metálico e falha do concreto na ligação. Os modos de falha no aço incluem a ruptura do inserto em balanço devido à flexão (Figura 2.52 - a), ruptura da cinta metálica por tração, falha na ancoragem inferior e falha da solda entre a alça e o inserto metálico. As falhas no concreto podem ser em virtude dos seguintes modelos: cisalhamento em toda seção de concreto, atrito-cisalhamento e ruptura do concreto (Figura 2.52 - b). O cisalhamento em toda seção transversal do concreto é geralmente controlado pela inclusão de estribos. A falha por atrito-cisalhamento é limitada pela resistência do concreto ao cisalhamento na área da chave de cisalhamento e pelo vergalhão de aço soldado na face inferior da cinta metálica. De acordo com os autores, ensaios feitos em corpos-de-prova, sem as barras de aço soldadas na parte inferior da cinta, gerou falha por atrito cisalhamento, sendo esta falha limitada somente pela resistência da chave de cisalhamento no concreto, na qual o plano de corte ocorreu na direção paralela à cinta metálica. Na ligação “Cazaly Hanger”, as fissuras no concreto devido à tensão seria causada pelo puxamento da cinta do perfil em balanço e a ancoragem mecânica da cinta com o concreto levaria a formação de fissuras na seção do concreto, no plano fora do elemento principal.

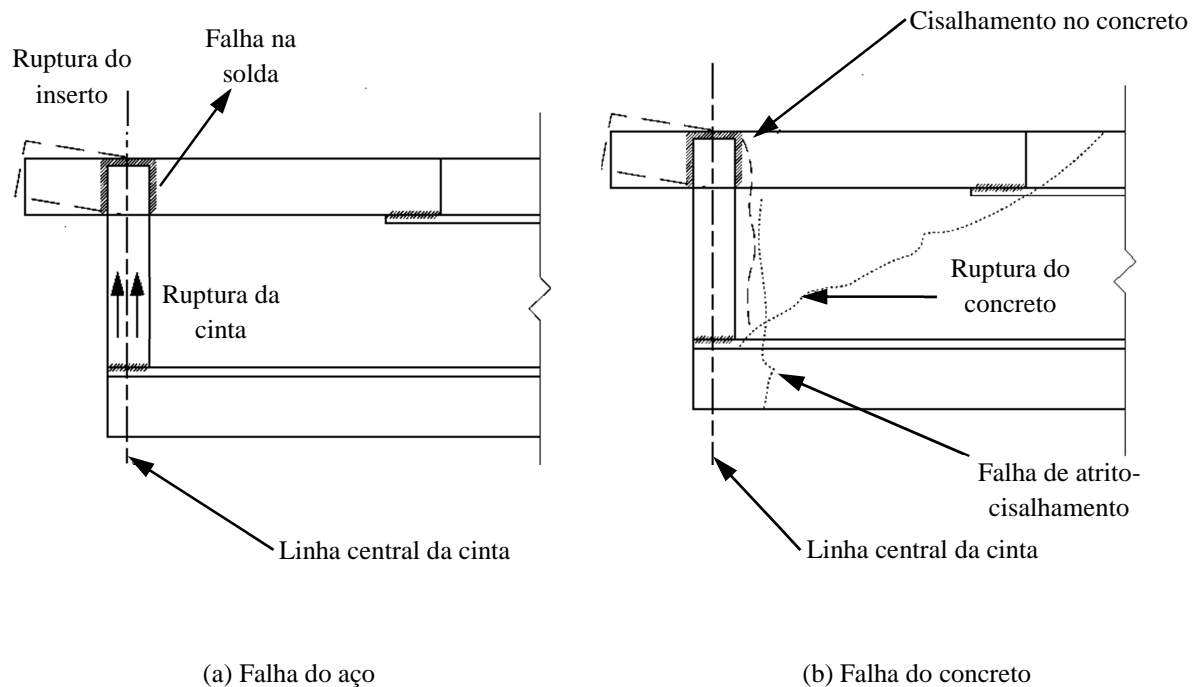


Figura 2.52 - Possíveis modos de falhas de “Cazaly Hanger” [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)].

O hotel Westin resort em Avon, no Colorado, foi projetado para utilizar o sistema pré-moldado de concreto, sendo que os componentes de concreto pré-moldado utilizados na obra foram: núcleos de elevador, pilares com capitéis integrados, laje-viga e lajes com nervuras. Os elementos verticais foram formados por pilares pré-moldados fragmentados, com consolos integrados nos mesmos. Os pilares foram fragmentados na região acima do consolo, de modo que a ligação dos pilares pudesse ser feita acima do ponto de inflexão do sistema de pavimentos. Além de reduzir o valor do momento fletor, a localização permitiu que a ligação pudesse ser feita exclusivamente através da superfície da laje utilizando a ligação do tipo “Cazaly Hanger” (Figura 2.53) (HANLON; FERNANDEZ; DOLAN, 2009).



Figura 2.53 - Laje-viga pré-moldada sendo colocada na posição do consolo [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)].

A ligação tipo “Cazaly Hanger”, segundo os autores [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)], foi colocada perto dos pontos teóricos de inflexão do momento fletor, em cada extremidade da viga-laje, fornecendo uma reação vertical e uma estabilidade estrutural durante a montagem. Na ligação não houve a necessidade de utilizar almofadas de elastômero e, após a colocação da peça, a ligação foi soldada em uma chapa de espera que estava locada no consolo do pilar ou na própria laje para garantir a estabilidade lateral durante a montagem, sendo que a finalização da solda se deu com a peça ainda suspensa pelo guindaste (Figura 2.54).



Figura 2.54 - Solda em campo da ligação tipo “Cazaly Hanger” na laje-viga com a chapa no consolo [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)].

De acordo com Hanlon, Fernandez e Dolan (2009), a capacidade da ligação “Cazaly Hanger” foi testada para mais de 100% da capacidade última de projeto durante o desenvolvimento do programa. Para o empreendimento foram utilizadas dois tipos de ligação “Cazaly Hanger”, sendo que uma foi projetada para resistir ao carregamento vertical e as forças longitudinais para a estabilidade estrutural temporária e, para as lajes com grande excentricidade e recorte, a ligação foi colocada em pontos diferentes, visto que em um ponto a mesma tinha a função de suportar a força vertical e no outro evitar o tombamento lateral. Qualquer viga-laje ou nervura de laje que houvesse a possibilidade de tombamento durante a montagem incluiu uma ligação “Cazaly Hanger”. Na chapa de apoio que recebeu a ligação estava contido um inserto, e um parafuso pôde ser colocado através de um pré-furo deixado na ligação “Cazaly Hanger” (Figura 2.55). O parafuso fornece uma reação de movimentação para fixar a laje e, a combinação do parafuso com a solda promove na estrutura global uma estabilidade antes de colocar o piso de concreto moldado no local, que serve como diafragma.



Figura 2.55 - Ligação “Cazaly Hanger” na viga-laje apoiada no consolo do pilar [Hanlon; Fernandez; Dolan (2009)].

O PCI (2010) apresenta as premissas de projeto e as equações para o dimensionamento de “Cazaly Hanger” (Figura 2.56). El Debs (2000) relata que a formulação também pode ser empregada quando se utilizam barras de aço ao invés de

chapas de aço na composição da cinta metálica, no entanto deve-se ter cautela quanto a esta substituição.

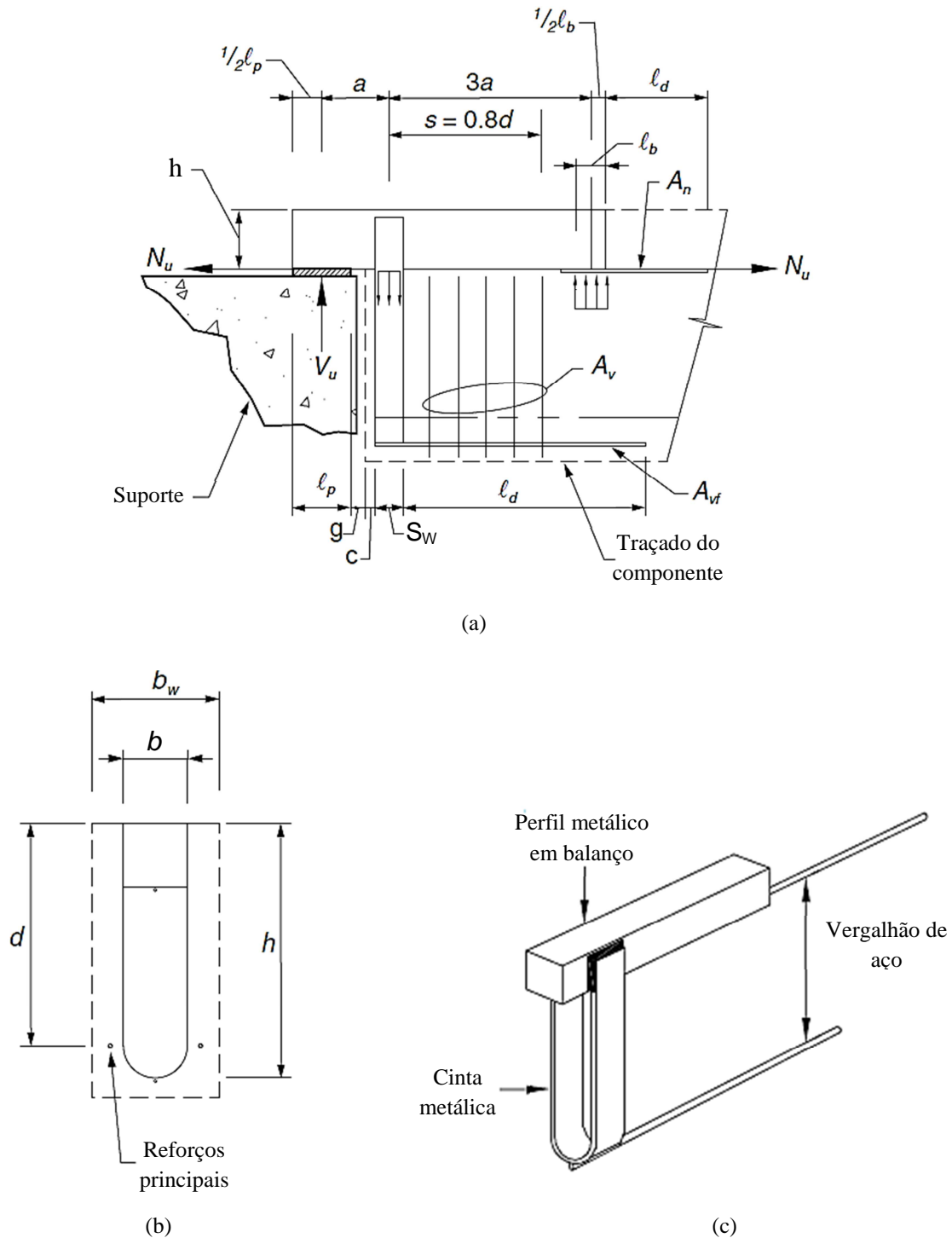


Figura 2.56 - Premissas de projeto da ligação tipo “Cazaly Hanger” e concepção do modelo [PCI (2010)].

- a) O perfil metálico deve ser dimensionado de modo que a reação no interior do concreto seja de $0,33 V_u$, enquanto que a cinta metálica deve ser dimensionada para uma força de $1,33 V_u$.

$$A_s = \frac{1,33 V_u}{f_{yd}} \quad (2.7)$$

Sendo:

A_s = área de aço da cinta metálica

V_u = Força aplicada no dente com seu valor de cálculo

f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento da chapa de aço

A cinta metálica deve terminar no mesmo nível ou abaixo da armadura de flexão para evitar a falha por fissuração, podendo ser iniciada na divisão da zona de tração.

Joy, Dolan e Meinheit (2010) relata que nas premissas de projeto apresentadas no manual do PCI Design Handbook, o perfil metálico em balanço é geralmente proporcional à cinta metálica, sendo projetada para 1,33 vezes a força última na cinta metálica. O fator 1,33 resultou de valores estatísticos através da análise do comportamento da reação na cinta metálica, além de influenciar na barra superior, de tal modo que a reação no concreto, na extremidade da barra, seja de 33% da força aplicada (Figura 2.57).

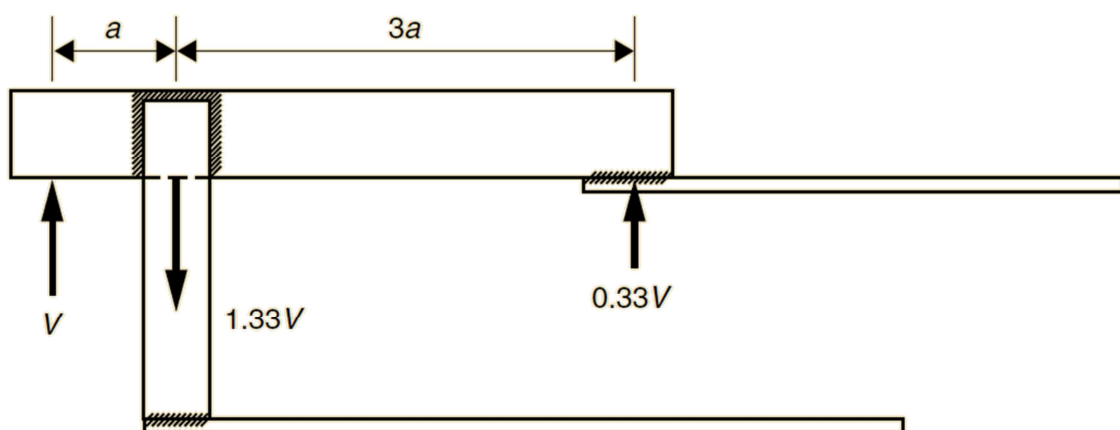


Figura 2.57 - Carregamento assumido para os componentes da ligação “Cazaly Hanger”. Nota:

V =Força no inserto [JOY; DOLAN; MEINHEIT (2010)].

- b) O perfil metálico deve ser dimensionado para resistir ao momento gerado pela combinação das forças de tração e vertical.

O cálculo do momento na barra em balanço (M_u) é feito em função da força vertical (V_u) com uma excentricidade “a” e da força axial (N_u) com uma excentricidade “0,5h”.

$$M_u = V_u a + N_u (0,5)h \quad (2.8)$$

Sendo:

$$a = 0,5l_p + g + c + 0,5S_w \quad (2.9)$$

h = Altura do dente metálico

l_p = Comprimento de apoio do perfil de aço

g = Distância da face do suporte até o elemento onde está a ligação

c = Cobrimento do concreto

S_w = Largura da cinta metálica utilizada na ligação

De acordo com o manual do PCI pode ser prudente usar um valor ligeiramente superior para “a” em virtude da fabricação e tolerâncias de montagem, além da sensibilidade da ligação.

- c) Determinação do módulo de resistência plástico mínimo que deve ter o perfil ou a seção estrutural vazada.

$$Z_p = \frac{M_u}{f_{yd}} \quad (2.10)$$

Onde

Z_p = Módulo de resistência plástico no perfil de aço

f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento da chapa de aço

Então, baseado na verificação final da seção, a tensão real devido a combinação da flexão e do cisalhamento deve ser menor que $0,9.(f_{yd})$, sendo que para o cisalhamento a tensão deve ser menor que $0,9.(0,6. f_{yd})$.

- d) Cálculo dos estribos, distribuídos uniformemente ao longo de $0,8 d$, como ilustrado na Figura 2.56, para resistir a tensão de $1,33 V_u$.

$$A_v = \frac{1,33 V_u}{f_{sd}} \quad (2.11)$$

Verificação da área mínima requerida:

$$A_v = 1,96\sqrt{f_{cd}} \frac{b_w s}{f_{sd}} \quad (2.12)$$

Não menor que:

$$344,7406 \frac{b_w s}{f_{sd}} \quad (2.13)$$

Onde:

A_v = área de aço dos estribos em “m²”

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto em “kN / m²”

f_{sd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura em “kN / m²”

b_w = Largura da seção transversal da viga pré-moldada em “m”

s = Distância entre o centro da cinta metálica até o último estribo em “m”

- e) Verificação da tensão de contato no concreto (σ_c)

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \leq 1,1f_{cd} \quad (2.14)$$

Sendo

b = Largura da seção transversal do perfil de aço

f) O comprimento l_b é dado por:

$$l_b = \frac{V_u}{3b\sigma_c} \quad (2.15)$$

g) Para manter as condições de equilíbrio assumidas, o comprimento no interior do perfil em balanço, de acordo com a Figura 2.56, deve ser de:

$$a = 0,5l_p + g + c + 0,5 S_w \quad (2.16)$$

O comprimento mínimo total do perfil ou seção estrutural vazada deve ser de:

$$l = 2,5l_p + 4g + 4c + 2S_w + 0,5l_b \quad (2.18)$$

h) Área da armadura longitudinal, A_n , que deve ser soldada no perfil de aço ou seção estrutural vazada para transmitir a força axial N_u .

$$A_n = \frac{N_u}{f_{sd}} \quad (2.19)$$

i) Área da armadura longitudinal soldada na cinta metálica (A_{vf}), calculada pela teoria do atrito-cisalhamento.

$$A_{vf} = \frac{1,33V_u}{\emptyset f_{sd} \mu_e} \quad (2.20)$$

$$\mu_e = \frac{6904 \cdot \lambda^2 \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} \quad (2.21)$$

$$\mu_e \leq \text{Valores da Tabela 2.2.}$$

Onde:

$$\emptyset = 0,75$$

$A_{cr} = b \cdot h$ (área da superfície da fissura potencial) em “m²”;

λ = coeficiente para levar em conta a densidade do concreto, que vale 1,00 para concreto de densidade normal e 0,75 para concreto de densidade baixa;

μ = coeficiente de atrito, indicado na Tabela 2.2;

Com V_u (kN) limitada aos valores da Tabela 2.2.

Nota-se que a largura da cinta (b) é usada de modo conservador em vez de toda a largura da seção transversal do elemento pré-moldado, em virtude da formação de uma possível fissura na direção do plano, atrás da cinta.

Tabela 2.2: Recomendações de coeficientes para teoria do atrito-cisalhamento [PCI (2010)].

Tipos de interface	μ recomendado	μ máximo	V_u (força última)
Concreto x concreto, moldados monoliticamente.	$1,4\lambda$	3,4	$0,30 \lambda f_{ck} A_{cr} \leq 1000. \lambda. A_{cr}$
Concreto x concreto pré-moldado, com superfície rugosa.	$1,0 \lambda$	2,9	$0,25 \lambda f_{ck} A_{cr} \leq 1000. \lambda. A_{cr}$
Concreto x concreto	$0,60 \lambda$	Não aplicável	$0,20 \lambda f_{ck} A_{cr} \leq 800. \lambda. A_{cr}$
Concreto x aço	$0,70 \lambda$	Não aplicável	$0,20 \lambda f_{ck} A_{cr} \leq 800. \lambda. A_{cr}$

O manual do PCI (2010) faz algumas considerações sobre o dimensionamento de “Cazaly Hanger”, sendo estas:

- a) a cinta metálica deve terminar abaixo da armadura de flexão, para evitar uma falha de ruptura do plano na divisão da zona de tensão, no entanto é necessário um cobrimento mínimo;
- b) a premissa conservativa e simplificada de que a força da solda na cinta metálica está concentrada na linha central da cinta está implícito no fator $0,5S_w$.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações iniciais

O programa experimental consiste no estudo de um pórtico estrutural formado por pilares e vigas, sendo que a ligação entre os elementos (viga-pilar) se deu por meio dos consolos e dentes metálicos.

No pórtico foram aplicados carregamentos estáticos de curta duração e com controle de deslocamento para determinar a força última do consolo e dente metálico e analisar a forma de ruína dos elementos.

Os itens subsequentes apresentarão as etapas referentes ao programa experimental da pesquisa, desde a concepção inicial do modelo até os procedimentos de ensaios.

3.2 Geometria da ligação

As características geométricas utilizadas para a confecção do modelo estrutural foram as mesmas adotadas na tese de doutorado de Oliveira Junior (2012), visto que o intuito da pesquisa é analisar uma etapa da ligação estudada pelo autor, que consiste na conexão transitória, ou seja, antes de ser feita a continuidade da ligação entre a viga e o pilar. O modelo original dos elementos que formam o pórtico estrutural foi definido pelo autor (OLIVEIRA JUNIOR, 2012) a partir do projeto estrutural da casa de força da Usina Hidrelétrica de Manso, controlada por Furnas Centrais Elétricas. As Figuras 3.1 e 3.2 apresentam a geometria das peças pré-moldadas e a nomenclatura de cada elemento da ligação.

A ligação em estudo consiste no encaixe do dente metálico, de seção retangular vazada embutido na viga pré-moldada, no consolo metálico formado por um perfil tipo "U" embutido no pilar, conforme apresentado nos cortes AA e BB da Figura 3.2-b.

Na extremidade da viga onde será analisada a capacidade do dente metálico, lado do pilar pré-moldado tipo A (Figura 3.1), foi deixado o consolo metálico com uma espessura de 12,50 mm, maior que a do dente, cuja espessura é de 7,50 mm, para evitar que ocorresse a ruptura do mesmo antes do consolo metálico. Na extremidade da ligação onde será analisada a capacidade do consolo metálico, lado do pilar pré-moldado tipo B (Figura 3.1), foi deixado no dente metálico uma espessura de 12,50 mm, maior que a do consolo metálico, cuja espessura é de 7,50 mm, evitando assim que ocorresse a ruptura do consolo antes do dente metálico.

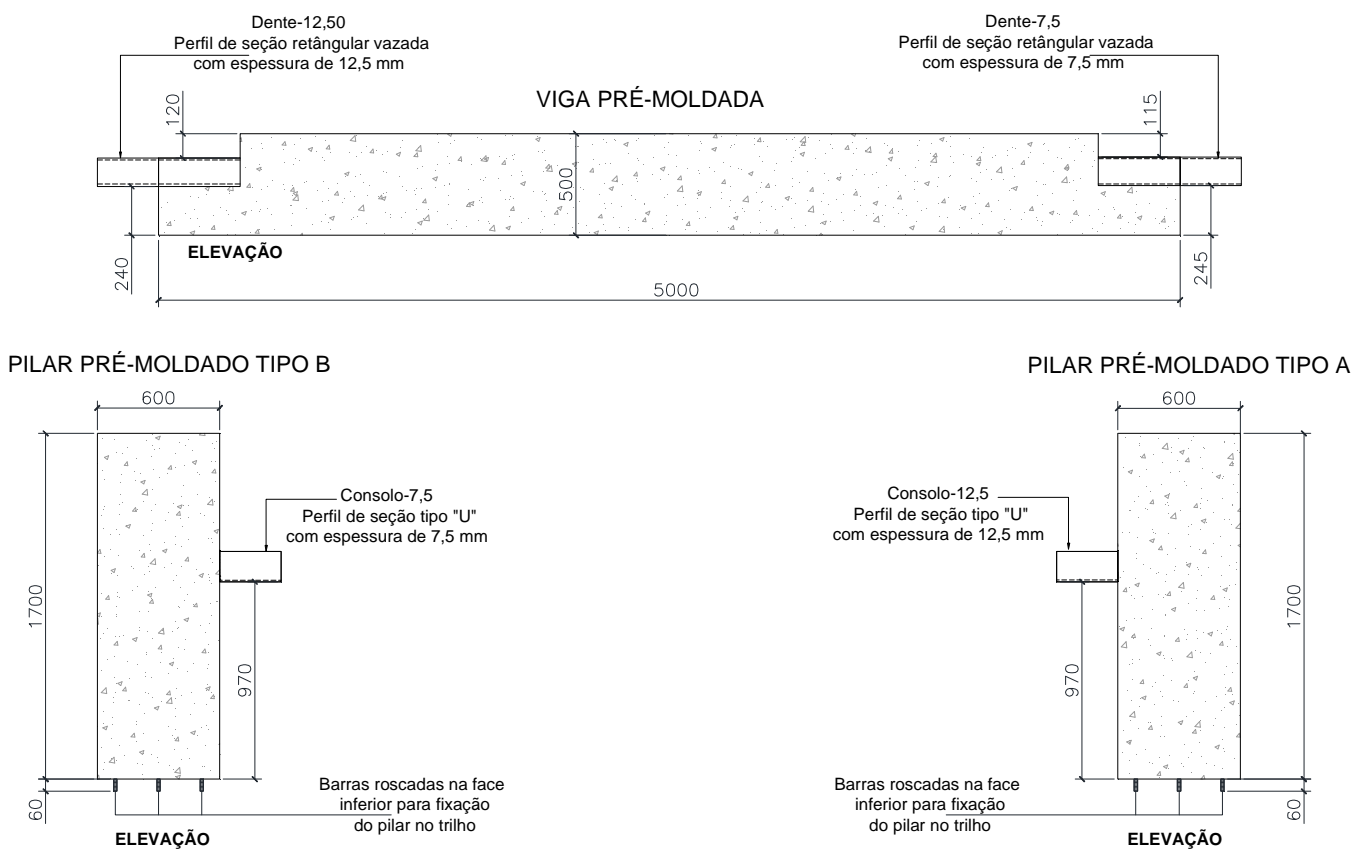
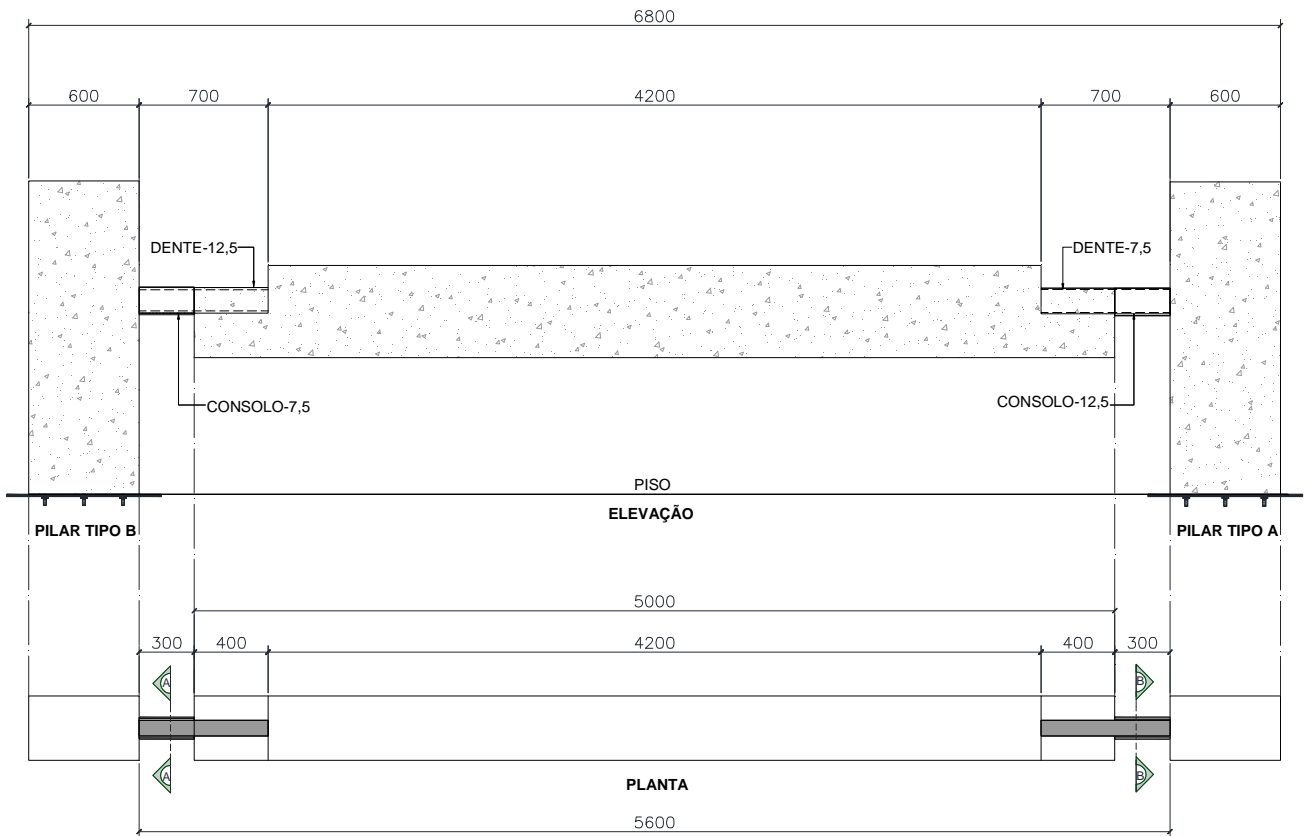
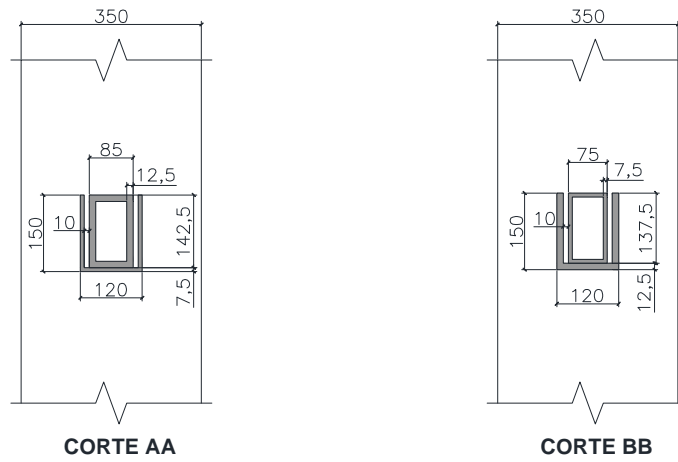


Figura 3.1 - Geometria dos pilares e viga utilizados no ensaio.

Unidades: mm



a) Vista em planta e elevação do pórtico estrutural



b) Posicionamento do encaixe do consolo e dente metálico

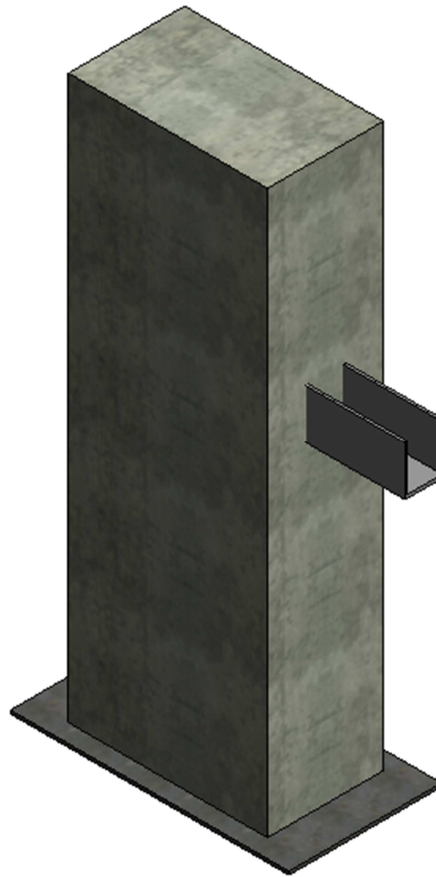
Figura 3.2 - Dimensões do pórtico estrutural.

Unidades: mm

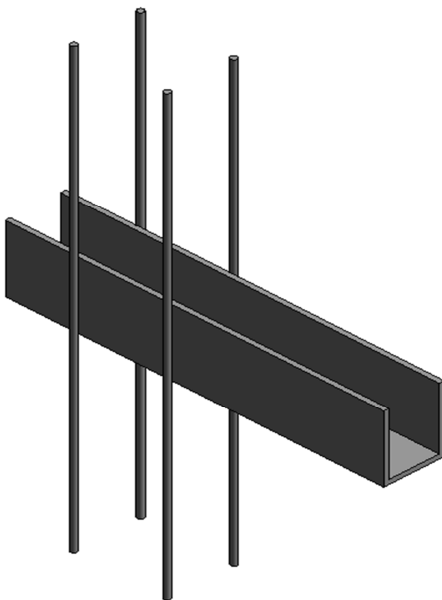
3.3 Verificação analítica dos elementos da ligação

No dimensionamento dos consolos e dentes metálicos os valores foram considerados sem coeficientes de majoração para poder determinar a força resistente no elemento e comparar com os resultados obtidos nos ensaios. Os elementos da ligação foram calculados com base na formulação do manual do PCI (2010) e na NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT, 2008).

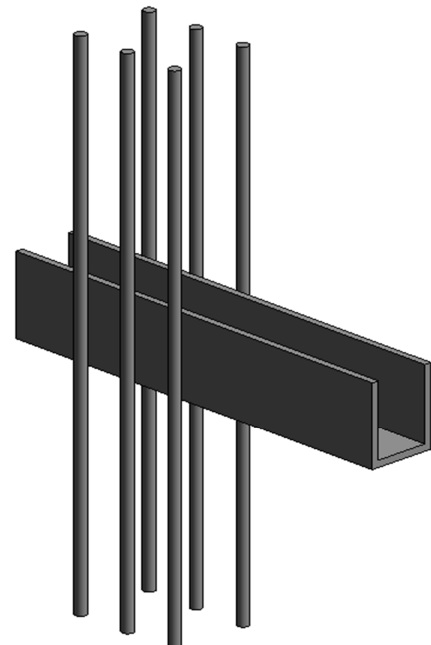
Os elementos submetidos a análise da força última foram o consolo e o dente metálico com espessura de 7,5 mm. Na extremidade da viga que foi colocado o dente metálico-7,5, o consolo embutido no pilar, que serviu para apoiar o mesmo, foi o consolo-12,5 e, no pilar que foi colocado o consolo-7,5, o dente metálico posicionado na extremidade da viga foi o dente-12,5. O consolo e o dente metálico de 12,5 mm funcionaram apenas como elemento de suporte, por isso que os mesmos foram confeccionados com uma maior espessura e os reforços adicionais com diâmetros maiores. Na Figura 3.3 é mostrada a perspectiva do pilar pré-moldado e o detalhe dos consolos metálicos e a Figura 3.4 mostra a perspectiva da viga pré-moldada com o detalhamento dos dentes metálicos.



a) Perspectiva do posicionamento do consolo metálico no pilar pré-moldado

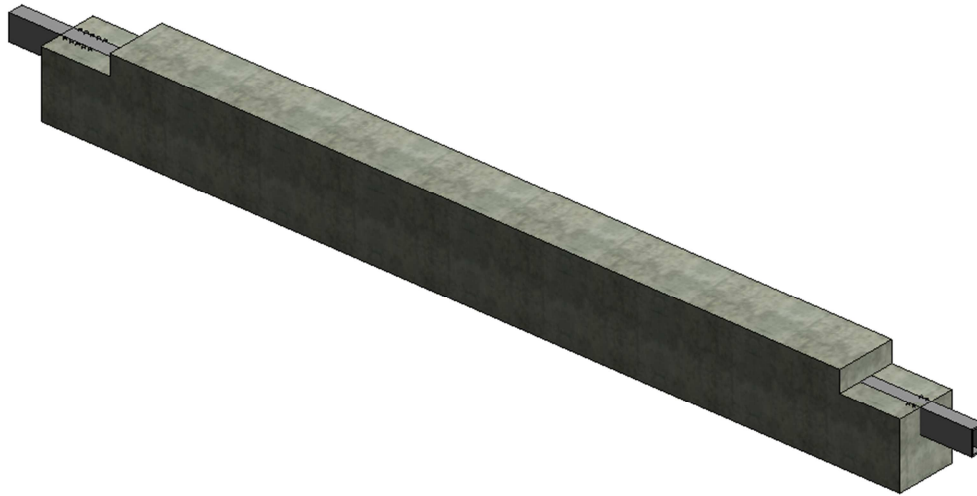


b) Perspectiva isométrica do consolo-7,5

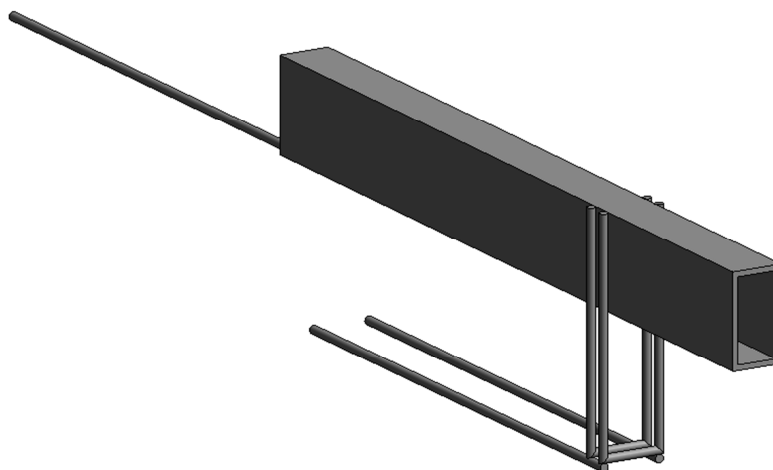


c) Perspectiva isométrica do consolo-12,5

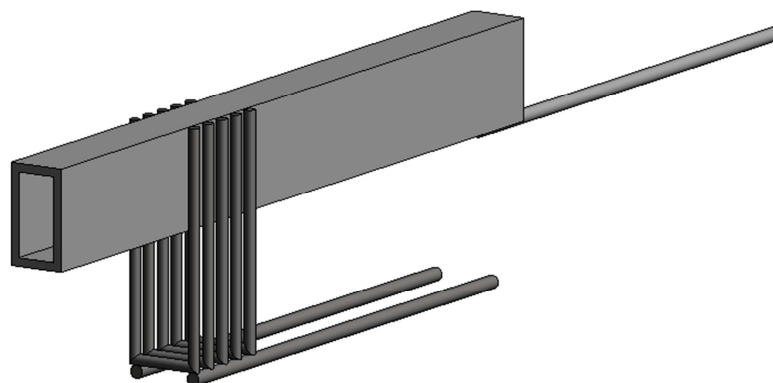
Figura 3.3 – Perspectiva isométrica dos consolos metálicos e posicionamento no pilar pré-moldado.



a) Perspectiva da viga pré-moldada com o dente metálico nas extremidades



b) Perspectiva isométrica do dente-7,5



c) Perspectiva isométrica do dente-12,5

Figura 3.4– Perspectiva isométrica dos dentes metálicos e posicionamento na viga pré-moldada.

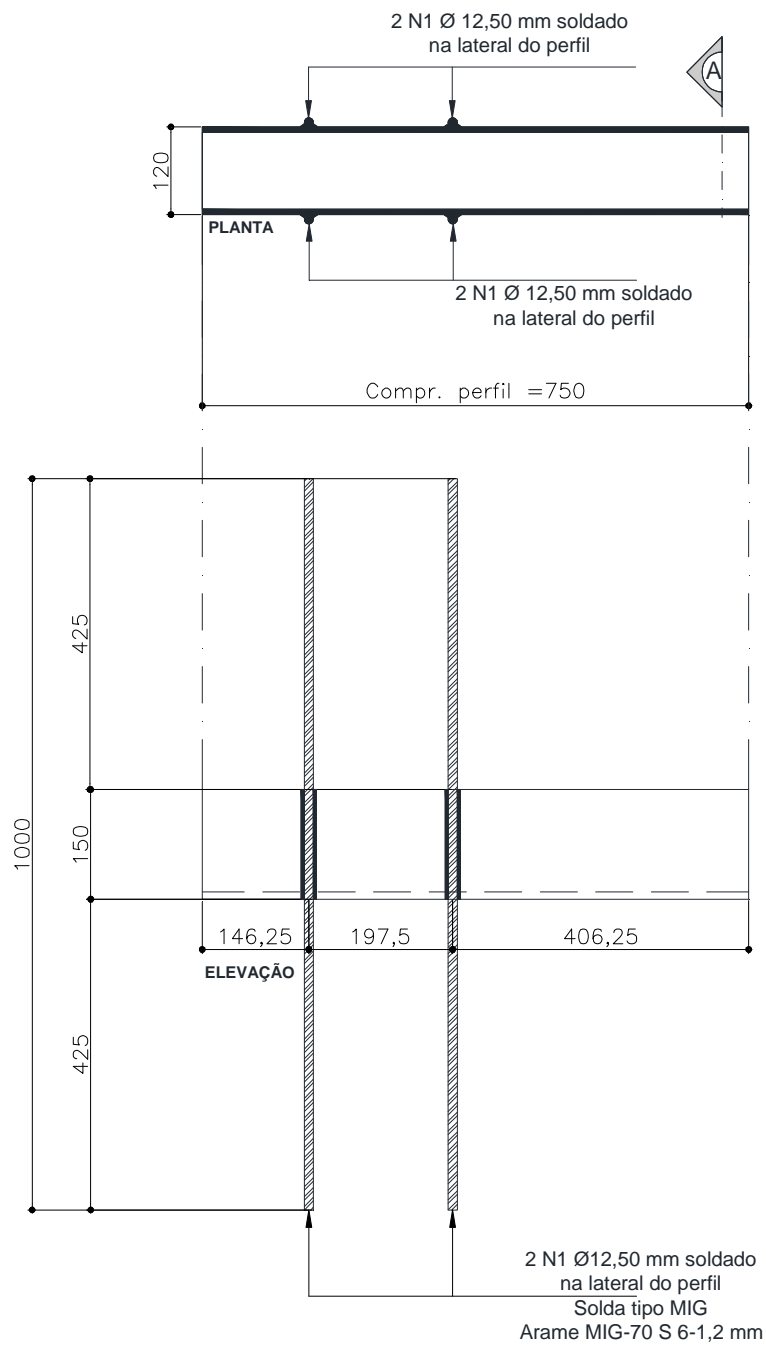
Nos itens subsequentes será apresentado o dimensionamento do consolo e dente metálico com espessura de 7,5 mm, que são os elementos de ligação analisados neste trabalho e, o dimensionamento do consolo e dente metálico com espessura de 12,50 mm está apresentado no apêndice do trabalho.

3.3.1 Dimensionamento do consolo metálico com espessura de 7,5 mm

O consolo-7,5 utilizado na análise da ligação possui a configuração apresentada na Figura 3.5. A geometria do modelo foi baseada no projeto de Oliveira Junior (2012), sendo que a escolha do perfil tipo “U” foi determinada em virtude da maior estabilidade lateral para o dente metálico, gerada através das abas do perfil. A Tabela 3.1 apresenta os valores das variáveis adotadas para o dimensionamento do consolo-7,5.

Tabela 3.1 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica (ver especificação das variáveis na seção 2.2, Figura 2.36 e Figura 3.21).

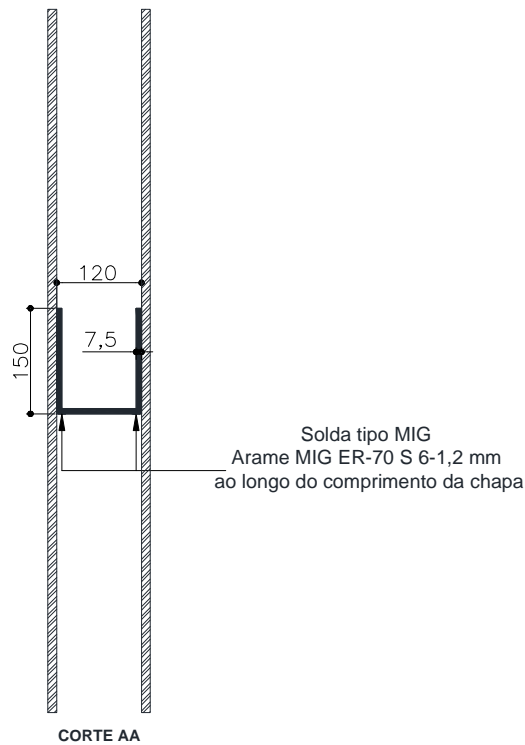
Variável	Valor arbitrado	Unidade
b	30	cm
l_e	45	cm
e	37,5	cm
s	19,75	cm
f_{ck}	4,5	kN / cm ²
f_y	50	kN / cm ²
a	15	cm



(a) Vista em planta e em elevação do consolo metálico

Figura 3.5 - Geometria do consolo-7,5 – Parte I.

Unidades: mm



(b) Corte do consolo metálico

Figura 3.5 - Geometria do consolo-7,5 – Parte II.

Unidades: mm

01) Parcela resistida pelo concreto

$$V_c = \frac{0,85f_{ck}bl_e}{1 + 3,6e/l_e} = \frac{0,85 \times 4,5 \times 30 \times 45}{1 + 3,6 \times 37,5/45}$$

$$V_c = 1290,94 \text{ kN}$$

02) Parcela resistida pela armadura adicional

$$V_r = \frac{2A_s f_{ys}}{1 + \frac{6e/l_e}{\left(\frac{4,8s}{l_e}\right) - 1}} = \frac{2 \times 4,92 \times 50}{1 + \frac{6 \times 37,5/45}{\left(\frac{4,8 \times 19,75}{45}\right) - 1}}$$

$A_s = 4,92 \text{ cm}^2 = 4 \times 1,23$ (duas barras com diâmetro de 12,50 mm soldadas em cada lateral do perfil metálico, computando assim quatro barras de aço).

$$V_r = 89,16 \text{ Kn}$$

A força total resistente do consolo metálico (V_d) consiste na soma da parcela resistida pelo concreto e da parcela resistida pela armadura adicional.

$$V_d = V_c + V_r = 1290,94 + 89,16$$

$$V_d = 1380 \text{ kN}$$

03) Parcela resistida pelo perfil metálico

O dimensionamento do perfil metálico será feito com base nos cálculos da NBR 8800: 2008 e na formulação apresentada pelo manual do PCI (2010). As dimensões do perfil metálico analisado podem ser vistas na Figura 3.6 e a Tabela 3.2 mostra os valores adotados no equacionamento.

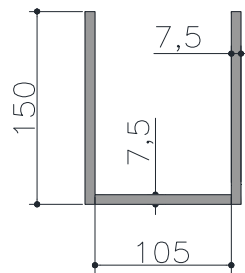


Figura 3.6 - Dimensões do perfil metálico utilizado como consolo metálico.

Unidades: mm

Tabela 3.2 - Valores referentes à geometria do consolo metálico (ver especificação das variáveis na seção 2.2, Figura 2.36).

Variável	Valor	Unidade
h	150	mm
w	105	mm
t	7,5	mm
E	20000	kN / cm ²
f _y	25	kN / cm ²
Z _p	130,2	cm ³
W _x	83,99	cm ³

Sendo:

W_x = Módulo de resistência elástico

E = Módulo de elasticidade da chapa de aço

Z_p = Módulo de resistência plástico

a) Determinação da resistência ao momento fletor e ao cisalhamento pelo método do PCI (2010).

-Resistência ao momento fletor:

Assumindo que a resistência à flexão do perfil metálico (V_n) sendo igual a força aplicada no consolo (V_u), tem-se:

$$V_n = \frac{Z_p f_y}{a + \frac{0,5V_n}{0,85f_{ck}b}} = \frac{130,2 \times 25}{15 + \frac{0,5 \times V_n}{0,85 \times 4,5 \times 30}}$$

$$V_n = 204,81 \text{ kN}$$

De posse do valor da força resistente à flexão no perfil metálico (Figura 3.7), é possível encontrar o momento fletor referente a este carregamento (Figura 3.8), considerando que a força esteja aplicada no meio do consolo.

$$V_n d = Z_p f_y$$

$$204,81 d = 130,2 \times 25$$

$$d = 15,89 \text{ cm} = 158,9 \text{ mm}$$

Onde

d= Distância do ponto de aplicação da força até a região de engastamento

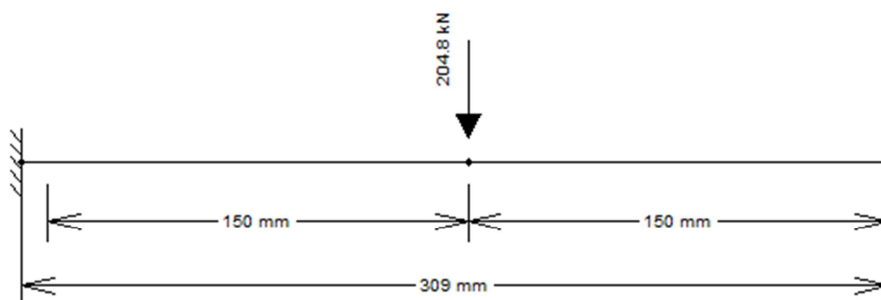


Figura 3.7 - Força resistente à flexão aplicada no meio do consolo.

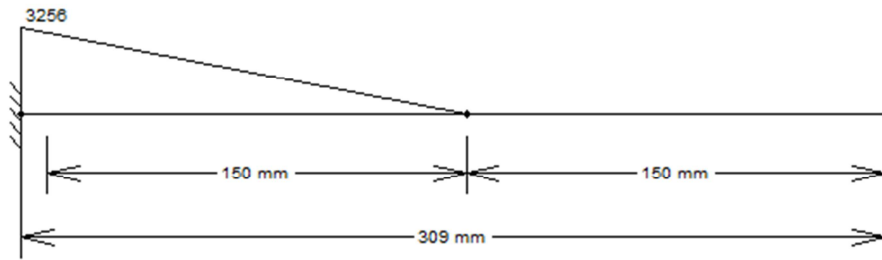


Figura 3.8 - Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 3.7 (kN.cm).

-Resistência ao cisalhamento (V_{pl}):

$$V_{pl} = 0,6 (A_w f_y) = 0,6 (22,5 \times 25)$$

$A_w = h t = 2 \times 15 \times 0,75 = 22,5 \text{ cm}^2$ (o valor foi multiplicado por 2 porque existe 2 almas no perfil resistindo ao cisalhamento).

$$V_{pl} = 337,5 \text{ kN}$$

b) Determinação da resistência à flexão pelo método apresentado na NBR 8800 : 2008.

Para seções “U” fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia, o estado limite de Flambagem Local da Alma (FLA) é aplicado somente quando a extremidade livre da alma for comprimida pelo momento fletor, logo não há a necessidade de ser feita esta verificação para o consolo metálico, pois a extremidade livre da alma esta sendo tracionada (NBR:8800, 2008).

-Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{w}{t} = \frac{105}{7,5}$$

$$\lambda = 14$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

$$\lambda_p = 31,678$$

$$\lambda < \lambda_p$$

De acordo com a NBR 8800: 2008 a seção analisada é considerada como compacta, pois λ é inferior a λ_p e as almas são ligadas à mesa.

-Momento fletor correspondente ao início do escoamento (M_r).

$$M_r = W_x f_y = (83,99 \times 25)$$

$$M_r = 2099,75 \text{ kN.cm}$$

Com o valor do momento fletor de início de escoamento é possível encontrar a força cortante aplicada no meio do consolo (Figuras 3.9 e 3.10).

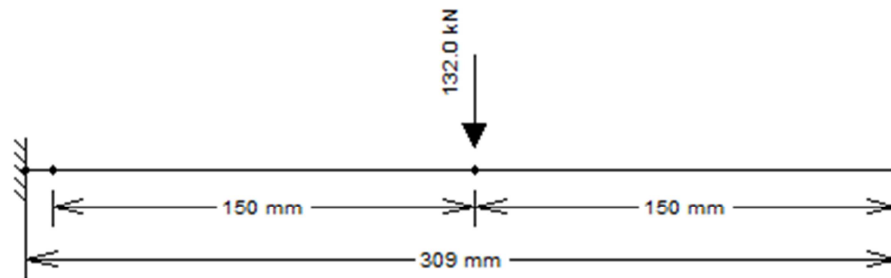


Figura 3.9 – Força cortante aplicada no consolo metálico correspondente ao momento fletor de início de escoamento.

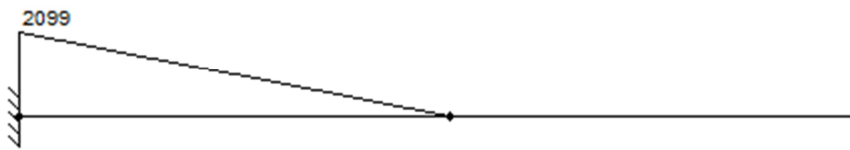


Figura 3.10 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 3.9 (kN.cm).

-Momento fletor de plastificação total da seção (M_{pl}).

$$M_{pl} = Z_p f_y = (130,2 \times 25)$$

$$M_{pl} = 3255 \text{ kN.cm}$$

No entanto, para garantir a validade da análise elástica, o momento fletor de plastificação não pode ser maior que $1,5 W f_y$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} < 1,5 W_x f_y = (1,5 \times 84 \times 25)$$

$$M_{pl} = 3150 \text{ kN.cm}$$

Com o valor do momento fletor de plastificação é possível encontrar a força cortante aplicada no meio do consolo (Figuras 3.11 e 3.12).

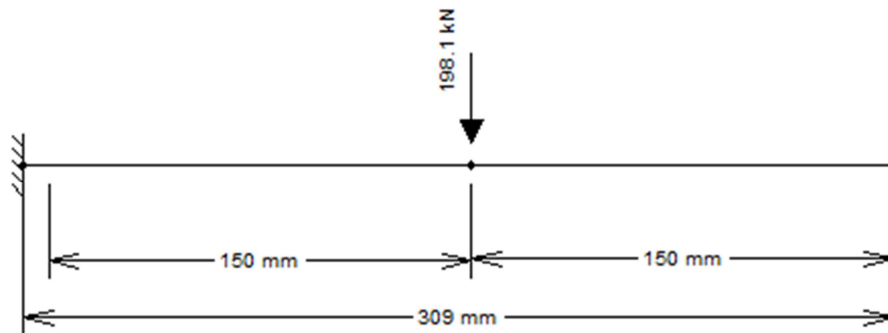


Figura 3.11 – Força cortante aplicada no consolo metálico correspondente ao momento fletor de plastificação.

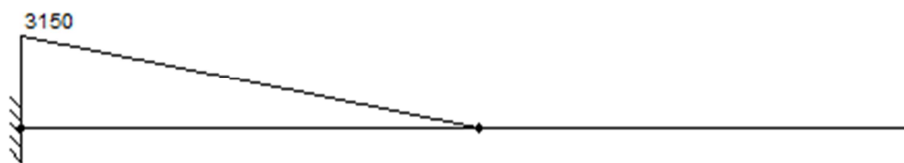


Figura 3.12 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 3.11 (kN.cm).

A Tabela 3.3 apresenta o resumo das forças verticais resistida por cada elemento da ligação, sendo que estes resultados são baseados em valores teóricos das propriedades dos materiais envolventes (concreto e aço) e a Tabela 3.4 mostra o resumo das forças verticais considerando os valores das propriedades dos materiais obtidas no ensaio de caracterização.

Tabela 3.3 - Quadro de forças do consolo-7,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais

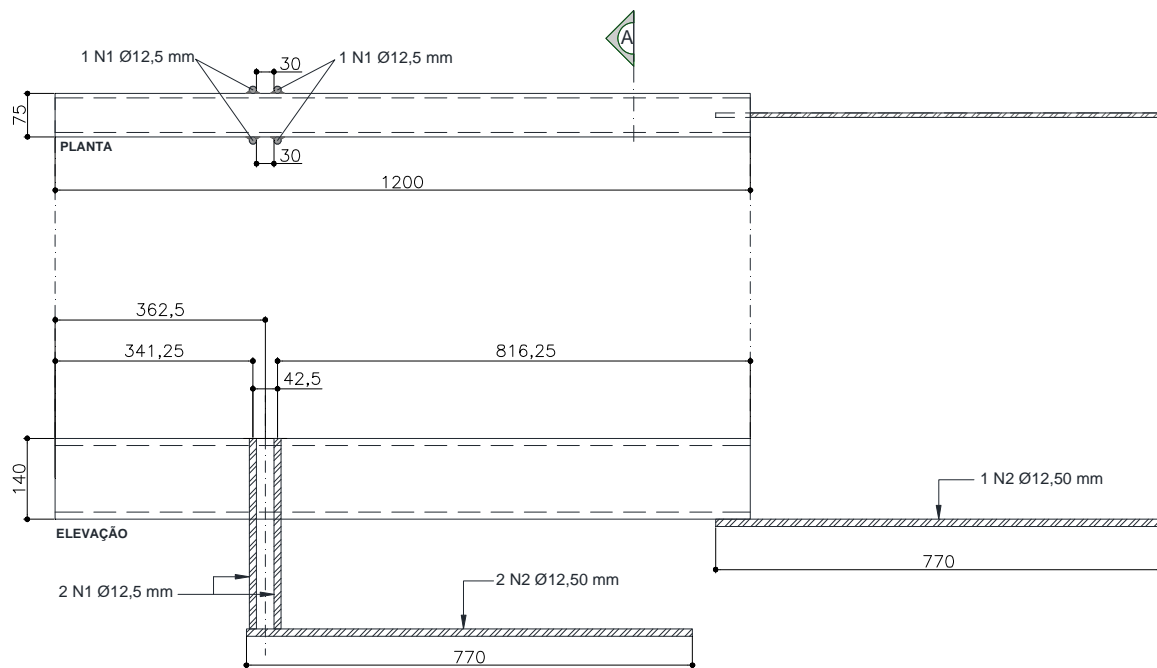
Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pelo concreto e armaduras laterais	1380 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de plastificação	198,1 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de início de escoamento	132 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	337,5 kN
Força resistente na ligação (flexão do perfil metálico no início de escoamento)	132 kN

Tabela 3.4 - Quadro de forças do consolo-7,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização

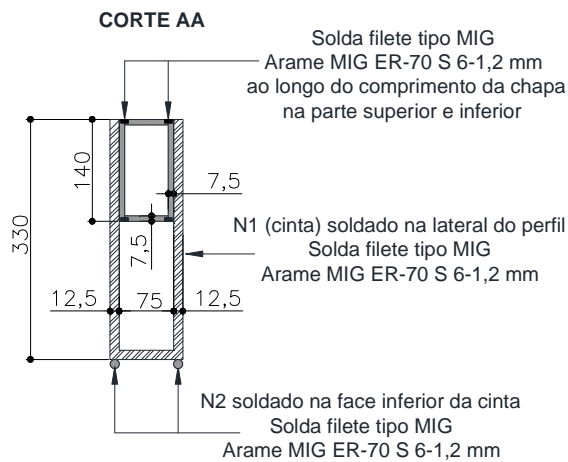
Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pelo concreto e armaduras laterais	1856 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de plastificação	211,4 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de início de escoamento	141 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	360 kN
Força resistente na ligação (flexão do perfil metálico no início de escoamento)	141 kN

3.3.2 Dimensionamento do dente metálico com espessura de 7,5 mm

O dente metálico-7,5 utilizado na análise da ligação possui a configuração apresentada na Figura 3.13. A concepção do modelo foi feita com base no projeto de pesquisa de Oliveira Junior (2012). A Tabela 3.5 apresenta os valores das variáveis adotadas para o dimensionamento do dente-7,5.



a) Vista em planta e em elevação do dente metálico



b) Corte do dente metálico

Figura 3.13 - Geometria do dente-7,5.

Unidades: mm

Tabela 3.5 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica (ver especificação das variáveis na seção 2.2, Figura 2.56).

Variável	Valor arbitrado	Unidade
l_p	30	cm
g	1	cm
c	2,5	cm
S_w	*2,5	cm
b	7,5	cm
b_w	35,0	cm
f_{ck}	4,5	kN / cm ²
f_y	50	kN / cm ²

*Como existem dois vergalhões de aço com diâmetro de 12,5 mm formando a cinta metálica, logo S_w foi adotado como a soma dos dois vergalhões (12,5+12,5 = 25 mm).

01) Cálculo da força resistida pelas barras de aço que formam a cinta de suspensão

$$A_s = \frac{1,33 V_u}{f_{ys}}$$

$A_s = 4 \times 1,23 = 4,92$ (duas barras com diâmetro de 12,50 mm soldadas no perfil metálico com 2 pernas cada barra, computando assim 4 barras para a distribuição dos esforços).

$$4,92 = \frac{1,33 V_u}{50}$$

$$V_u = 184,96 \text{ kN}$$

02) Cálculo do momento resistido pela cinta metálica

$$M_u = V_u a + N_u(0,5)h$$

Onde:

$$a = 0,5 l_p + g + c + 0,5 S_w = 0,5 \times 30 + 1 + 2,5 + 0,5 \times 2,50$$

$$a = 19,75 \text{ cm}$$

Cálculo do M_u considerando a não existência de força horizontal ($N_u \cdot (0,5) \cdot Y$)

$$M_u = 184,96 \times 19,75 = 3652,96 \text{ kN.cm}$$

03) Momento resistido pelo perfil metálico

O dimensionamento do perfil metálico será feito com base nos cálculos da NBR 8800: 2008 e na formulação apresentada pelo manual do PCI (2010). O perfil metálico analisado possui as dimensões apresentadas na Figura 3.14 e a Tabela 3.6 mostra os valores adotados no equacionamento.

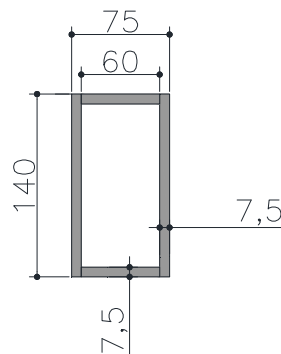


Figura 3.14 - Dimensões do perfil utilizado como dente metálico.

Unidades: mm

Tabela 3.6 - Valores referentes à geometria do dente metálico (ver especificação das variáveis na seção 2.2, Figura 2.56).

Variável	Valor	Unidade
b	60	mm
h	140	mm
t	7,5	mm
E	20000	kN / cm ²
f_y	25	kN / cm ²
Z_p	133,125	cm ³
W_x	105,5	cm ³

Sendo:

W_x = Módulo de resistência elástico

E = Módulo de elasticidade da chapa de aço

Z_p = Módulo de resistência plástico

a) Determinação da resistência ao momento fletor e ao cisalhamento pelo método apresentado na NBR 8800: 2008.

- Resistência ao momento fletor

-Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{7,5} = 8$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

$$\lambda_p = 31,67$$

$$\lambda < \lambda_p$$

-Flambagem local da alma:

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{140}{7,5}$$

$$\lambda = 18,67$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

$$\lambda_p = 106,33$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção analisada é compacta, sendo capaz de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} = Z_p f_y$$

$$M_{pl} = 133,125 \times 25 = 3328,125 \text{ kN.cm}$$

Para garantir a validade da análise elástica, o momento fletor de plastificação não pode ser maior que $1,5 W f_y$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} < 1,5 W_x f_y = (1,5 \times 105,5 \times 25)$$

$$M_{pl} = 3956,25 \text{ kN.cm}$$

Com o valor do momento fletor de plastificação é possível encontrar a força vertical aplicada no meio do dente metálico, conforme apresentado nas Figuras 3.15 e 3.16. O comprimento de 363 mm indicado na Figura 3.15 corresponde a distância entre a face do dente metálico saliente à viga pré-moldada até o eixo das cintas metálicas (ver indicação na Figura 3.13).

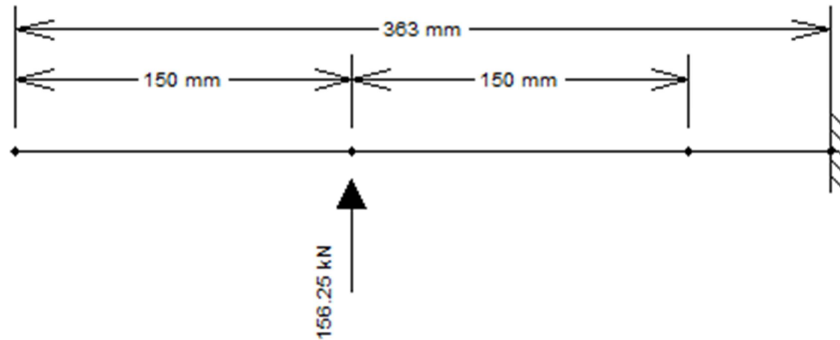


Figura 3.15 - Força cortante aplicada no meio do dente metálico.

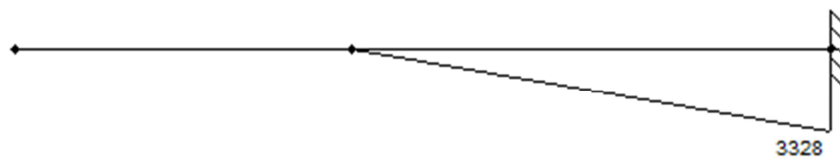


Figura 3.16 - Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 3.15 (kN.cm).

- Resistência ao cisalhamento

$$V_{pl} = 0,6(A_w f_y)$$

$A_w = h t = 2 \times 14 \times 0,75 = 21 \text{ cm}^2$ (o valor foi multiplicado por 2 porque existe 2 almas no perfil)

$$V_{pl} = 0,6 \times (21 \times 25)$$

$$V_{pl} = 315 \text{ kN}$$

b) Determinação da resistência à flexão pelo método apresentado no manual do PCI (2010).

Cálculo do módulo de resistência plástico (Z_p) mínimo em função da força aplicada.

$$Z_p = \frac{M_u}{f_y}$$

$M_u = 36,5296 \text{ kN.m} = 3652,96 \text{ kN.cm}$ (ver ítem 02 no dimensionamento do dente metálico com espessura de 7,5 mm)

$$Z_p = \frac{3652,96}{25}$$

$$Z_p = 146,12 \text{ cm}^3$$

Em função do momento resistido pela cinta metálica (M_u), o módulo de resistência plástico (Z_p) deveria ser de $146,12 \text{ cm}^3$, no entanto, o Z_p do perfil usado como dente metálico tem um valor igual a $133,125 \text{ cm}^3$, menor do que o valor solicitado pelos cálculos. Refazendo as contas e considerando o módulo de elasticidade real do perfil usado como dente metálico tem-se:

$$133,125 = \frac{M_u}{25} = \frac{V_u \cdot (0,5 \cdot 30 + 1 + 2,5 + 0,5 \cdot 2,5)}{25}$$

$$M_u = 3328,125 \text{ kN.cm}$$

$$V_u = 168,512 \text{ kN}$$

O valor de $V_u = 168,512 \text{ kN}$ é diferente do valor apresentado na Figura 3.15, pois neste caso o braço de alavanca adotado foi igual ao proposto na formulação do PCI (2010) e o modelo do dente metálico usado no projeto possui uma configuração diferenciada quanto ao posicionamento dos vergalhões de aço usado como cinta metálica.

04) Cálculo dos estribos (reforço de ancoragem) distribuídos uniformemente

Os estribos precisam estar distribuídos ao longo do comprimento $s = 0,8 \cdot d$. Sendo $d = 292,56 \text{ mm}$, de acordo com o desenho apresentado na Figura 3.17 e $s = 234,0 \text{ mm}$ (ver seção 2.3, Figura 2.56). Para este modelo de ligação optou-se por utilizar estribos com diâmetro de 12,50 mm ao longo do comprimento de 40 cm, resultando em 6 estribos a cada 6,5 cm. Não foi utilizado o comprimento de distribuição dos estribos proposto pelo manual do PCI (2010), pois o espaçamento ficaria muito reduzido.

$$A_v = 6 \times 2 \times 1,23 = 14,76 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{1,33 V_u}{f_y}$$

$$14,76 = \frac{1,33 V_u}{50}$$

$$V_u = 554,88 \text{ kN}$$

Verificação da área mínima requerida

$$A_v = 1,96 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{ys}} = 1,96 \sqrt{45000} \frac{0,35 \times 0,23}{500000}$$

$$A_v = 6,69 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,67 \text{ cm}^2$$

Onde:

$$f_{ck} = 45000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ys} = 500000 \text{ kN/m}^2$$

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

$$s = 0,8d = 0,8 \times 0,29256 = 0,2340 \text{ m}$$

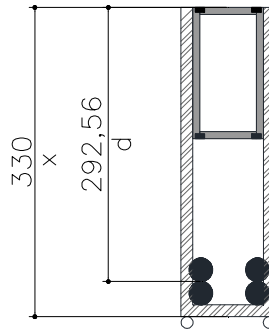


Figura 3.17 - Altura d utilizada no cálculo de $s = 0,8.d$.

Unidades: mm

05) Verificação da tensão de contato no concreto

$$\sigma_c = 0,85 f_{ck} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \leq 1,1 f_{ck} = 0,85 \times 4,5 \sqrt{\frac{35}{7,5}} \leq 1,1 \times 4,5$$

$$\sigma_c = 8,26 \text{ kN / cm}^2 > 4,95 \text{ kN / cm}^2$$

A tensão de contato calculada foi maior do que o valor limite previsto pelo manual do PCI (2010). O valor da tensão de contato adotada para determinar o comprimento de pressão l_b será $4,95 \text{ kN / cm}^2$.

$$l_b = \frac{V_u}{3b\sigma_c} = \frac{184,96}{3 \times 7,5 \times 4,95} = 1,66 \text{ cm}$$

06) Comprimento mínimo do perfil metálico ou seção estrutural vazada

$$a = 0,5l_p + g + c + 0,5 S_w = 0,5 \cdot 30 + 1 + 2,5 + 2,5$$

$$a = 21 \text{ cm}$$

$$l = 0,5l_p + a + 3a + 0,5l_b = 0,5 \cdot 30 + 21 + 3 \cdot 21 + 0,5 \cdot 1,66$$

$$l = 99,83 \text{ cm}$$

$$l_{\text{adotado}} = 120,00 \text{ cm} > l_{\text{calculado}} = 99,83 \text{ cm}$$

07) Cálculo da armadura de suspensão soldada no inserto metálico

Como não existe força horizontal atuando na ligação, logo foi utilizada somente uma barra de 12,50 mm (N2) soldada na face inferior do perfil para fornecer ancoragem do mesmo (Figura 3.13).

08) Cálculo da força resistida pela armadura longitudinal soldada na cinta metálica

No perfil metálico foram soldados duas barras N2 com diâmetro de 12,50 mm (Figura 3.13), computando uma área de aço (A_{vf}) igual a 2,46 cm².

$$A_{vf} = \frac{1,33V_u}{f_y \mu_{ef}}$$

$$\mu_{ef} = \frac{6904\lambda^2 A_{cr}\mu}{V}$$

$$A_{cr} = bh = 0,075 \times 0,33 = 0,02475 \text{ m}^2$$

$$\mu_{ef} = \frac{6904 \times 1^2 \times 0,02475 \times 1,4}{184,96}$$

$$\mu_{ef} = 1,29 < \mu_{\text{recomendado}} = 3,4$$

(valor retirado da Tabela 2.2 – interface concreto - concreto)

$$2,46 = \frac{1,33V_u}{50 \times 1,29}$$

$$V_u = 119,30 \text{ kN}$$

A Tabela 3.7 apresenta as forças verticais resistidas por cada elemento do dente metálico, sendo que estes resultados são baseados em valores teóricos das propriedades dos materiais envolventes e a Tabela 3.8 mostra o resumo das forças verticais considerando os valores das propriedades dos materiais obtidas no ensaio de caracterização.

Tabela 3.7 - Quadro de forças do dente-7,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais.

Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pela cinta metálica	184 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor	156,25 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	315 kN
Parcela resistida pelo estribo	554 kN
*Força resistida pela armadura longitudinal soldada na cinta metálica	119 kN
Força resistente na ligação (associada à flexão do perfil metálico)	156,25 kN

Tabela 3.8 - Quadro de forças do dente-7,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização.

Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pela cinta metálica	210 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor	167 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	336 kN
Parcela resistida pelo estribo	631 kN
*Força resistida pela armadura longitudinal soldada na cinta metálica	137 kN
Força resistente na ligação (associada à flexão do perfil metálico)	167 kN

*O menor valor da força resistente encontrado nas verificações foi referente à armadura longitudinal soldada na cinta metálica, no entanto este não será considerado como critério de força mínima resistida pelo dente metálico, visto que, nos cálculos o valor do coeficiente de atrito efetivo foi adotado e, por ser um mecanismo secundário com poucas incertezas no modelo de cálculo, logo esta parcela de força será desprezada.

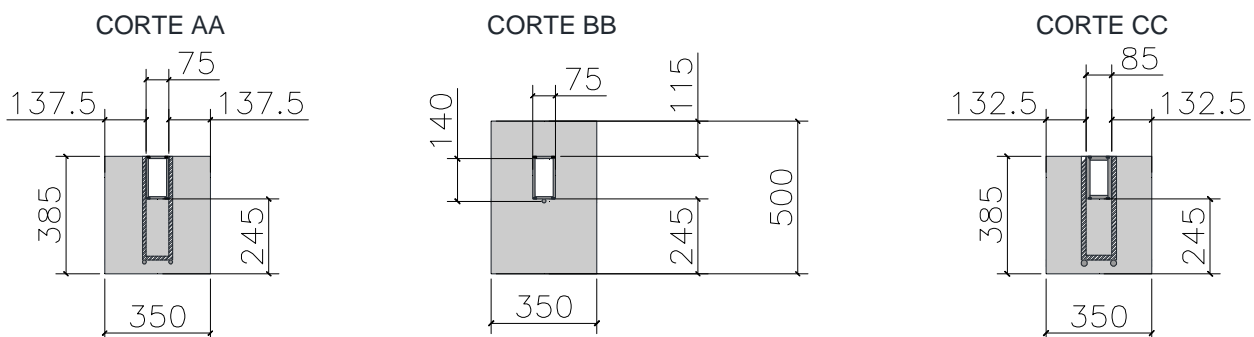
3.4 Fôrma e armação dos elementos

3.4.1 Viga pré-moldada

A viga pré-moldada utilizada no projeto têm largura de 350 mm, altura de 500 mm e 5000 mm de comprimento. O recorte deixado nas extremidades (Figura 3.18) serve para realizar o traspasse das armaduras salientes da viga com as barras passantes no pilar e, posteriormente finalizar com a concretagem da ligação, que consiste na fase final para obter o comportamento da ligação semi-rígida.



a) Detalhe em planta e elevação da viga pré-moldada



b) Detalhe dos recortes na viga pré-moldada

Figura 3.18 - Dimensões da viga pré-moldada.

Unidades: mm

A concepção do dimensionamento da viga foi feito com base na capacidade máxima da seção transversal, adotando como critério de deformação o limite entre os domínios 3 e 4. A Figura 3.19 mostra o detalhamento da armadura da viga e a Figura 3.20 o seu posicionamento na fôrma.

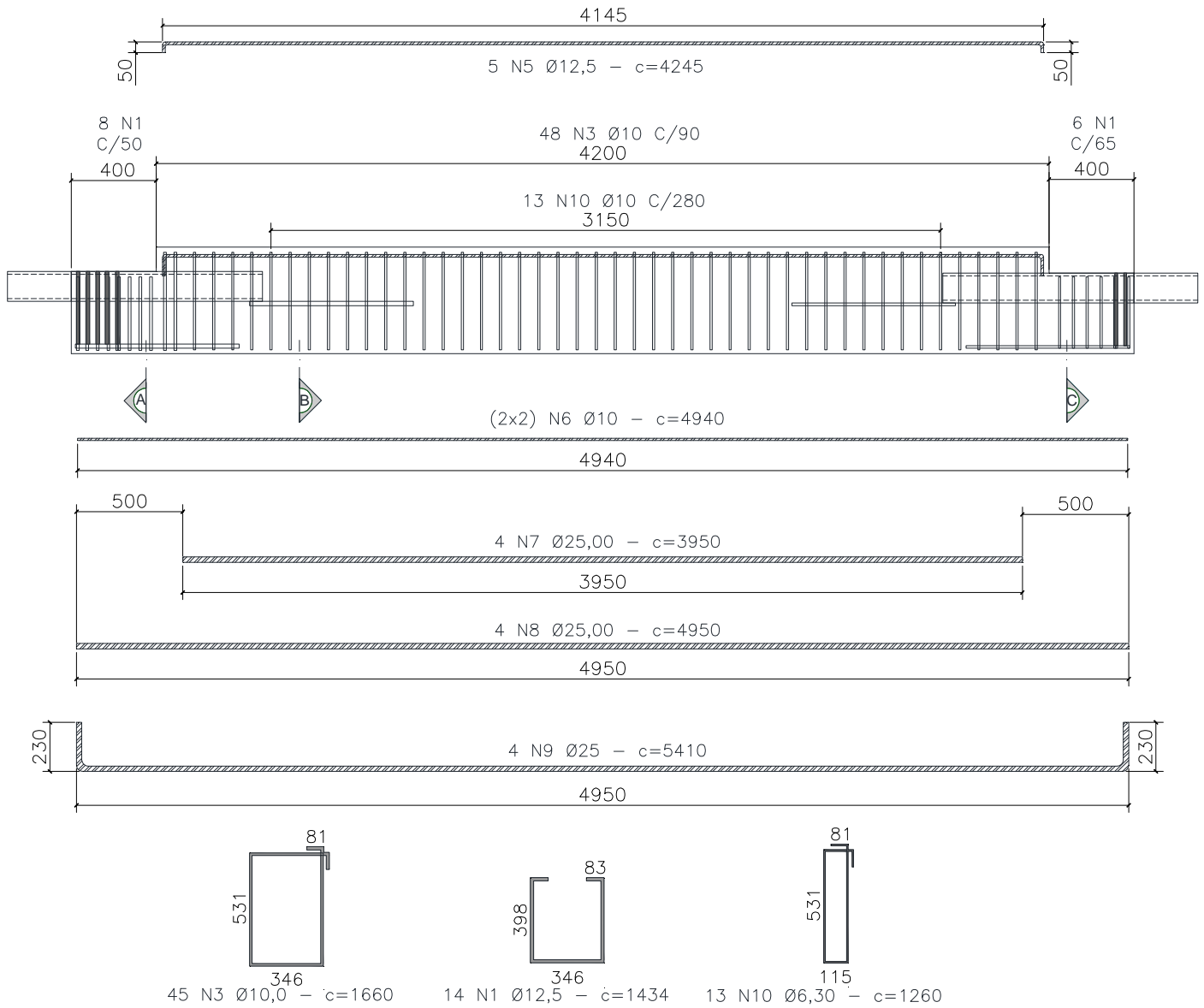


Figura 3.19 - Armadura da viga pré-moldada – Parte I.

Unidades: mm

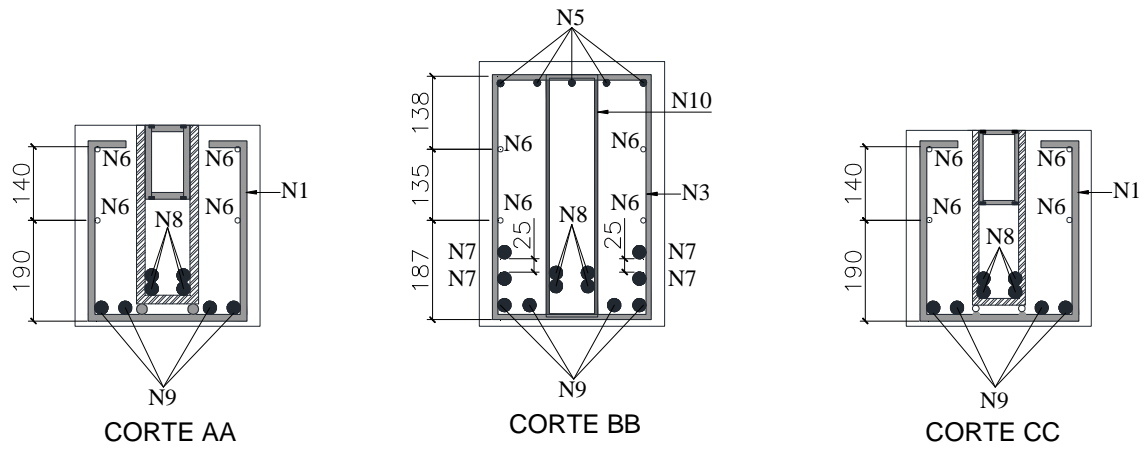


Figura 3.19 - Armadura da viga pré-moldada – Parte II.

Unidades: mm



Figura 3.20 – Montagem da fôrma e armação da viga pré-moldada – Parte I.



Figura 3.20 – Montagem da fôrma e armação da viga pré-moldada – Parte II.

3.4.2 Pilares pré-moldados

Os pilares pré-moldados que constituem o pórtico estrutural possuem largura de 600 mm, altura de 350 mm e comprimento de 1700 mm. Os mesmos foram separados em dois tipos pelo fato dos consolos metálicos apresentarem detalhes diferenciados. O pilar pré-moldado tipo B é o que possui o consolo com espessura de 7,5 mm (Figura 3.21) e o consolo com espessura de 12,50 mm esta locado no pilar pré-moldado tipo A (Figura 3.22).

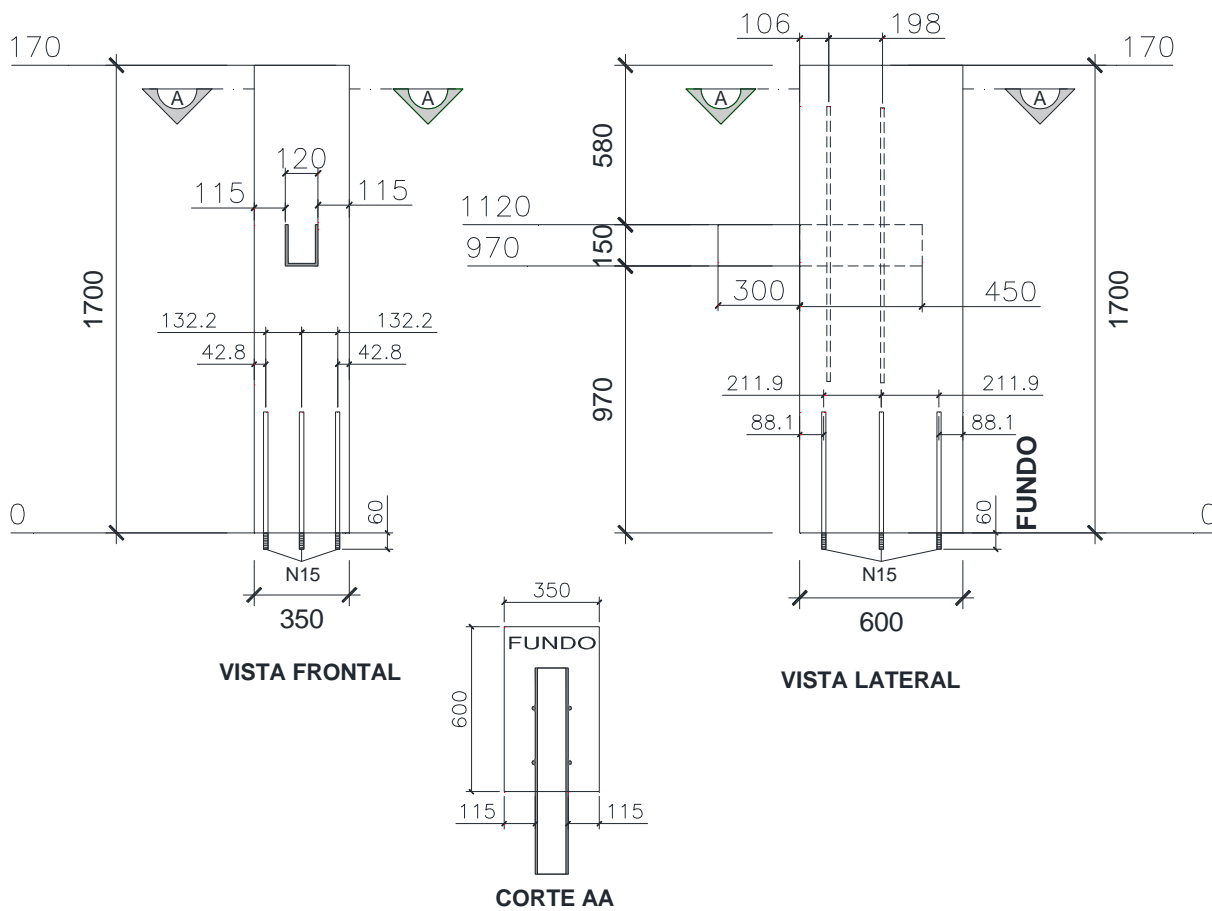


Figura 3.21 - Dimensões do pilar pré-moldado tipo B (consolo-7,5).

Unidades: mm

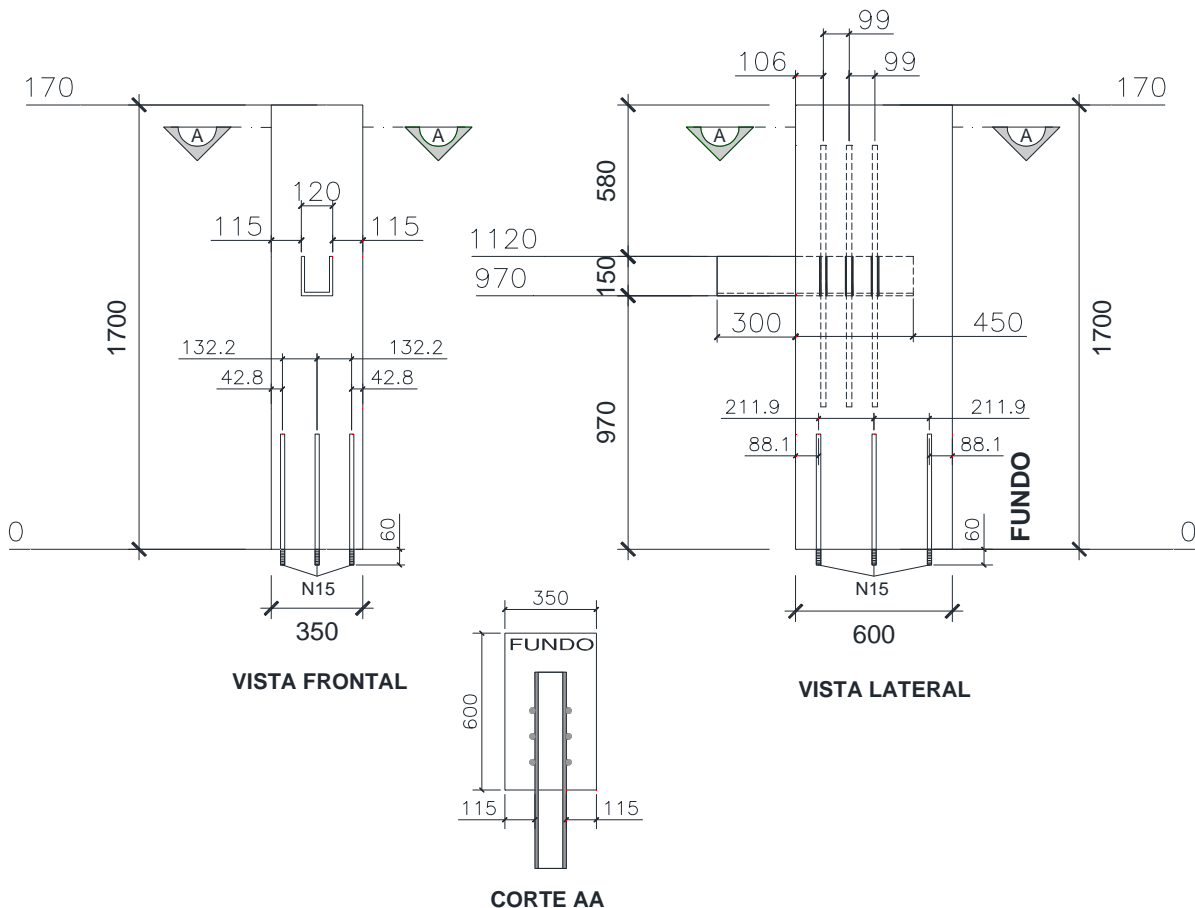


Figura 3.22 - Dimensões do pilar pré-moldado tipo A (consolo-12,5).

Unidades: mm

As forças atuantes consideradas para o cálculo da armadura dos pilares forneceram uma área de aço inferior ao valor mínimo proposto na NBR 6118 (ABNT, 2003), que é de 0,4% da área da seção transversal do pilar. Em virtude disso deveria ser adotado como armadura longitudinal o valor mínimo, ou seja, para o pilar utilizado no projeto com seção de 350x600 (mm) seria necessário uma área de aço de 8,4 cm². Pelo fato da área mínima ter fornecido um valor baixo, resolveu-se considerar a área de aço igual a 2% da área da seção transversal do pilar, resultando no valor de 42 cm². A disposição final da armadura no pilar foi de quatro barras com diâmetro de 25 mm e doze barras com diâmetro de 16 mm, computando uma área efetiva de 43,76 cm². A Figura 3.23 mostra a disposição da armadura no pilar pré-moldado tipo A, que possui a mesma configuração de armadura do pilar pré-moldado tipo B (Figura 3.24), diferenciando apenas na bitola dos estribos na região próxima ao consolo metálico e na quantidade de estribos ao longo do pilar. A Figura 3.25 mostra a armadura dos pilares já montados e a sua disposição final na fôrma.

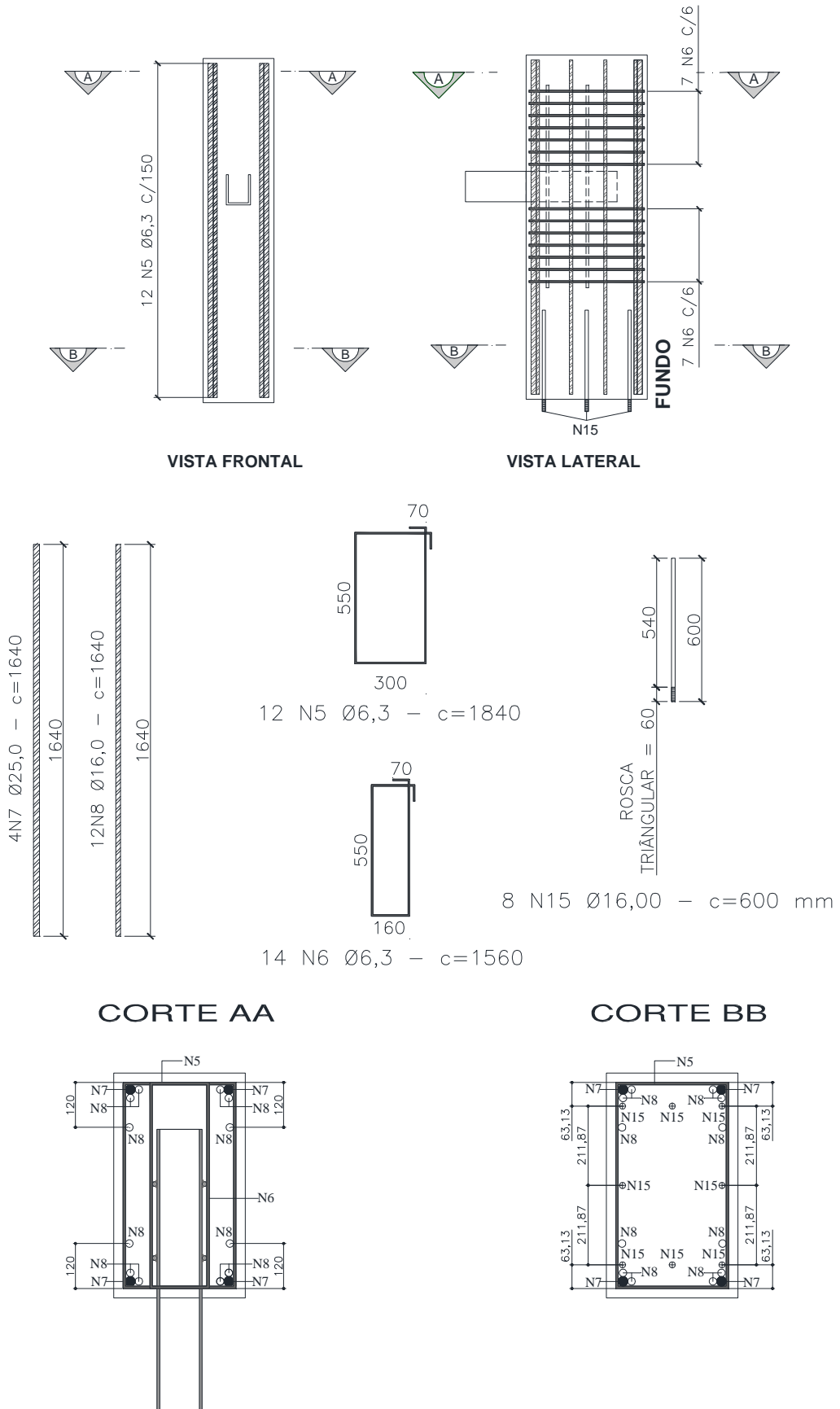


Figura 3.24 - Armaduras do pilar pré-moldado tipo B (consolo-7,5).

Unidades: mm

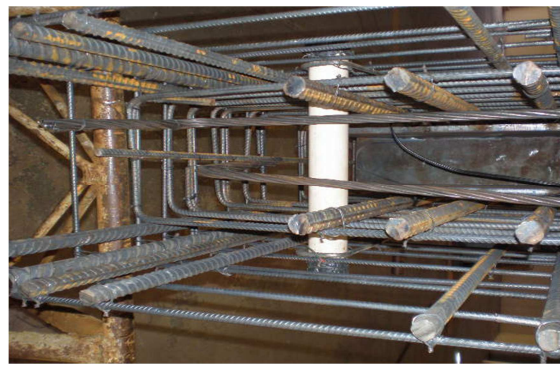


Figura 3.25 – Montagem da fôrma e armação dos pilares pré-moldados.

3.5 Caracterização do aço

As armaduras dos pilares, viga e complementos soldados nos consolos e dentes metálicos são do tipo CA-50, cujas propriedades mecânicas foram obtidas através do equipamento servo controlado da marca INSTRON 8506. No total foram ensaiados três corpos-de-prova de cada diâmetro de vergalhão utilizado na pesquisa. A Tabela 3.9 mostra os valores referentes à resistência ao escoamento dos vergalhões de aço (f_y) e a resistência à ruptura do aço à tração (f_u).

Os resultados encontrados para o módulo de elasticidade do aço foram diferentes do valor teórico proposto na NBR 8800: 2008 ($E = 200\,000$ MPa). Tais resultados podem ser justificados pelo fato de que o ensaio realizado para a determinação da resistência ao escoamento não é apropriado para avaliar o módulo de elasticidade.

Tabela 3.9 - Resultado das amostras dos vergalhões de aço utilizado na armadura dos pilares e vigas.

Corpo - de - prova	Massa (g)	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)		f_y (kN/cm ²)	f_y / E (%)	f_u (kN/cm ²)
			Nominal	Efetivo			
CP1	223,90	900	6,30	6,35	63,1	0,32	73,9
CP2	221,50	900	6,30	6,46	64,7	0,32	77,3
CP3	223,00	900	6,30	6,34	65,3	0,33	69,4
Média				6,38	64,4	0,32	73,5
CP1	353,70	900	8,00	7,98	63,0	0,32	72,0
CP2	347,60	900	8,00	7,91	60,0	0,30	71,7
CP3	348,50	900	8,00	7,92	62,1	0,30	63,5
Média				7,94	61,7	0,30	69,1
CP1	555,10	900	10,00	10,00	55,1	0,28	57,1
CP2	550,70	900	10,00	9,96	56,0	0,28	70,6
CP3	555,20	900	10,00	10,00	56,1	0,28	70,5
Média				9,98	55,7	0,28	66,1
CP1	851,90	900	12,50	1,24	56,3	0,28	69,3
CP2	861,70	900	12,50	1,25	57,1	0,29	69,7
CP3	861,30	900	12,50	1,25	57,2	0,29	71,3
Média				1,25	56,9	0,29	70,1
CP1	1395,80	900	16,00	1,59	57,0	0,29	71,9
CP2	1387,90	900	16,00	1,58	58,1	0,29	72,5
CP3	1397,30	900	16,00	1,59	57,0	0,29	72,5
Média				1,59	57,4	0,29	72,3
CP1	3439,10	898	25,00	2,49	55,1	0,28	69,6
CP2	3431,30	898	25,00	2,49	55,1	0,28	69,9
CP3	3435,40	895	25,00	2,49	55,1	0,28	70,5
Média				2,49	55,1	0,28	70,0

Na confecção dos consolos e dentes metálicos foram utilizadas chapas de aço estrutural ASTM A36, cujas propriedades mecânicas foram obtidas por meio de ensaios na máquina EMIC DL 10000 do Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia de Materiais. Foram ensaiados 3 corpos-de-prova da chapa com espessura de 12,50 mm e 3 corpos-de-prova da chapa com espessura de 7,50 mm. As dimensões dos corpos-de-prova (Figura 3.26) foram determinadas pela norma E8/E8M-09: Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials e os mesmos tiveram que ficar com uma espessura de 7,00 mm para a execução do ensaio devido a limitações da máquina. A Tabela 3.10 apresenta os resultados obtidos nos ensaios e a Figura 3.27 mostra os corpos-de-prova após a execução dos ensaios.

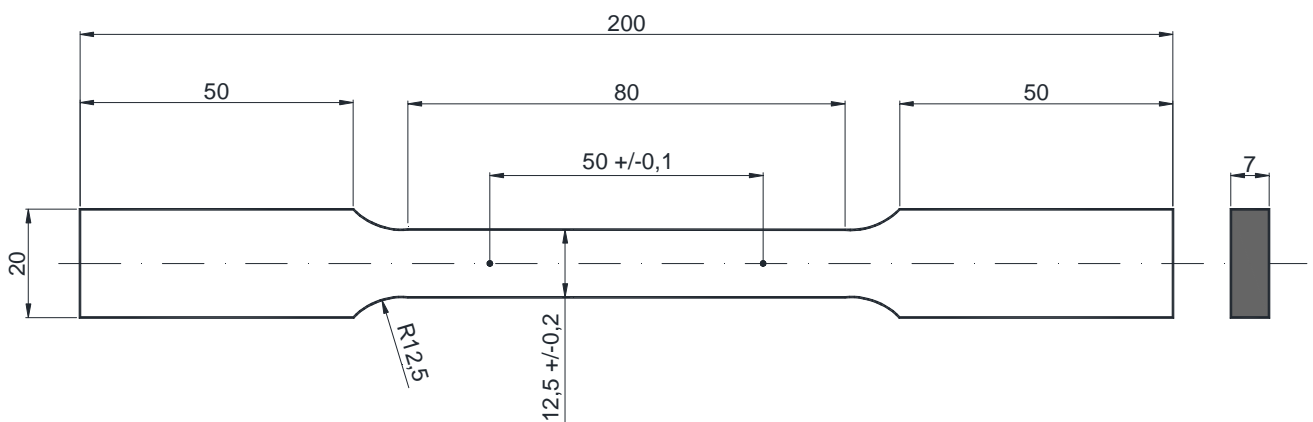


Figura 3.26 - Dimensões dos corpos-de-prova usados na execução dos ensaios das chapas de aço.

Unidade: mm



Figura 3.27 - Corpos-de-prova após a execução dos ensaios.

Tabela 3.10 - Propriedades mecânicas das chapas de aço.

Corpo-de-prova (espessura da chapa)	Resistência ao escoamento - f_y (MPa)	f_y / E (%)	Resistência última - f_u (MPa)	Alongamento (mm)
Amostra 01 (12,50 mm)	301,7	0,15	482,3	13,5
Amostra 02 (12,50mm)	295,4	0,15	463,9	15,0
Amostra 03 (12,50mm)	294,9	0,14	459,0	14,0
Média	297,3	0,15	468,4	14,2
Amostra 04 (7,50 mm)	258,7	0,13	430,4	14,0
Amostra 05 (7,50 mm)	284,0	0,14	458,8	14,0
Amostra 06 (7,50 mm)	257,6	0,13	418,4	15,0
Média	266,8	0,13	435,9	14,3

Os valores encontrados para o módulo de elasticidade foram diferentes do valor proposto na NBR 8800: 2008 ($E = 200\ 000$ MPa), por isso que os mesmos não estão discriminados na Tabela 3.9. Os ensaios realizados para a determinação da resistência não são apropriados para encontrar valores para o módulo de elasticidade, sendo necessário realizar ensaios específicos para este tipo de propriedade. Por esse motivo será utilizado o módulo de elasticidade teórico para o cálculo da deformação específica no escoamento.

3.6 Caracterização do concreto

Os pilares e as vigas foram concretados em dias diferentes. Iniciou-se a concretagem pela viga pré-moldada (Figura 3.28), na qual foram extraídos oito corpos-de-prova cilíndricos de dimensão 10x20 (cm) e, por fim, finalizaram-se com os dois pilares pré-moldados (Figura 3.29), sendo que desta concretagem também foram extraídos oito corpos-de-prova de dimensão 10x20 (cm). Dos corpos-de-prova extraídos, cinco foram utilizados para a realização do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade e três foram utilizados para a execução dos ensaios de resistência à tração.



Figura 3.28 - Detalhe da concretagem da viga pré-moldada.



Figura 3.29 - Detalhe da concretagem dos pilares pré-moldados.

Os corpos-de-prova foram desformados um dia após a concretagem das peças e mantidos em câmara úmida de acordo com a NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto (ABNT, 1994) até a execução dos ensaios, que foram realizados no dia dos ensaios no pórtico estrutural. Os corpos-de-prova extraídos do concreto da viga pré-moldada tiveram um tempo de cura de 72 dias e os corpos-de-prova dos pilares tiveram tempo de cura de 79 dias.

Os ensaios de módulo de elasticidade e resistência à compressão foram feitos no equipamento INSTRON 8506. Para a determinação do módulo de elasticidade utilizaram-se os procedimentos citados na NBR8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curvatura tensão-deformação (ABNT, 2003) e, a resistência à compressão foi determinada através da formulação:

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (3.1)$$

em que:

f_{cj} = resistência à compressão do corpo-de-prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} = força de ruptura do corpo-de-prova;

A = área da seção transversal do corpo-de-prova.

A Tabela 3.11 e a Tabela 3.12 apresentam os resultados do módulo de elasticidade e resistência à compressão para as vigas e pilares, respectivamente.

Tabela 3.11 - Resultado dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto utilizado na confecção da viga.

Corpo-de-prova (72 dias)	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
1MC - Viga	56,478	37,801
2MC - Viga	55,225	34,930
3MC - Viga	56,735	36,712
4MC - Viga	49,822	33,441
5MC - Viga	50,101	36,417
Média	53,672	35,860

Tabela 3.12 - Resultado dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto utilizado na confecção dos pilares.

Corpo-de-prova (79 dias)	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
6MC - Pilar	48,557	-----
7MC - Pilar	51,850	31,695
8MC -Pilar	53,721	31,233
9MC - Pilar	53,401	32,503
10MC - Pilar	52,596	33,360
Média	52,025	32,200

Os ensaios de resistência à tração foram feitos na máquina de ensaio universal servo – hidráulica, marca INSTRON (modelo 300 HVL). O cálculo da resistência à tração foi feito com base na NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos (ABNT, 1994) e calculados de acordo com a expressão (3.2). A Tabela 3.13 apresenta os valores encontrados de resistência à tração.

$$f_{t,D} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (3.2)$$

Onde:

$f_{t,D}$ = Resistência à tração por compressão diametral, expressa em MPa, com aproximação de 0,05 MPa

F = Força máxima obtida no ensaio (kN)

d = Diâmetro do corpo-de-prova (mm)

L = Altura do corpo-de-prova (mm)

Tabela 3.13 - Resultado dos ensaios de resistência à tração do concreto utilizado na confecção da viga e pilares.

Corpo-de-prova (idade do ensaio)	Força máxima (kN)	Resistência à tração (MPa)
CP1 –Pilar (79 dias)	113,50	3,61
CP2 –Pilar (79 dias)	124,00	3,94
CP3 –Pilar (79 dias)	138,10	4,39
Média	125,20	3,98
CP1 –Viga (72 dias)	113,50	3,61
CP2 –Viga (72 dias)	131,30	4,17
CP3 –Viga (72 dias)	127,10	4,04
Média	123,96	3,94

3.7 Equipamentos e instrumentação

Os equipamentos e instrumentos utilizados para a leitura dos resultados durante a execução dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Descrição dos equipamentos e instrumentos utilizados no ensaio.

Instrumento	Marca	Função	Característica	Modelo
Sistema de aquisição de dados para extensometria	Vishay Measurements Group	Coleta e grava dados automaticamente	-	SYSTEM 5000
Atuador Sevo-Controlado	INSTRON	Aplicação de carregamentos alternados com controle de deslocamento	Capacidade nominal de 500 kN	A1891Y
Extensômetro elétrico de resistência	KYOWA	Medir deformação a partir da variação da resistência elétrica	Medida de comprimento = 5,0 mm Medida de resistência = $119.8 \pm 0,2 \Omega$	KFG - 5 - 120 - C1 - 11
Transdutor de deslocamento	Vishay Measurements Group	Medição de deslocamentos relativos	Curso de 25,0 mm	HS25

3.7.1 Instrumentação interna

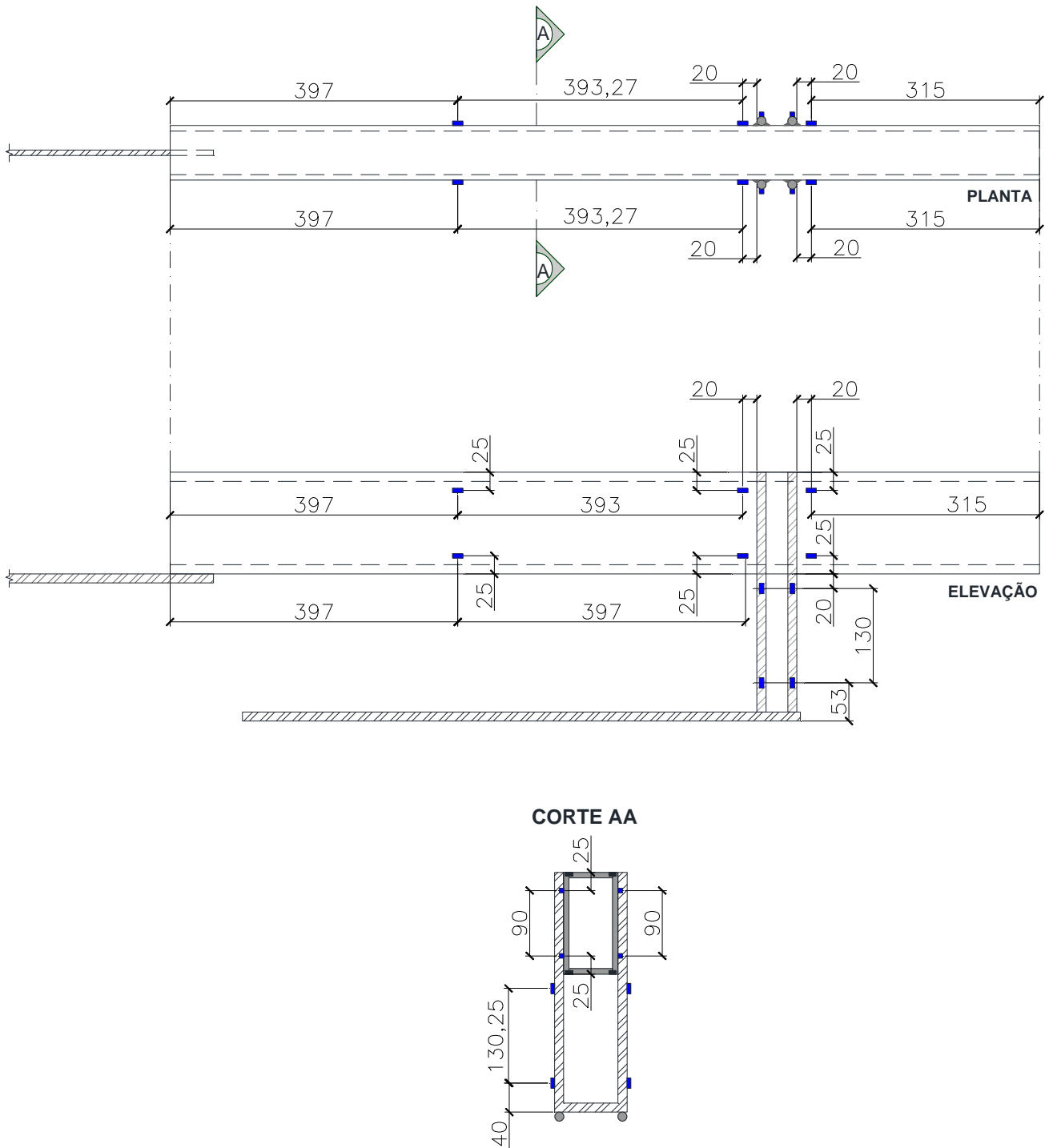
Os consolos metálicos, dentes metálicos e estribos das vigas foram instrumentados com extensômetros uniaxiais. Segundo Takeya (2000) este é o instrumento de medição de deformação mais versátil para a maioria dos casos por ter tamanho reduzido, base de medida de diversos comprimentos, grande precisão e sensibilidade, possibilitando leitura à distância e aplicações em medições dinâmicas e estáticas. No entanto podem apresentar grandes problemas se não for utilizado corretamente, principalmente porque é um instrumento sensível à umidade e variações de temperatura (TAKEYA, 2000).

Os vergalhões de aço que compunham as armaduras dos pilares e vigas não foram instrumentados, pois a intenção do projeto de pesquisa era analisar o comportamento da ligação perante os esforços envolventes.

No lado da ligação que estava localizado o dente-7,5 e o consolo-12,5, a instrumentação ficou mais concentrada no dente-7,5 (Figura 3.30), a fim de analisar a sua capacidade. O consolo metálico também foi instrumentado, porém em menor quantidade, visando apenas observar os esforços envolventes (Figura 3.31). A numeração dos extensômetros referente aos elementos da ligação (dente e consolo) está localizada na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 - Nomenclatura dos extensômetros no dente-7,5 e consolo-12,5.

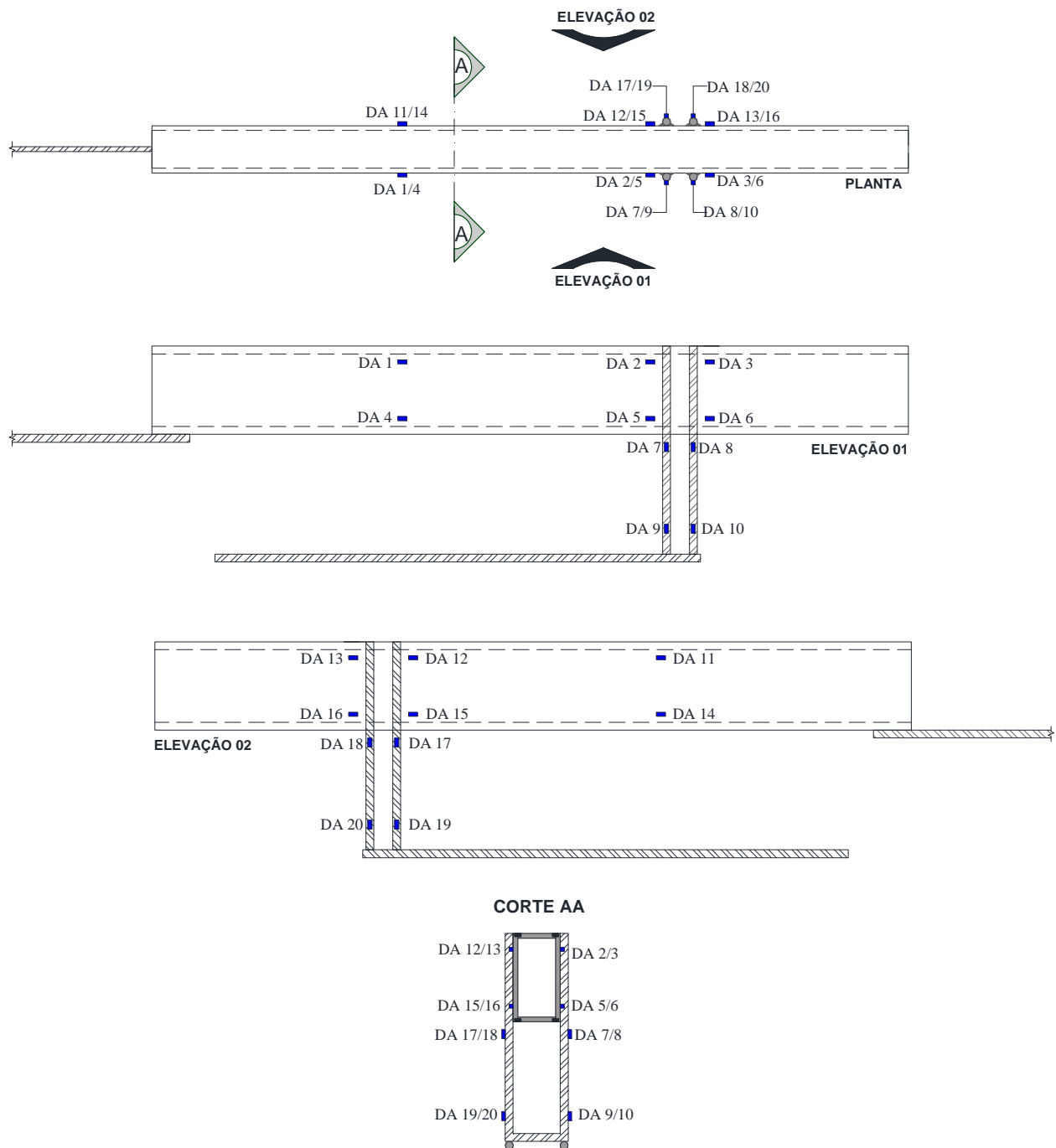
Numeração	Elemento	Posicionamento
DA1 – DA2 – DA3 – DA4 – DA5 – DA6 DA11 – DA12 – DA13 – DA14 – DA15 – DA16	Dente-7,5	Laterais da chapa de aço
DA7 – DA8 – DA9 – DA10 DA17 – DA18 – DA19 – DA20	Dente-7,5	Vergalhões de aço soldados na chapa
CB1 – CB2 – CB7 – CB8	Consolo-12,5	Laterais da chapa de aço
CB3 – CB4 – CB5 – CB6 – CB9 – CB10 – CB11 – CB12	Consolo-12,5	Vergalhões de aço soldados na chapa



a) Posicionamento dos extensômetros no dente-7,5

Figura 3.30 - Extensômetros no dente-7,5 – Parte I.

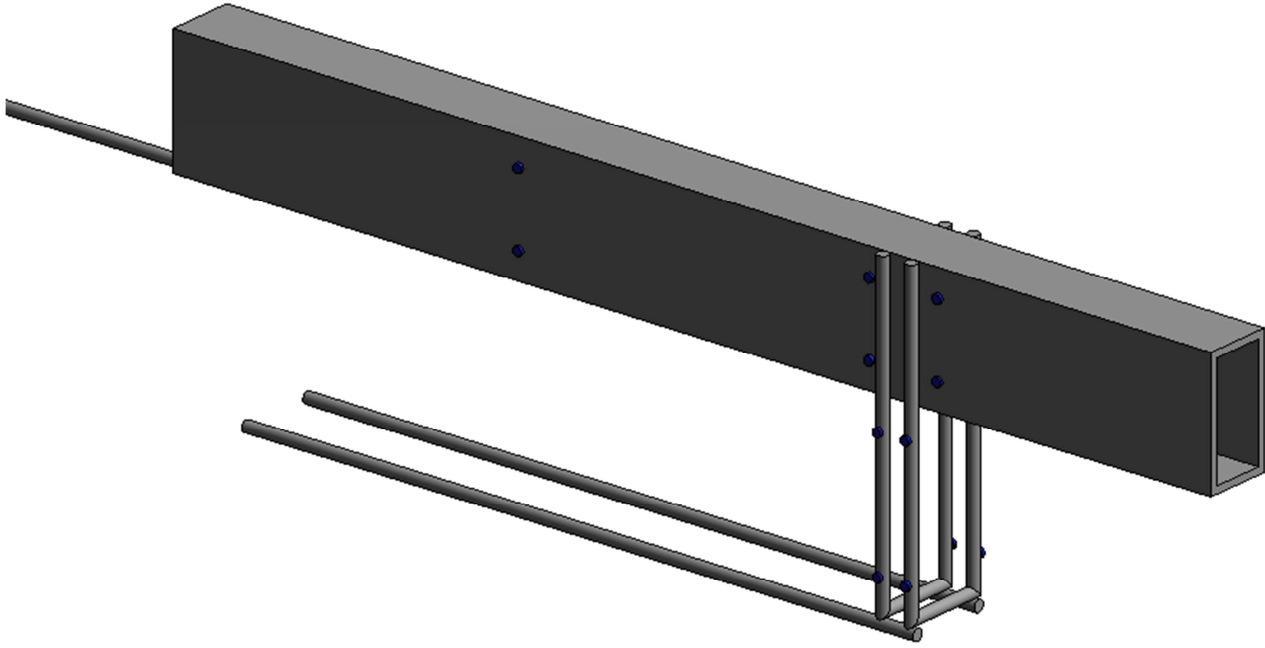
Unidades: mm



b) Nomenclatura dos extensômetros no dente-7,5

Figura 3.30 - Extensômetros no dente-7,5 – Parte II.

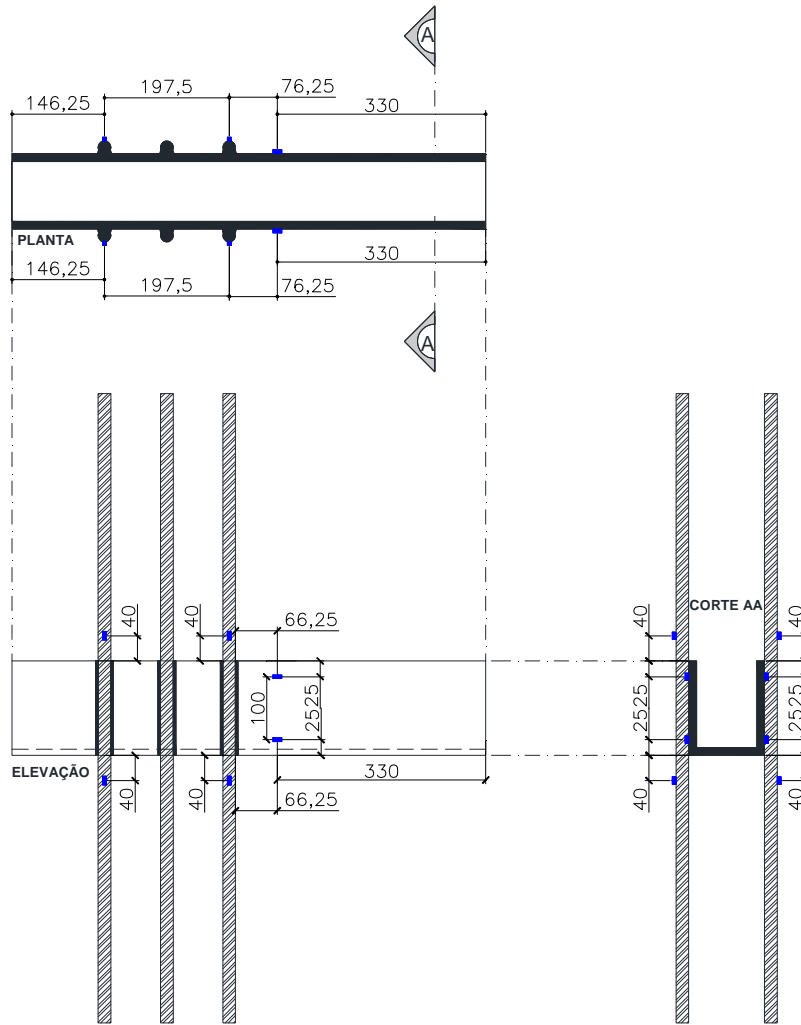
Unidades: mm



c) Perspectiva do posicionamento dos extensômetros

Figura 3.30 - Extensômetros no dente-7,5 – Parte III.

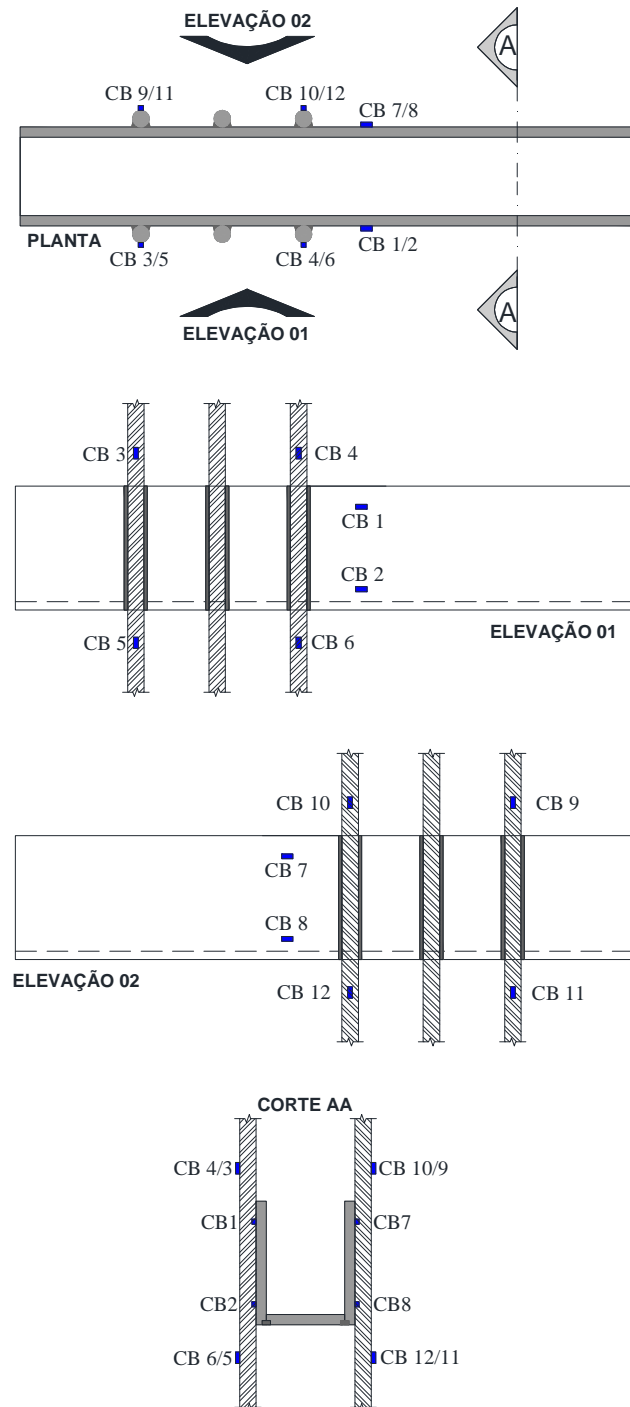
Unidades: mm



a) Posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5

Figura 3.31 - Extensômetros no consolo-12,5 – Parte I.

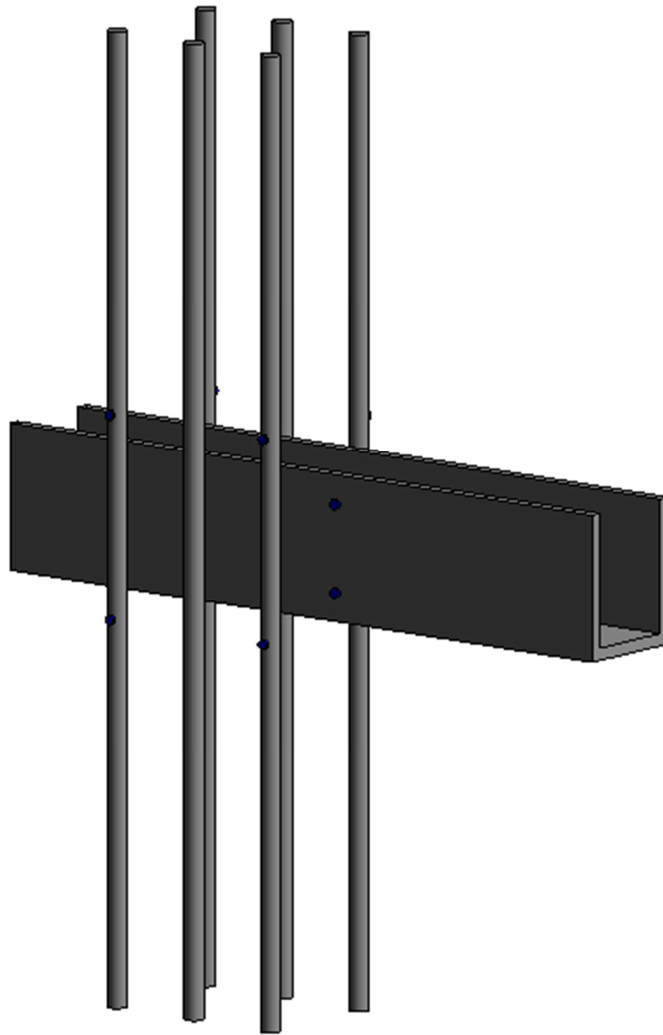
Unidades: mm



b) Nomenclatura dos extensômetros no consolo-12,5

Figura 3.31 - Extensômetros no consolo-12,5 – Parte II.

Unidades: mm



c) Perspectiva do posicionamento dos extensômetros

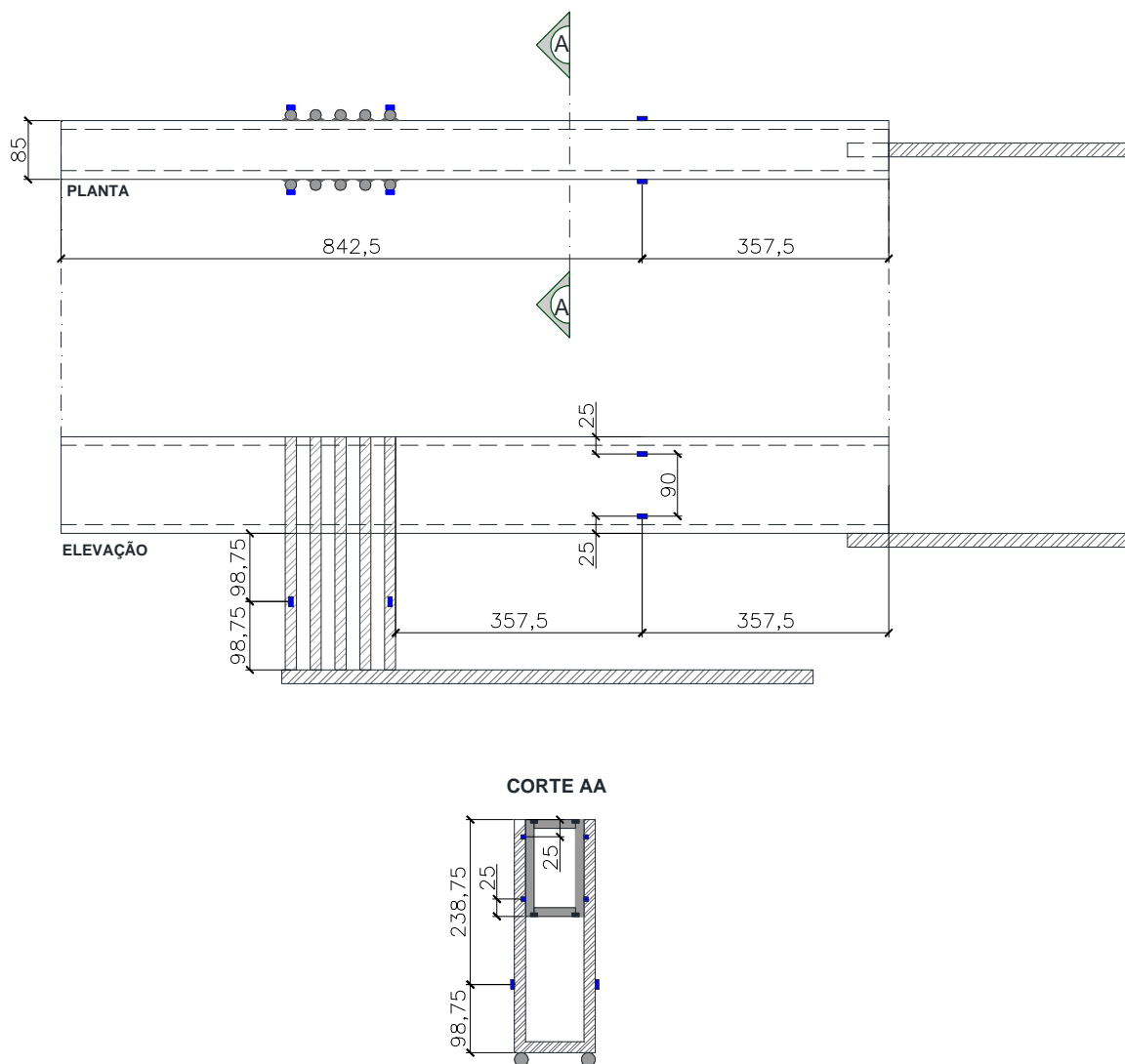
Figura 3.31 - Extensômetros no consolo-12,5 – Parte III.

Unidades: mm

A outra extremidade da ligação onde estava posicionado o dente-12,5 e o consolo-7,5 focou-se na instrumentação do consolo metálico, pois o objetivo era analisar a sua capacidade (Figura 3.33). Também foi instrumentado o dente metálico, mas em menor quantidade por questões de observar somente a redistribuição dos esforços (Figura 3.32). A Tabela 3.16 apresenta a numeração dos extensômetros referente aos elementos.

Tabela 3.16 - Nomenclatura dos extensômetros no dente-12,5 e consolo-7,5.

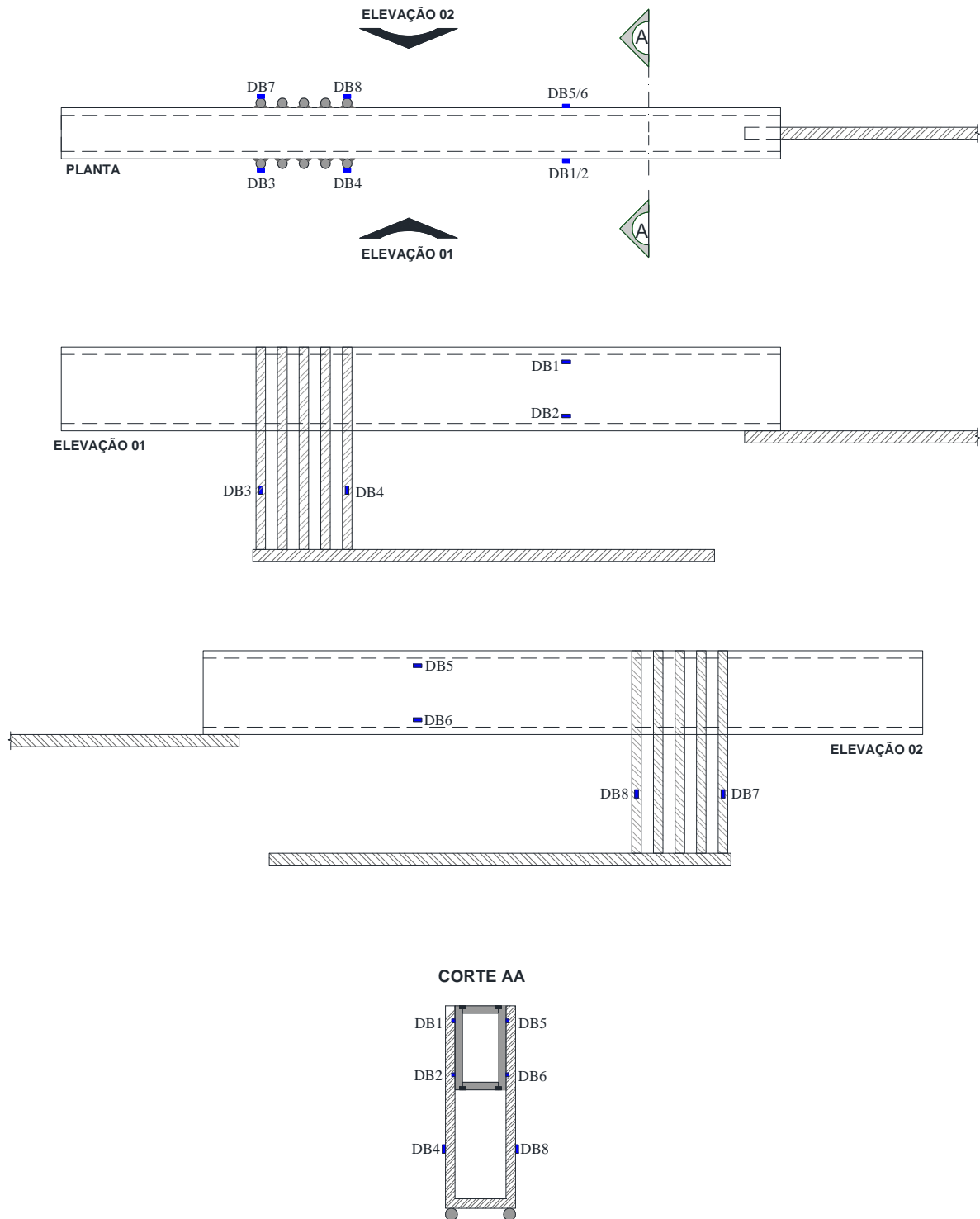
Numeração	Elemento	Posicionamento
DB1 – DB2 – DB5 – DB6	Dente-12,5	Laterais da chapa de aço
DB3 – DB4 – DB7 – DB8	Dente-12,5	Vergalhões de aço soldados na chapa
CA1 – CA2 – CA3 – CA4 CA9 – CA10 – CA11 – CA12	Consolo-7,5	Laterais da chapa de aço
CA5 – CA6 – CA7 – CA8 CA13 – CA14 – CA15 – CA16	Consolo-7,5	Vergalhões de aço soldados na chapa



a) Posicionamento dos extensômetros no dente-12,5

Figura 3.32 - Extensômetros no dente-12,5 – Parte I.

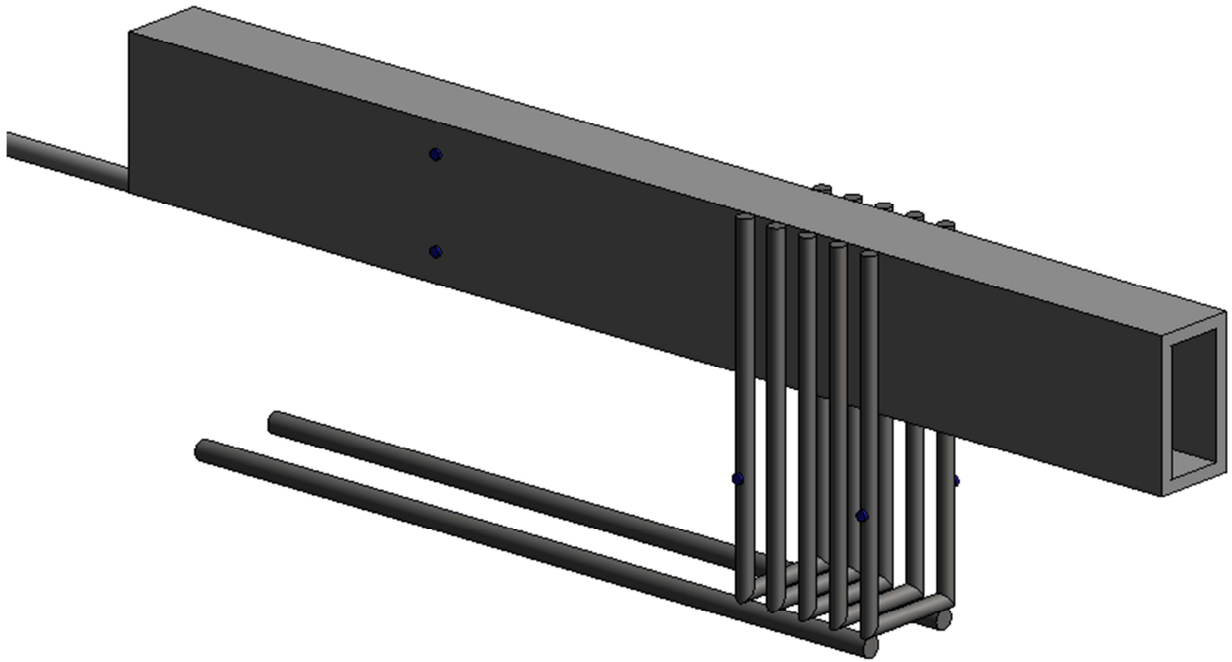
Unidades: mm



b) Nomenclatura dos extensômetros no dente-12,5

Figura 3.32 - Extensômetros no dente-12,5 – Parte II.

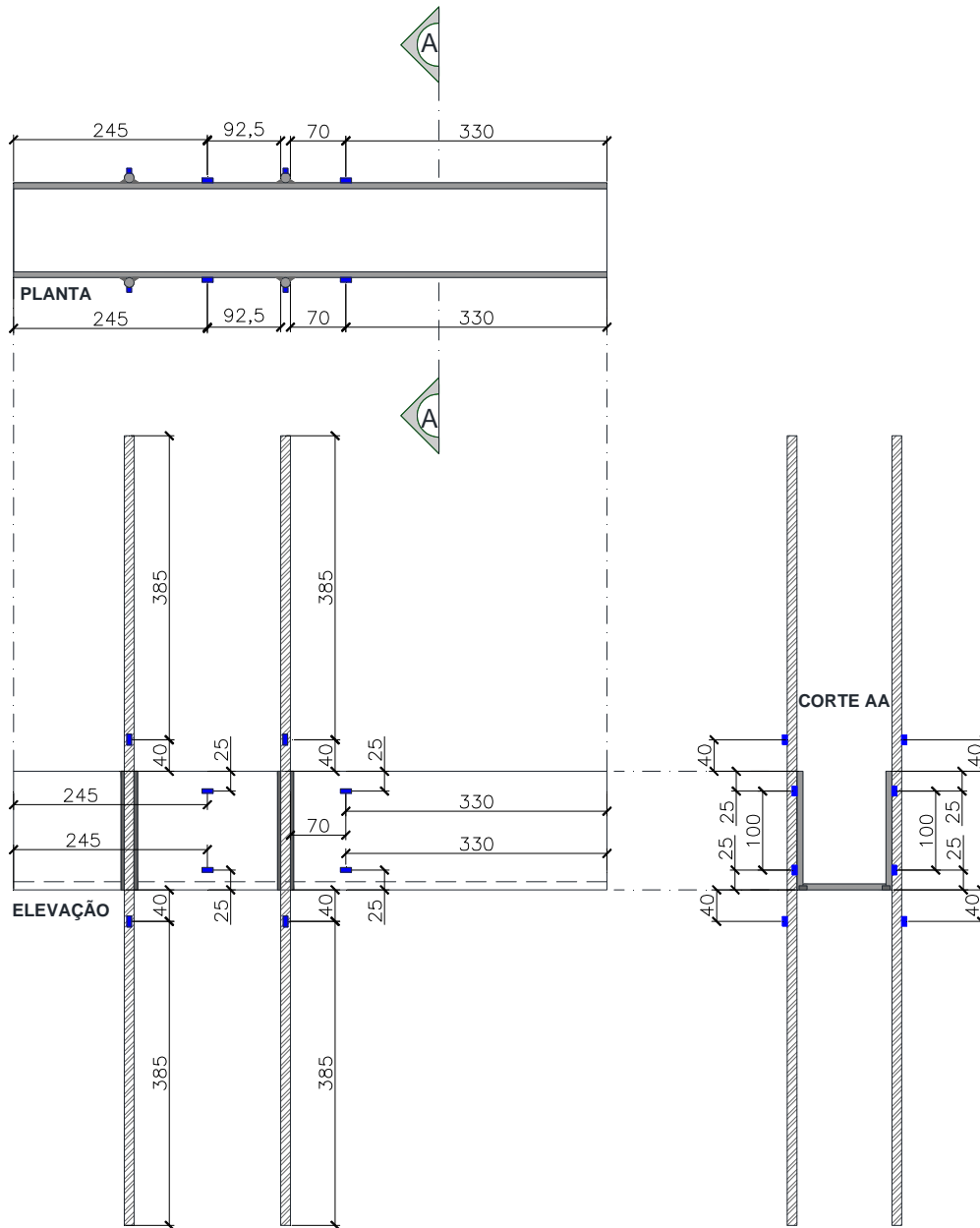
Unidades: mm



c) Perspectiva do posicionamento dos extensômetros

Figura 3.32 - Extensômetros no dente-12,5 – Parte III.

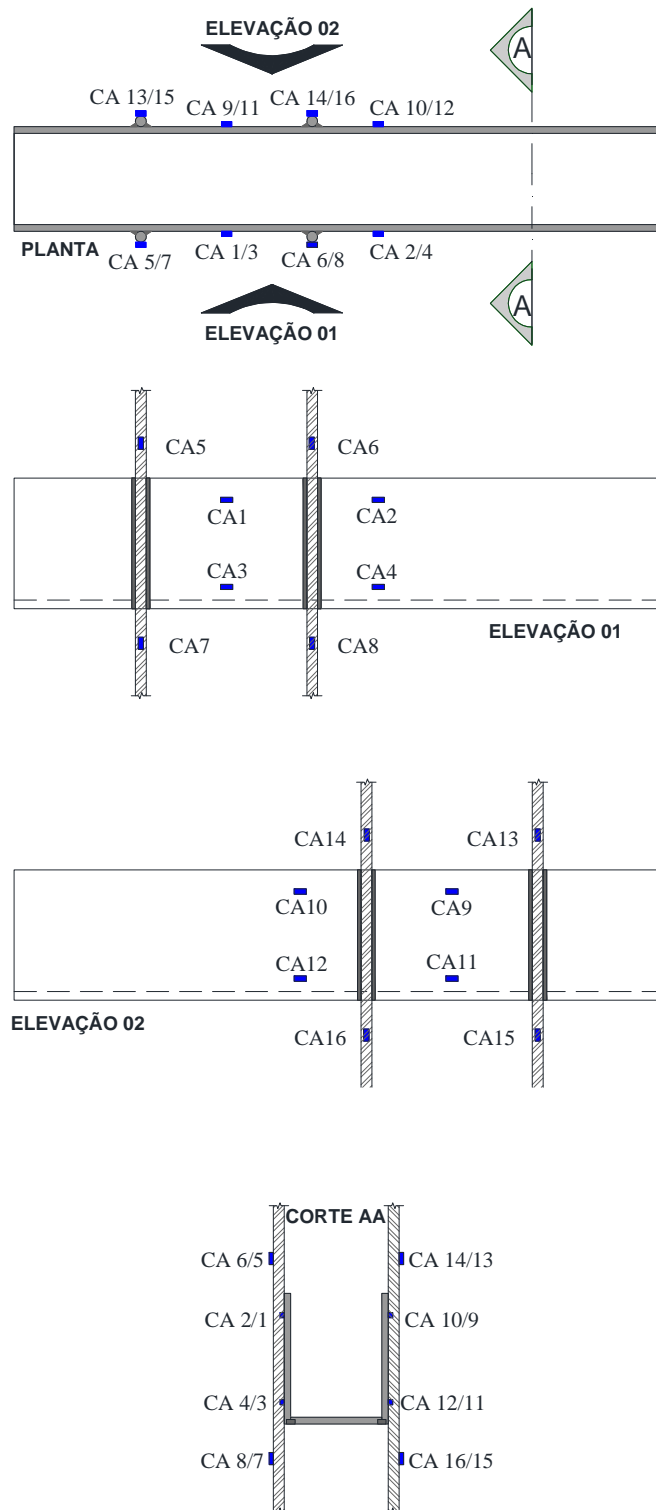
Unidades: mm



a) Posicionamento dos extensômetros no consolo-7,5

Figura 3.33 - Extensômetros no consolo-7,5 – Parte I.

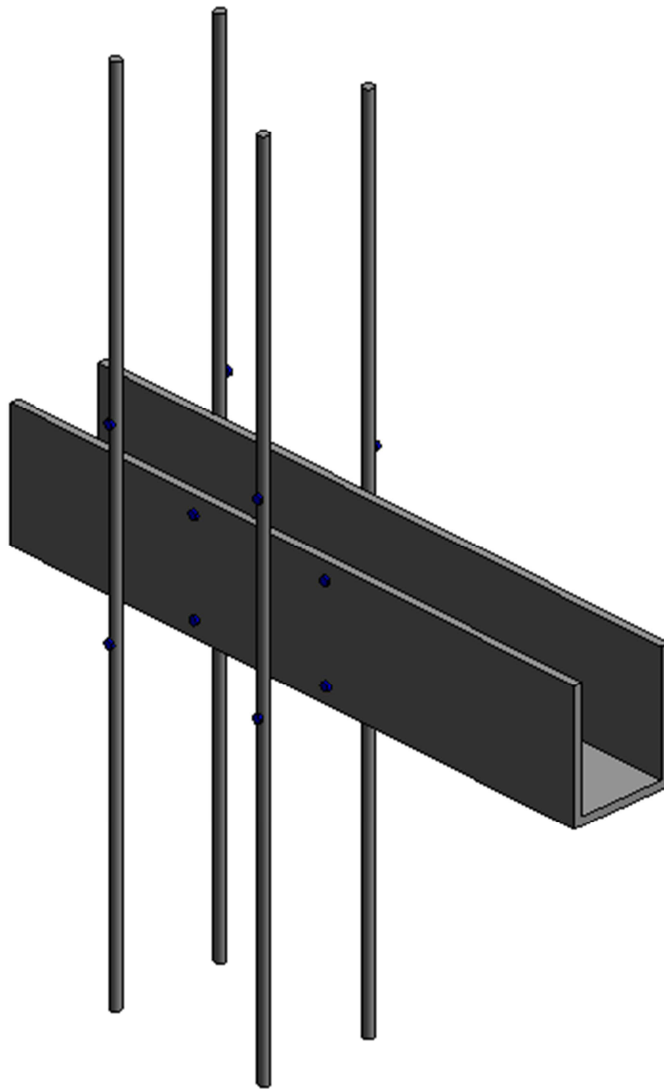
Unidades: mm



b) Nomenclatura dos extensômetros no consolo-7,5

Figura 3.33 - Extensômetros no consolo-7,5 – Parte II.

Unidades: mm



c) Perspectiva do posicionamento dos extensômetros

Figura 3.33 - Extensômetros no consolo-7,5 – Parte III.

Unidades: mm

Os estribos da viga pré-moldada, localizados nas extremidades junto ao dente metálico, foram instrumentados a fim de analisar possíveis transferências de esforços para os mesmos (Figura 3.34). A Tabela 3.17 apresenta a numeração dos extensômetros referente aos elementos e a Figura 3.35 mostra o detalhe depois de pronto.

Tabela 3.17 - Nomenclatura dos extensômetros posicionados nos estribos.

Numeração	Elemento	Posicionamento
EB1 – EB2 – EB3 – EB4	Estribos da viga	Junto ao dente-12,5
EB5 – EB6 – EB7 – EB8	Estribos da viga	Junto ao dente-7,5

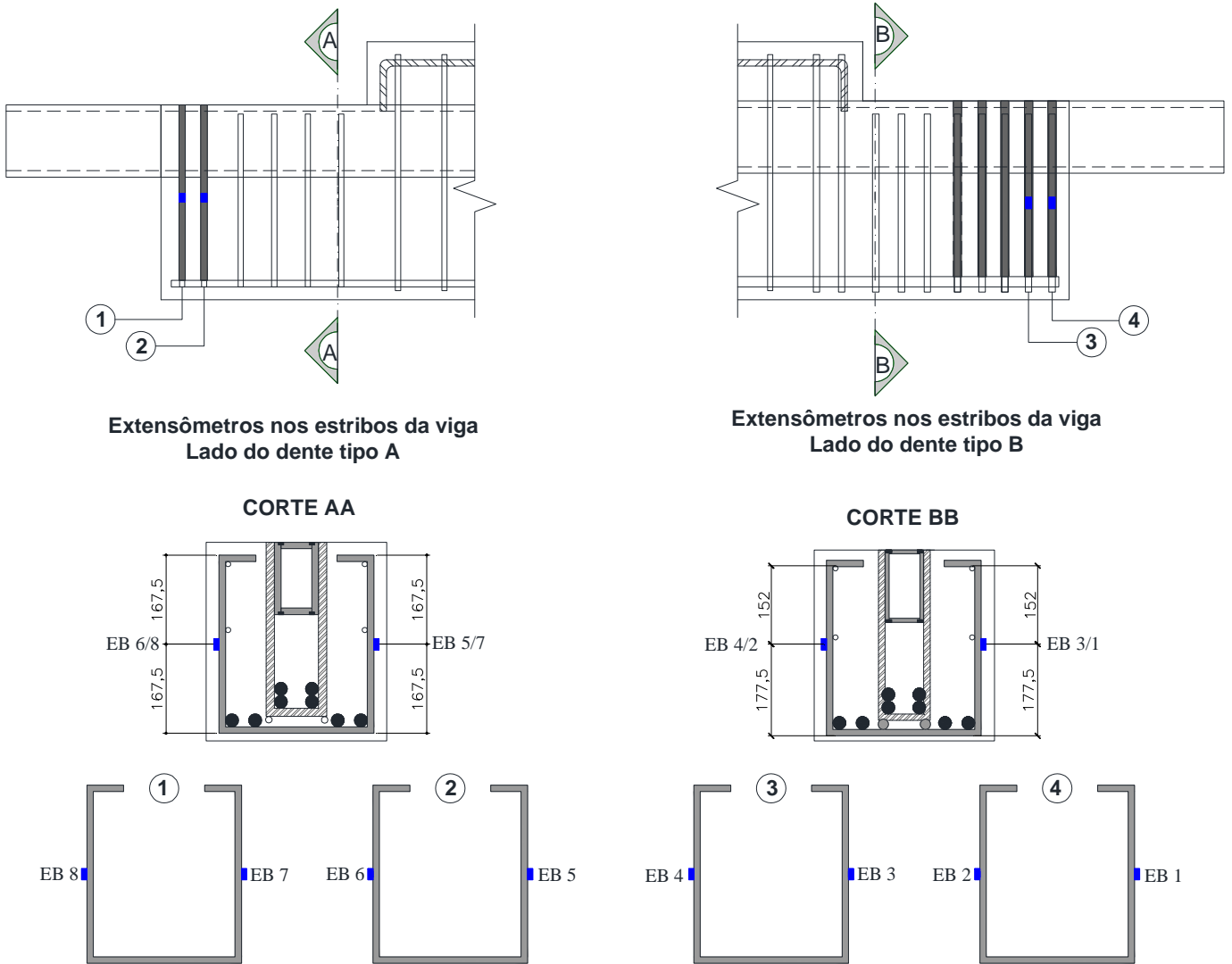


Figura 3.34 - Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga pré-moldada.

Unidades: mm

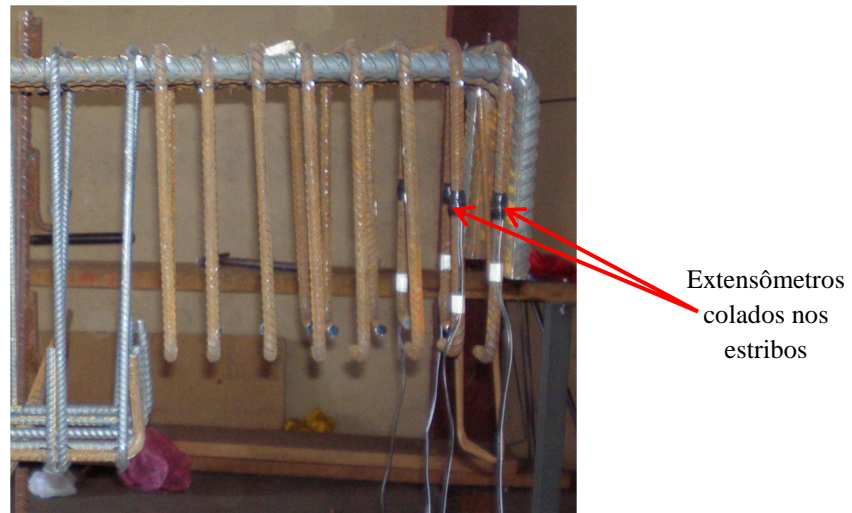


Figura 3.35 - Detalhe dos extensômetros colados nos estribos.

Os extensômetros dos consolos e dentes metálicos foram posicionados nos elementos já montados, ou seja, com os vergalhões de reforço soldados nos elementos metálicos (Figura 3.36). Já os estribos foram instrumentados antes da montagem da armadura da viga.

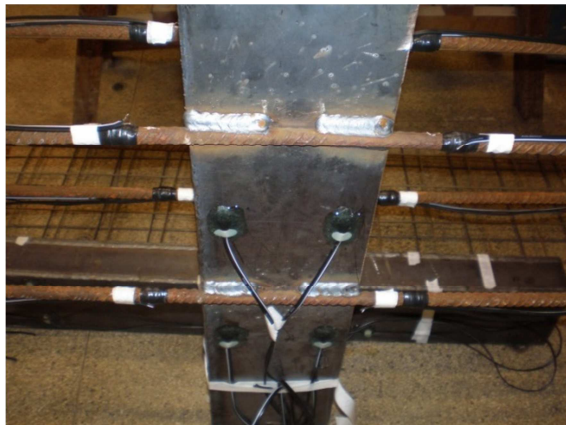


Figura 3.36 - Detalhe dos extensômetros colados nos elementos de ligação – (a) Consolo metálico – (b) Dente metálico.

3.7.2 Instrumentação externa

A instrumentação externa do modelo foi feita por meio de transdutores de deslocamento, que são instrumentos destinados à medição de deslocamentos lineares. No total foram utilizados oito transdutores, sendo que os mesmos foram posicionados em par nas extremidades livres dos consolos e dentes metálicos e fixados nos pilares pré-moldados, de acordo com a Figura 3.37 e Figura 3.38, sendo que os resultados obtidos foram deslocamentos relativos em relação ao pilar. A Tabela 3.18 apresenta a nomenclatura dos transdutores em relação a sua localização.

Tabela 3.18 - Nomenclatura e posicionamento dos transdutores de deslocamento.

Transdutor	Posicionamento (local de apoio)
TD1 – TD2	Laterais do consolo-7,5
TD3 – TD4	Face superior do dente-12,5
TD5 – TD6	Laterais do consolo-12,5
TD7 – TD8	Face superior do dente-7,5

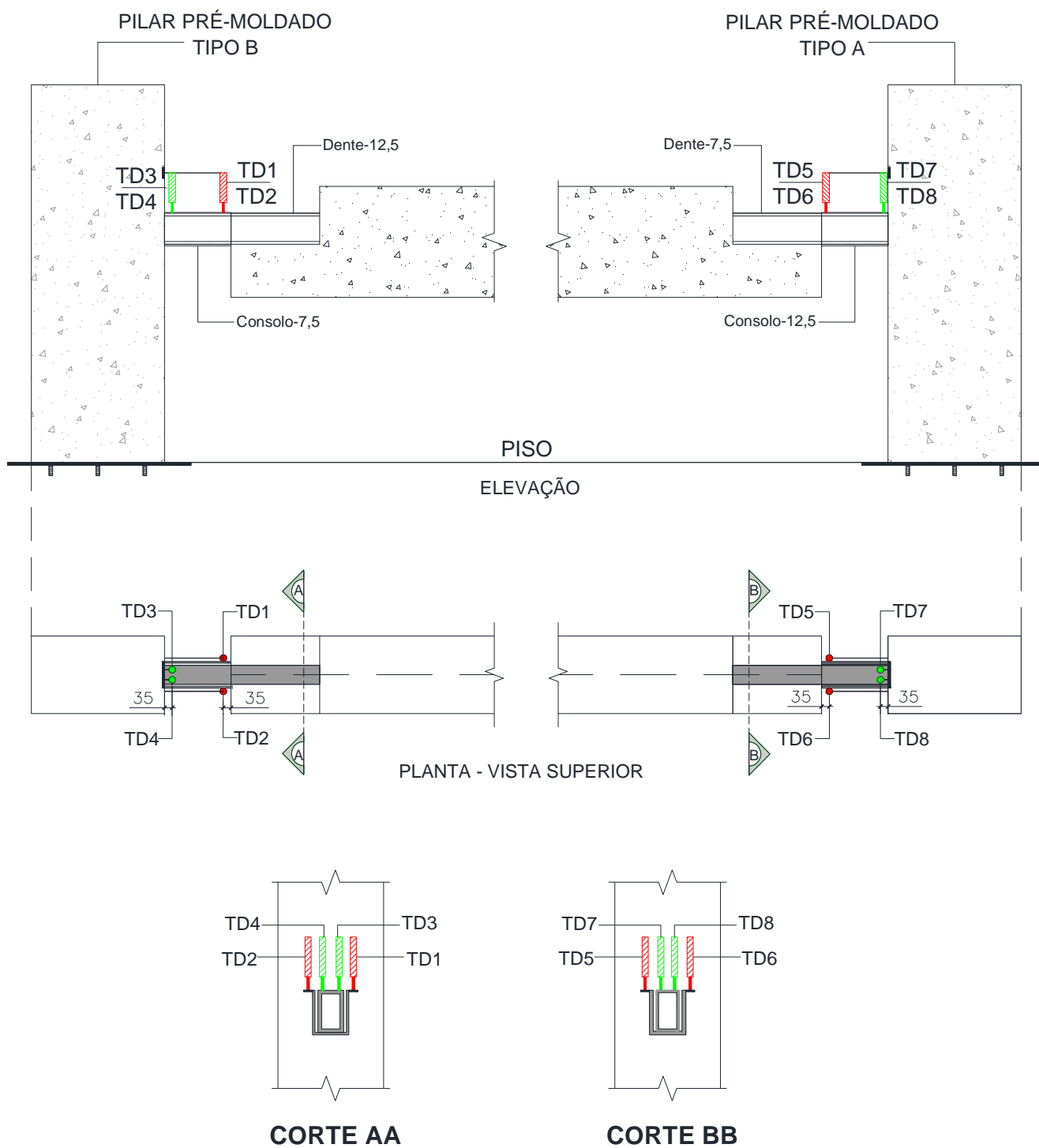


Figura 3.37 - Esquema do posicionamento dos transdutores de deslocamento nos consolos e dentes metálicos.

Unidades: mm

Como a região para a colocação dos transdutores nos consolos metálicos era muito pequena, optou-se por colar uma cantoneira na lateral dos consolos, servindo de base para apoio dos

transdutores (Figura 3.38). Conforme houvesse o deslocamento no consolo, a cantoneira que estava colada no mesmo também iria se deslocar, permitindo que os transdutores pudessem fazer a leitura.

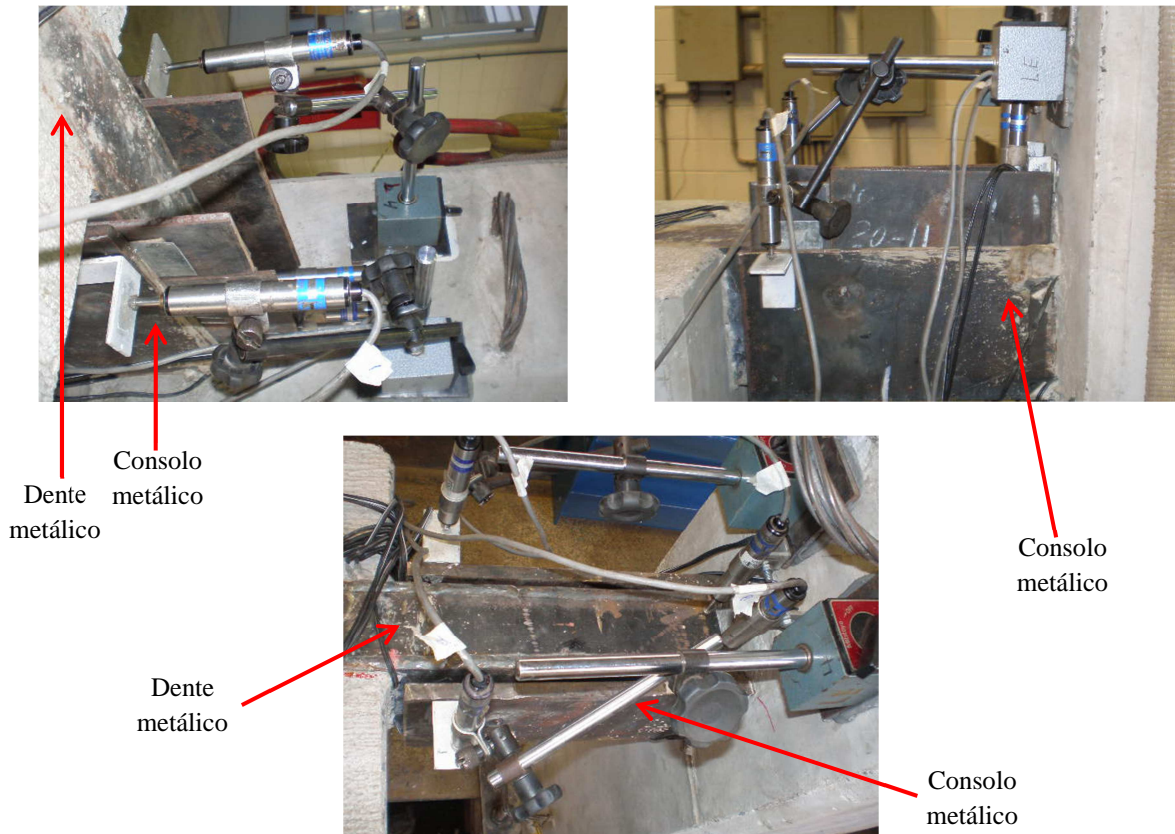


Figura 3.38 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento.

3.8 Montagem do modelo e procedimentos de ensaios

A fixação dos pilares na laje de reação onde montou o pórtico estrutural foi feita através de chapas e barras de aço com rosca na ponta saliente ao pilar, conforme mostra a Figura 3.39. A chapa de aço foi posicionada no pé do pilar e fixada por meio de porcas e arruelas.

Depois de colocadas as chapas de aço na face inferior do pilar, os mesmos foram montados na laje de reação (Figura 3.40) e, posteriormente foi posicionada a viga pré-moldada (Figura 3.41).

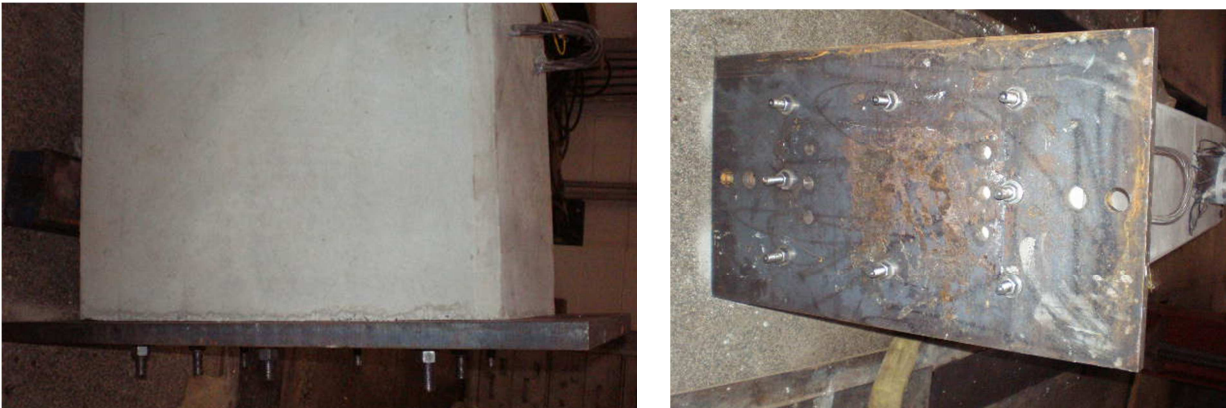


Figura 3.39 - Posicionamento da chapa de aço na face inferior do pilar para fixação na laje de reação.



Figura 3.40 - Detalhe da fixação do pilar na laje de reação para montagem do pórtico estrutural.

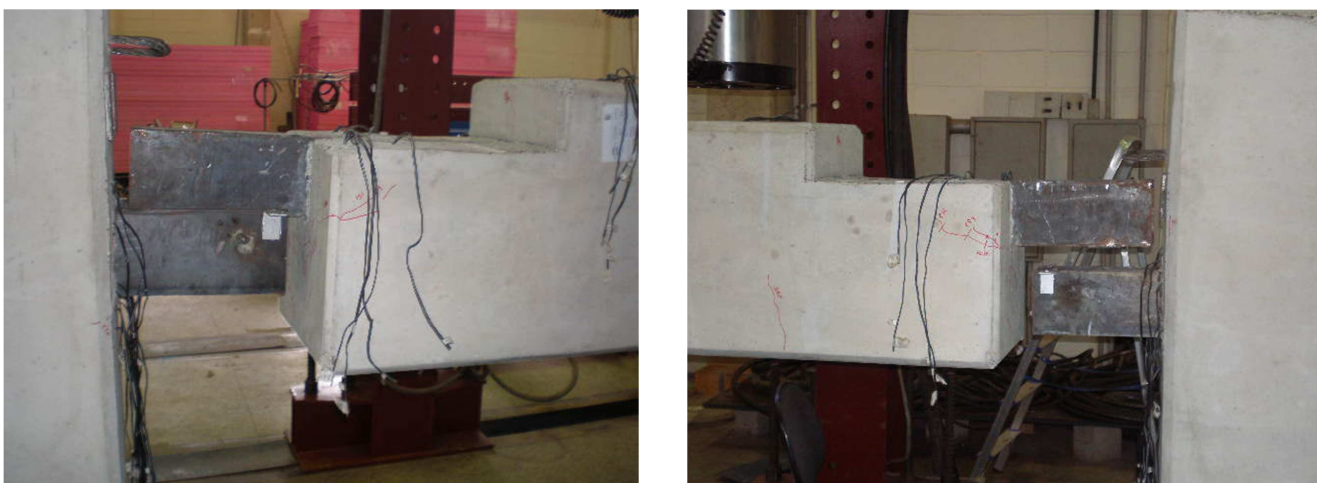
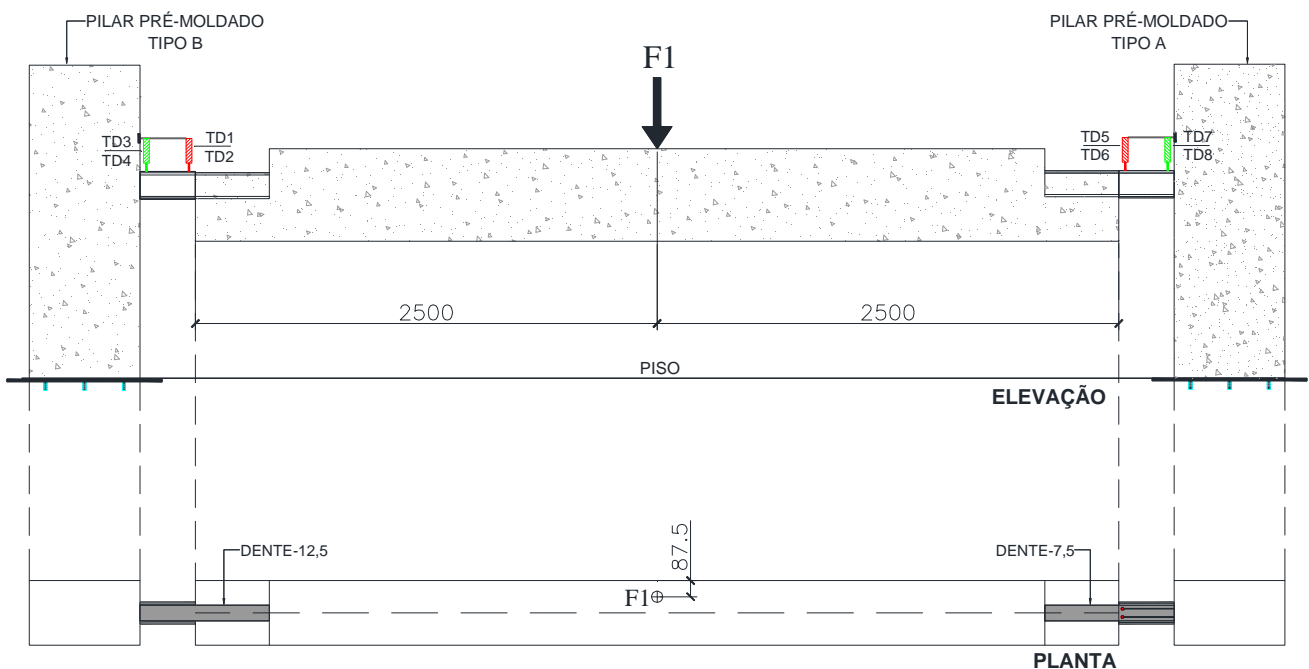


Figura 3.41 - Etapa de montagem da viga pré-moldada.

Os ensaios foram subdivididos em três etapas, sendo que em todas estas utilizou o atuador servo-controlado para aplicação do carregamento com controle de deslocamento do pistão e velocidade de 0,005 mm/s. Os itens subsequentes descrevem as etapas dos ensaios:

- Etapa 01: Aplicação da força no meio do vão da viga a 87,5 mm do eixo da peça (Figura 3.42). Nesta etapa foi analisada a estabilidade lateral do pórtico, simulando um possível carregamento accidental que pudesse ocorrer durante a montagem dos elementos utilizando a ligação estudada. A força aplicada nesta etapa gerou uma reação referente a 57,7% da capacidade da ligação analisada, valor este determinado com base no modelo analítico.

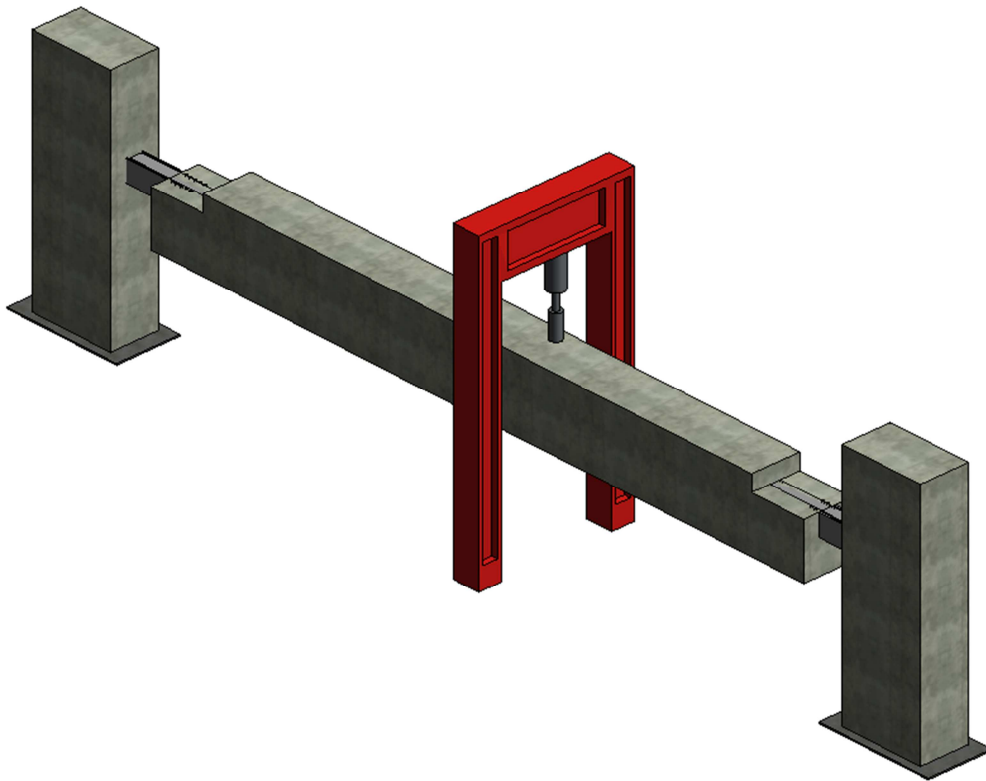
Antes de iniciar os ensaios da primeira etapa foi colocada chapas de aço na folga de montagem existente entre o consolo e o dente metálico, conforme pode ser visto na Figura 3.43, para evitar um possível deslocamento entre os elementos da ligação. Ao invés de colocar a chapa também poderia ter sido feito alguns pontos de solda entre o consolo e o dente metálico, no entanto a folga entre os dois elementos deveria ser de no máximo 5 mm para garantir a união pela solda. Neste caso não se optou por utilizar a solda, pois a ligação iria ser estudada em outras etapas, podendo haver um comprometimento da mesma.



a) Posicionamento da força aplicada na viga pré-moldada

Figura 3.42 - Ponto de aplicação da força para análise da estabilidade lateral – Parte I.

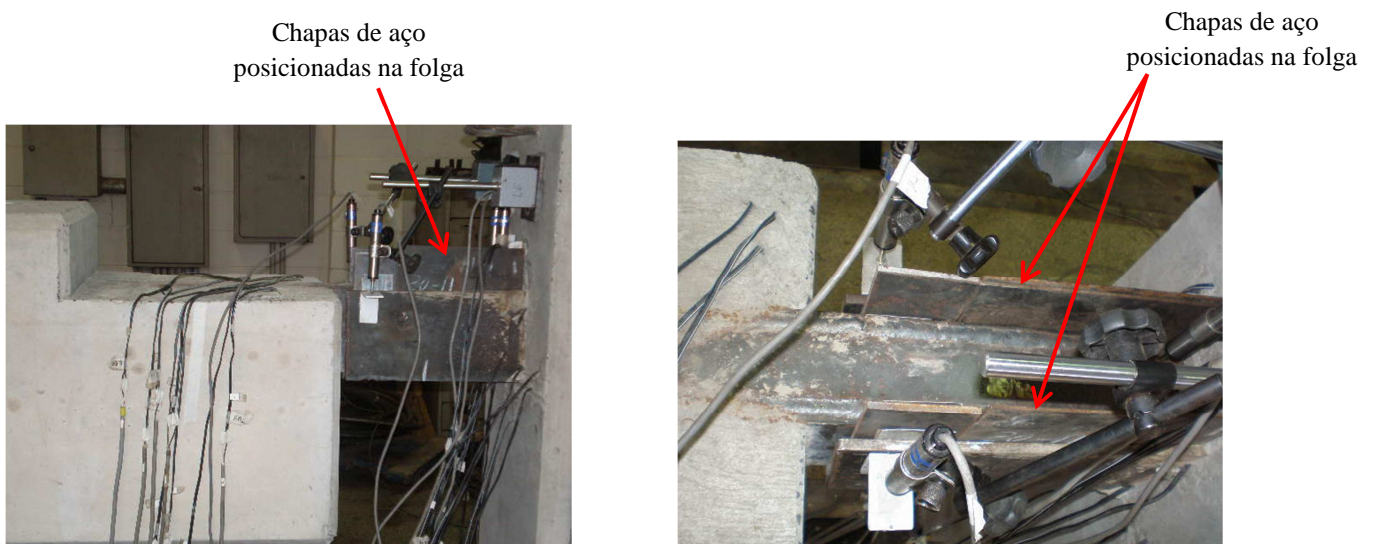
Unidades: mm



b) Perspectiva isométrica do sistema de aplicação da força na viga pré-moldada

Figura 3.42 - Ponto de aplicação da força para análise da estabilidade lateral – Parte II.

Unidades: mm

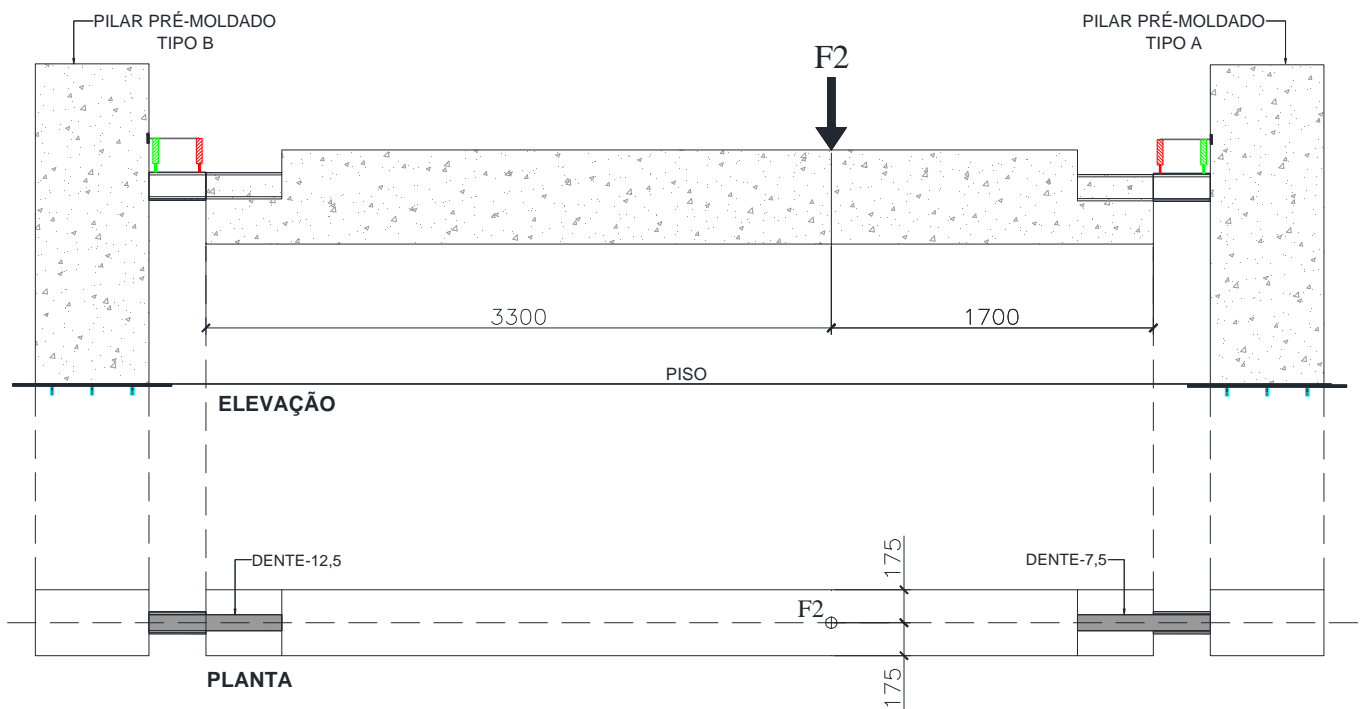


Chapas de aço
posicionadas na folga

Chapas de aço
posicionadas na folga

Figura 3.43 – Chapas de aço posicionadas na folga de montagem entre o dente e consolo metálico.

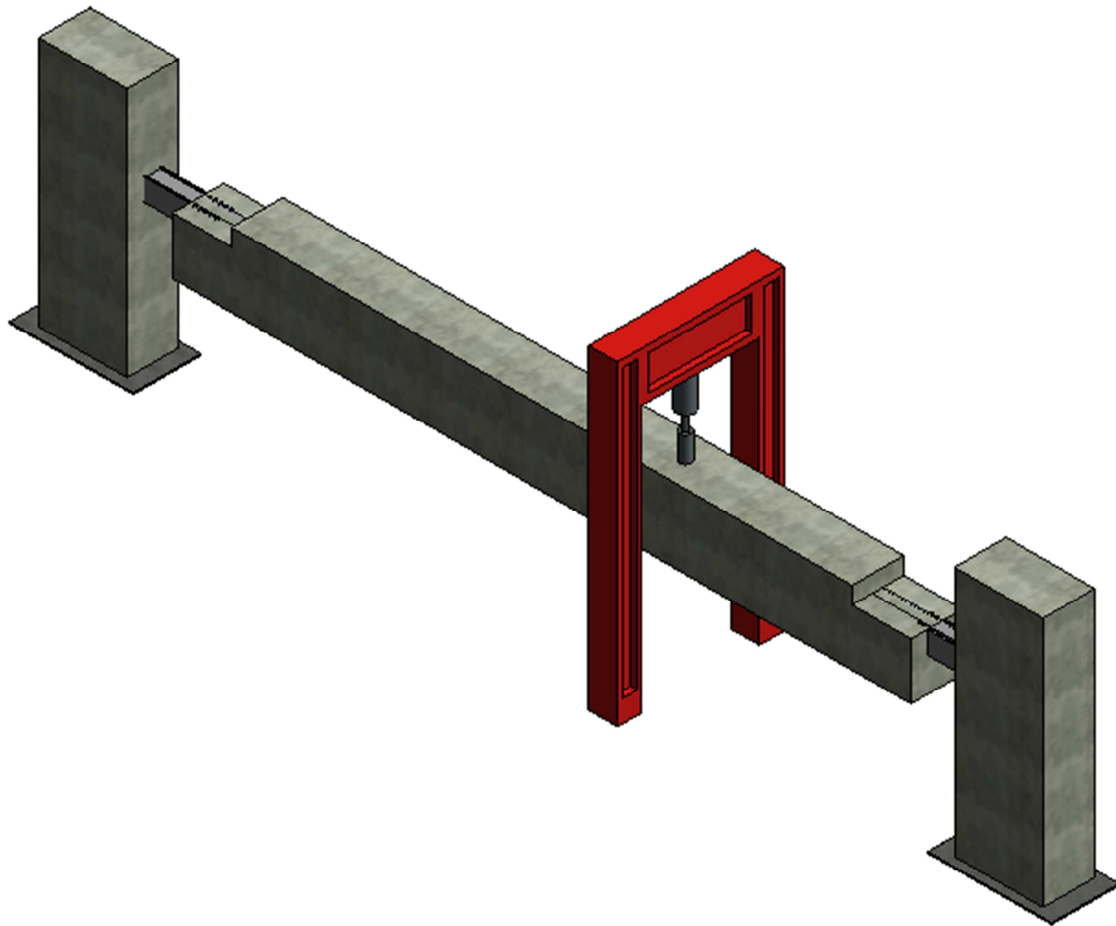
- Etapa 02: Força aplicada distante 1700 mm da extremidade da viga (1/2,94 do vão) a fim de determinar a capacidade de suporte do dente metálico através da transferência de esforços entre os elementos da ligação (Figura 3.44). Nesta fase o carregamento foi aplicado até que ocorresse a ruptura dos elementos da ligação, sendo que a mesma foi cessada quando alguns dos extensômetros já haviam perdido a leitura de deformação. A Figura 3.45 mostra a aplicação da força com o atuador servo-controlado.



a) Posicionamento da força aplicada na viga pré-moldada

Figura 3.44 - Ponto de aplicação da força para determinar a capacidade do dente-7,5 – Parte I.

Unidades: mm



b) Perspectiva isométrica do sistema de aplicação da força na viga pré-moldada

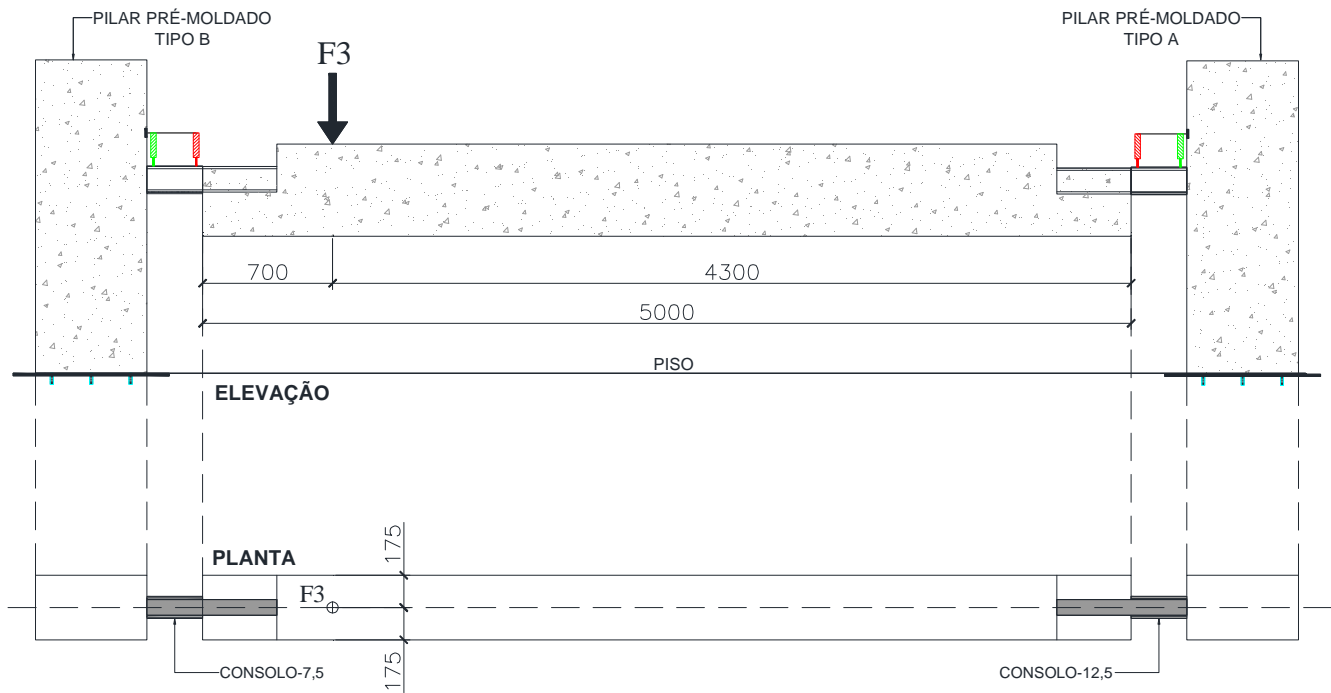
Figura 3.44 - Ponto de aplicação da força para determinar a capacidade do dente-7,5 – Parte II.

Unidades: mm



Figura 3.45 – Vista do modelo para ensaio do dente-7,5.

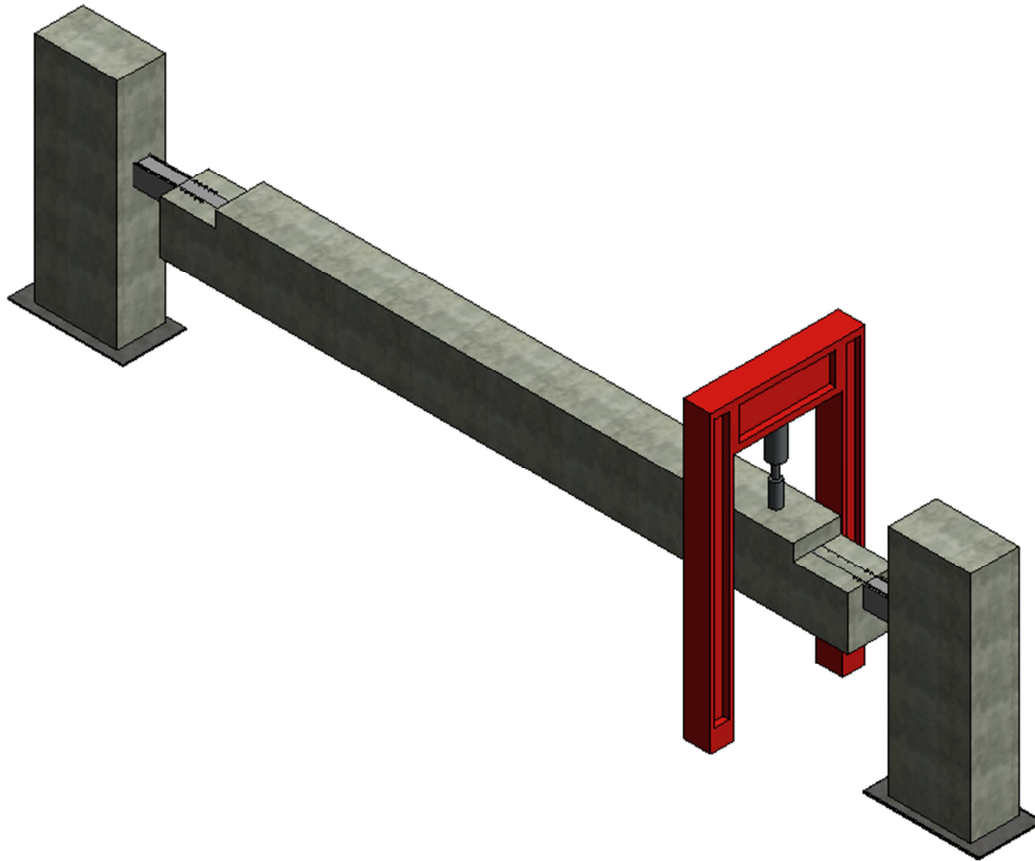
- Etapa 03: Força aplicada a 700 mm da extremidade oposta à força aplicada na etapa 02 (1/7,14 do vão da viga) para analisar a capacidade resistente do consolo metálico (Figura 3.46). No sentido de determinar a resistência última, a força também foi aplicada até que ocorresse o escoamento dos elementos que compunham a ligação. A Figura 3.47 mostra a aplicação da força com o atuador servo-controlado



a) Posicionamento da força aplicada na viga pré-moldada

Figura 3.46 – Posicionamento da força para determinar a capacidade do consolo-7,5 – Parte I.

Unidades: mm



a) Perspectiva isométrica do sistema de aplicação da força na viga pré-moldada

Figura 3.46 – Posicionamento da força para determinar a capacidade do consolo-7,5 – Parte II.

Unidades: mm



Figura 3.47 – Vista do modelo para ensaio do consolo-7,5.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Em relação à montagem dos elementos de ligação (consolo e dente metálico) nas armaduras dos pilares e vigas não ocorreram dificuldades, sendo que foi montado primeiramente o corpo dos pilares e viga com as armaduras corridas e estribos principais, para posteriormente finalizar com a colocação dos elementos da ligação (consolo e dente metálico).

No encaixe dos pilares na laje de reação onde foi montado o pórtico estrutural também não houveram contratempos, pois como foram deixadas barras roscadas de espera na face inferior do pilar, a colocação se deu com a fixação das chapas através de porcas e arruelas. Por fim, a inserção da viga no consolo metálico foi feita rapidamente, pois havia uma pequena folga de montagem entre o consolo e dente metálico, permitindo o ajuste do mesmo.

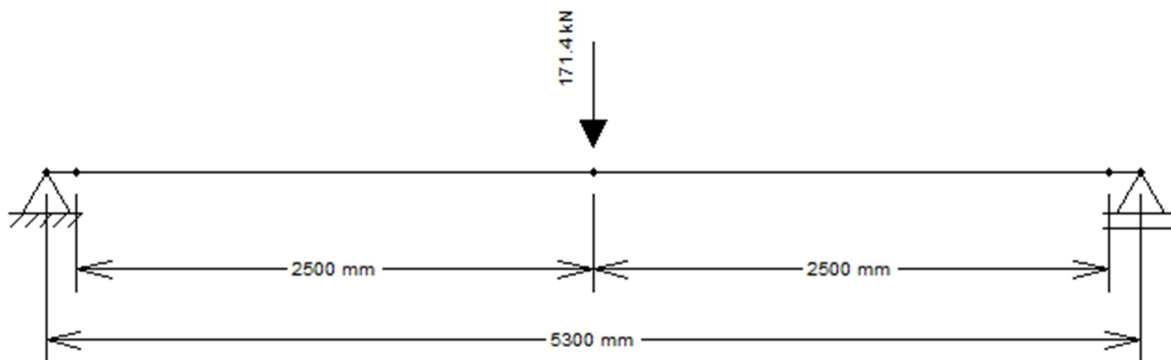
Com isso, a execução e montagem dos elementos foi muito produtiva e eficaz, uma vez que não houve a necessidade de utilizar solda ou fazer qualquer tipo de reparo final. Pensando na utilização da ligação provisória durante a fase de montagem em escala industrial, a mesma pode ter um bom rendimento quanto ao tempo de montagem.

4.2 Resultados experimentais

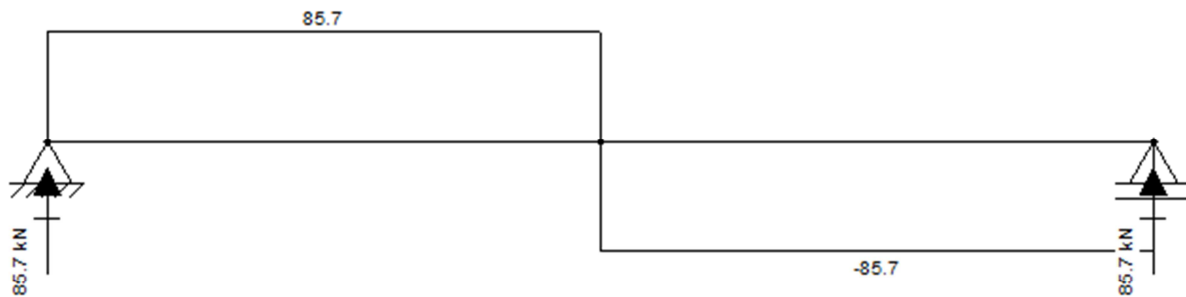
Os ensaios no pórtico estrutural foram feitos em três etapas, sendo que em todas estas foi utilizado o atuador servo-controlado para a aplicação das forças.

4.2.1 Etapa 1: análise da estabilidade lateral

A etapa em questão visou analisar a estabilidade lateral da ligação com a aplicação da força de 171,4 kN no meio do vão da viga e excêntrico ao eixo, o que corresponde a 57,70% da capacidade da ligação do dente-7,5. A reação vertical gerada nos apoios foi de 85,7 kN, conforme pode ser visto na Figura 4.1.



a) Força aplicada no pórtico estrutural referente à etapa 01



b) Diagrama de força cortante

Figura 4.1 – Esquema estrutural e diagrama de força cortante na etapa 01.

Unidades: mm e kN

Na Figura 4.2 estão posicionados os transdutores de deslocamento no consolo-7,5 e dente-12,5.

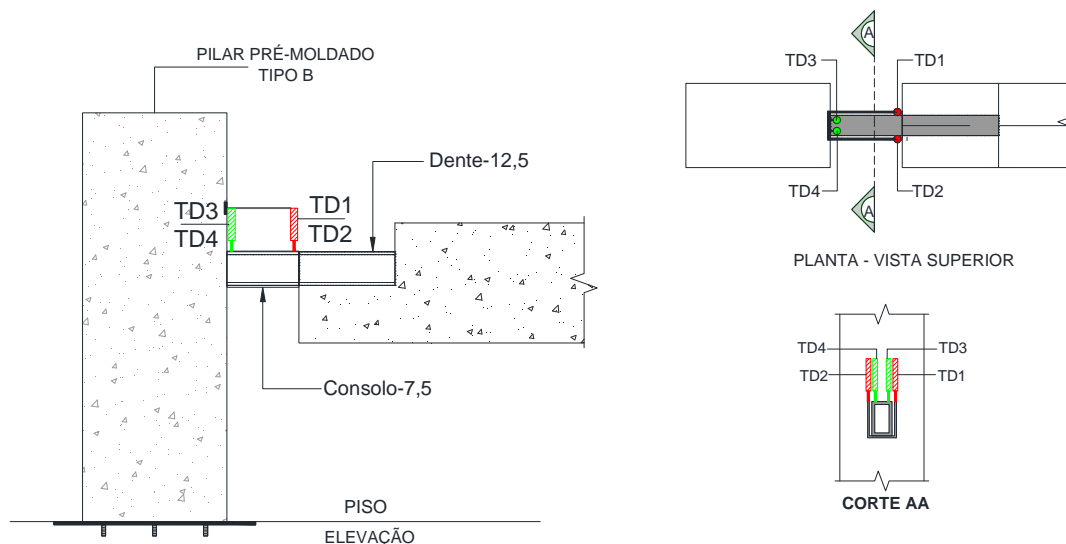


Figura 4.2 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-7,5 e dente-12,5.

A Figura 4.3 mostra os deslocamentos dos transdutores 1 (TD1) e 2 (TD2) localizados no consolo-7,5.

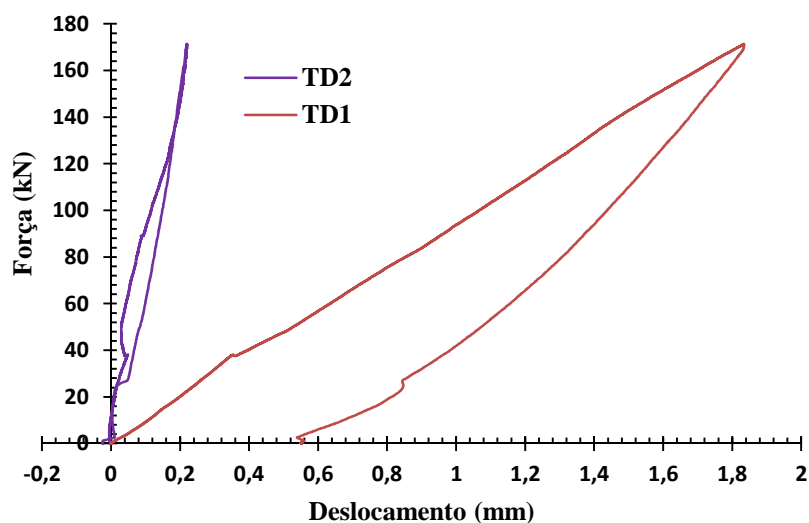
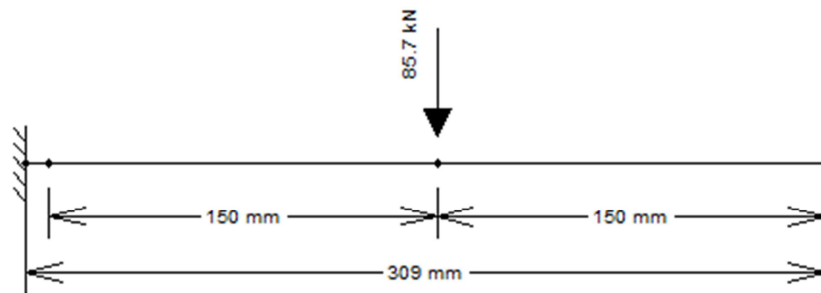


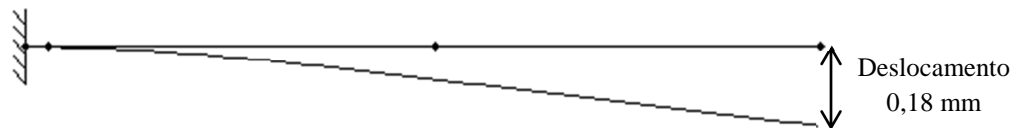
Figura 4.3 - Curva Força x Deslocamento no consolo-7,5.

Conforme análise das curvas pode-se notar que o transdutor 1 obteve deslocamento máximo de 1,83 mm e o transdutor 2 de 0,22 mm. Pelo fato da força aplicada ter sido excêntrica ao eixo da viga, houve uma torção da ligação, conforme pode ser visto na diferença de deslocamentos, sendo que o transdutor 1, que estava no lado de aplicação da força, deslocou mais em relação ao

transdutor 2. O valor do modelo teórico com a reação vertical de 85,7 kN e módulo de elasticidade igual a 200000 MPa forneceu um deslocamento de 0,18 mm (Figura 4.4).



a) Força cortante aplicada no consolo metálico



b) Diagrama de deslocamento

Figura 4.4 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-7,5.

Unidades: mm e kN

Os deslocamentos dos transdutores 3 (TD3) e 4 (TD4) locados no dente-12,5 estão apresentados na Figura 4.5.

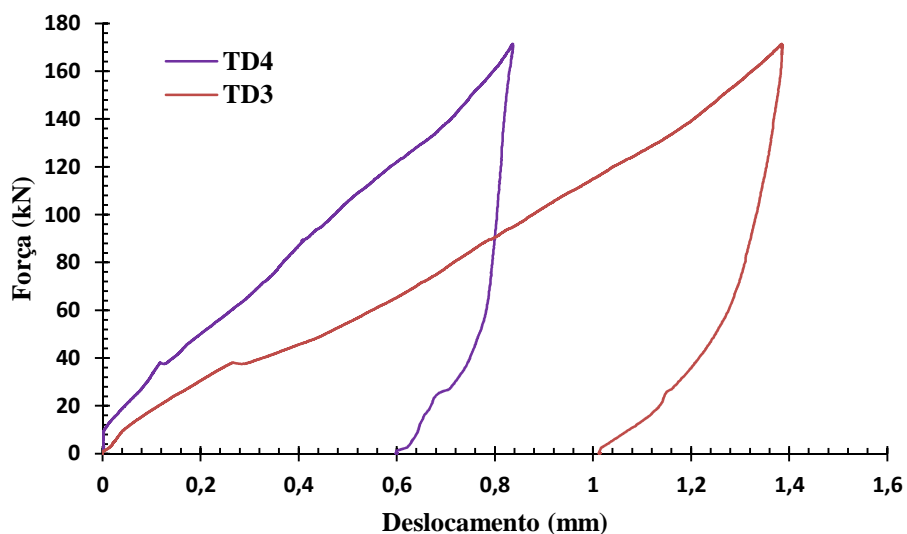


Figura 4.5 - Curva Força x Deslocamento no dente-12,5.

O deslocamento máximo obtido para o transdutor 3 foi de 1,386 mm e para o 4 foi de 0,837 mm. Também houve uma variação entre os dois, pois o transdutor 3 que estava no lado de aplicação da força apresentou maior valor em relação ao transdutor 4. O modelo teórico, considerando a reação vertical de 85,7 kN e módulo de elasticidade igual a 200000 MPa, gerou um deslocamento de 0,45 mm (Figura 4.6). O comprimento de 425 mm indicado na Figura 4.6 corresponde a distância entre a face do dente metálico saliente à viga pré-moldada até o eixo das cintas metálicas (ver indicação na Figura 1 do apêndice).

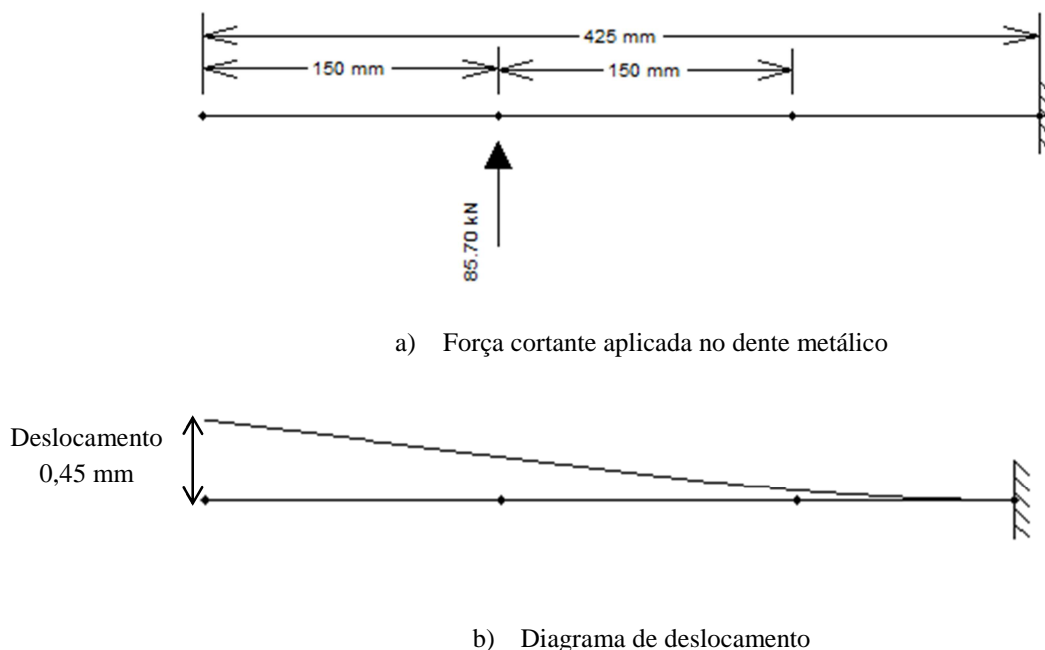


Figura 4.6 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-12,5.

Unidades: mm e kN

Na Figura 4.7 estão posicionados os transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente-7,5.

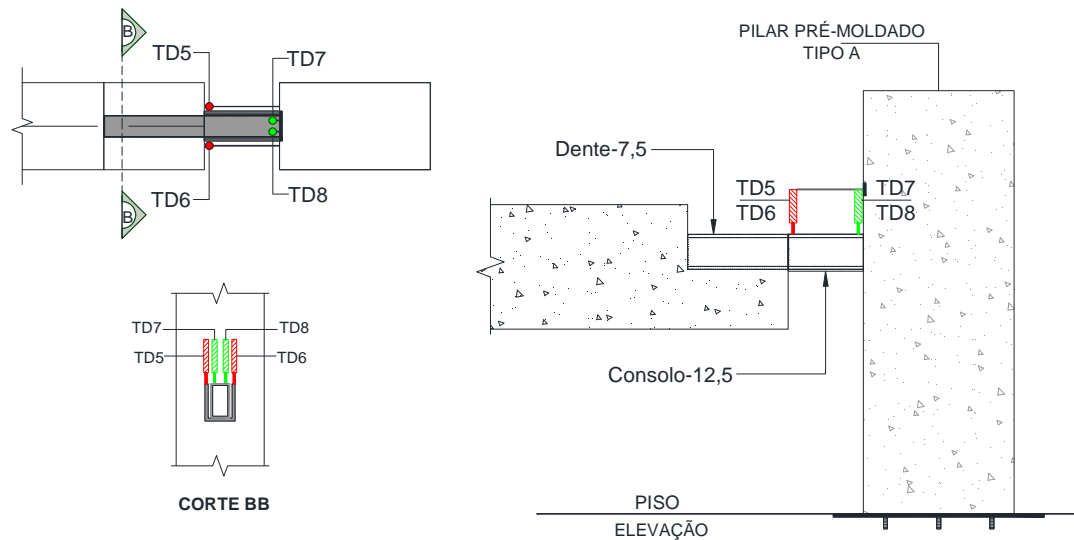


Figura 4.7 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente-7,5.

A Figura 4.8 mostra o deslocamento dos transdutores 5 (TD5) e 6 (TD6) posicionados no consolo-12,5.

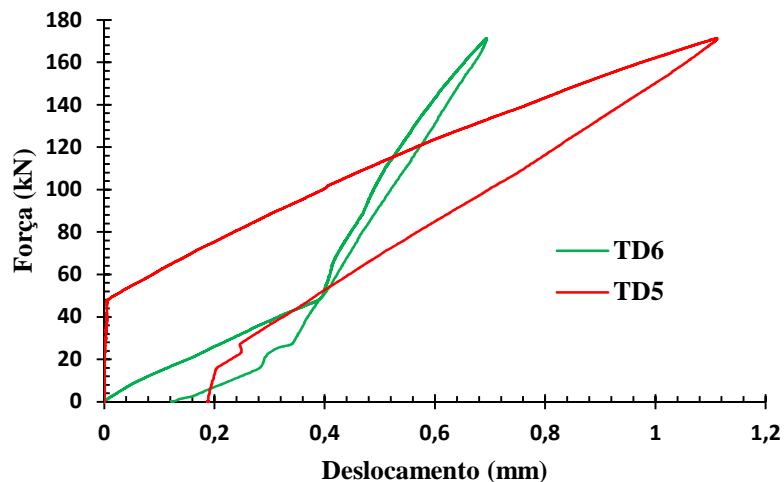


Figura 4.8 - Curva Força x Deslocamento no consolo-12,5.

Os transdutores 5 e 6 apresentaram deslocamentos máximos de 1,11mm e 0,694mm, respectivamente. Também houve uma torção na ligação, e o transdutor 5, que estava no lado de aplicação da força, deslocou mais quando comparado com o transdutor 6. O valor teórico do deslocamento foi de 0,13 mm (Figura 4.9).

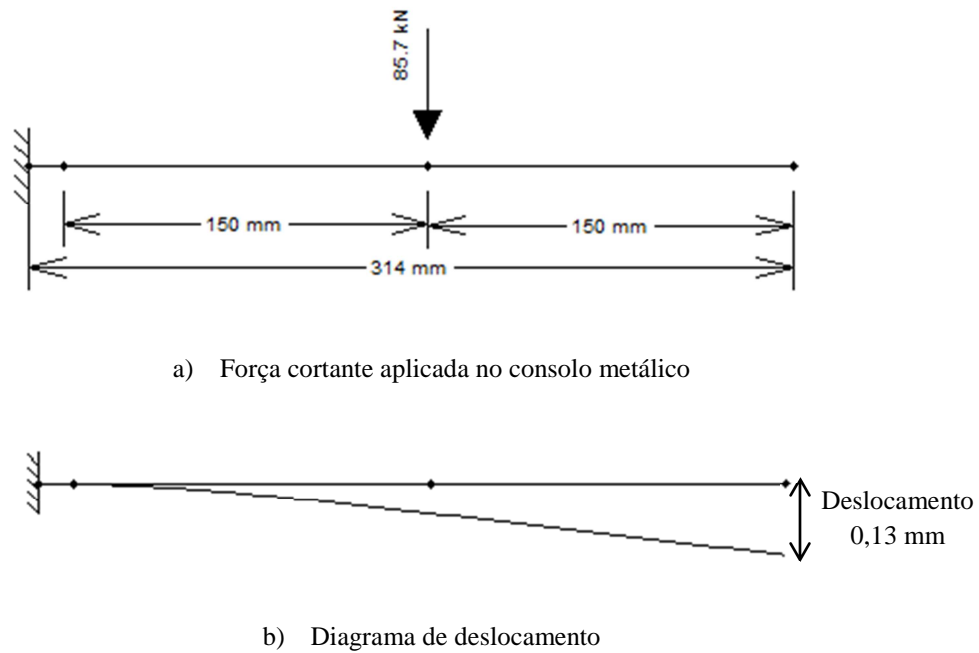


Figura 4.9 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-12,5.

Unidades: mm e kN

Os deslocamentos dos transdutores 7 (TD7) e 8 (TD8) localizados no dente-7,5 estão apresentados na Figura 4.10. Os valores máximos de deslocamento foram de 2,11 mm e 1,356 mm, respectivamente para os transdutores 7 e 8. O transdutor 7 obteve maior deslocamento, pois estava no lado de aplicação da força. Pelo valor teórico foi possível chegar a um deslocamento de 0,38 mm (Figura 4.11).

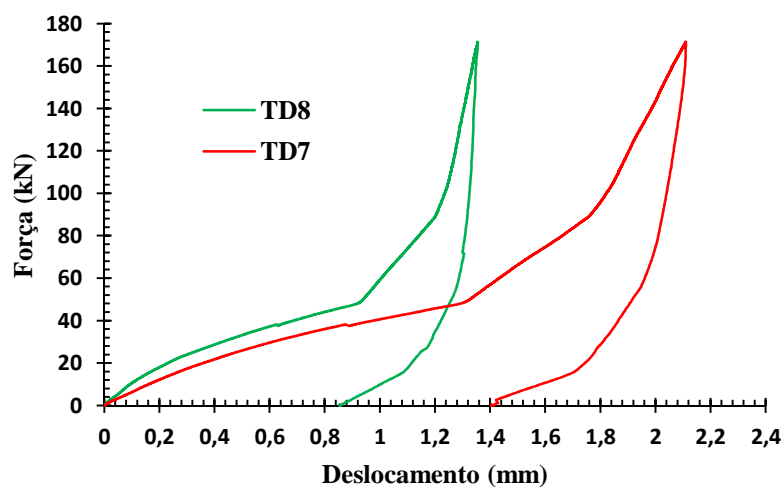
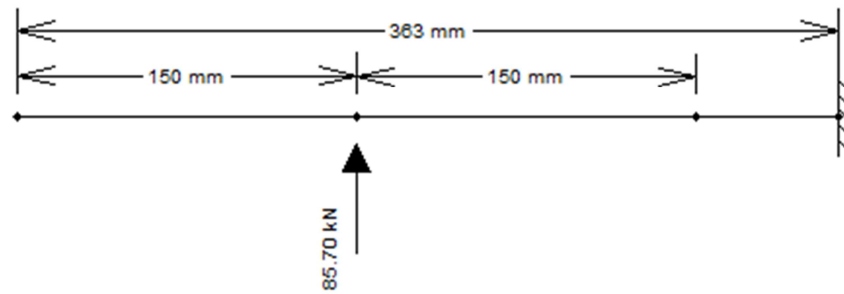
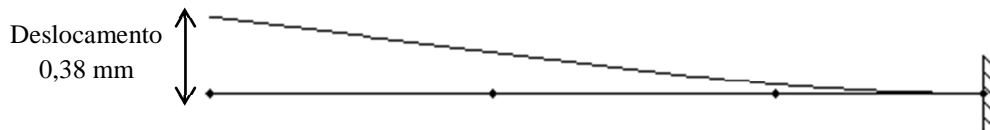


Figura 4.10 - Curva Força x Deslocamento no dente-7,5.



a) Força cortante aplicada no dente metálico



b) Diagrama de deslocamento

Figura 4.11 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-7,5.

Unidades: mm e kN

A Tabela 4.1 apresenta de forma resumida um comparativo entre os valores encontrados no modelo teórico e prático para os elementos da ligação (consolo e dente metálico).

Tabela 4.1 – Comparativo de deslocamentos entre o modelo teórico e prático.

Peça	Transdutor	Deslocamento prático (mm)	Deslocamento teórico (mm)
Consolo-7,5	TD1	1,83	0,18
	TD2	0,22	
Dente-12,5	TD3	1,39	0,45
	TD4	0,84	
Consolo-12,5	TD5	1,11	0,13
	TD6	0,69	
Dente-7,5	TD7	2,11	0,38
	TD8	1,36	

Os deslocamentos dos transdutores obtidos no modelo teórico foram inferiores aos deslocamentos obtidos nos ensaios. Tais resultados podem ser justificados pelo fato de que no modelo teórico a força cortante foi considerada como sendo aplicada no meio do vão do elemento estrutural, sendo que, nos ensaios pode ter ocorrido um deslocamento da mesma e, além disso, o cálculo do modelo teórico foi feito com base no método proposto pela resistência dos materiais, onde a deformação ocorre por tensões normais, sendo a tensão de cisalhamento desprezada. No caso dos consolos e dentes metálicos, onde a relação entre a distância do posicionamento da reação vertical até a região de engastamento e a altura ($l/d = 1$) já difere do modelo padrão de vigas ($l/d > 2$), as tensões tangenciais começam a ter um efeito significativo na estrutura, podendo causar um aumento dos deslocamentos, sendo, portanto uma parcela significativa, fato este que pode ter gerado uma diferença de valores entre os resultados teóricos e práticos.

A Figura 4.12 mostra o posicionamento dos extensômetros locados no consolo-7,5, cujas curvas força *versus* deformação dos que estão posicionados nas chapas de aço estão plotadas na Figura 4.13. De acordo com os resultados pode-se notar que a deformação dos extensômetros foi inferior a deformação de escoamento da chapa de aço (1,3‰). Os extensômetros que apresentaram maiores deformações foram o CA2 e o CA10.

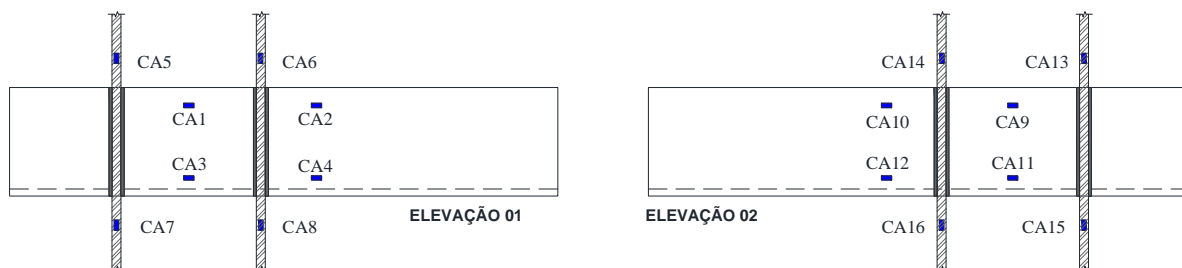


Figura 4.12 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-7,5 (ver detalhe completo na Figura 3.33).

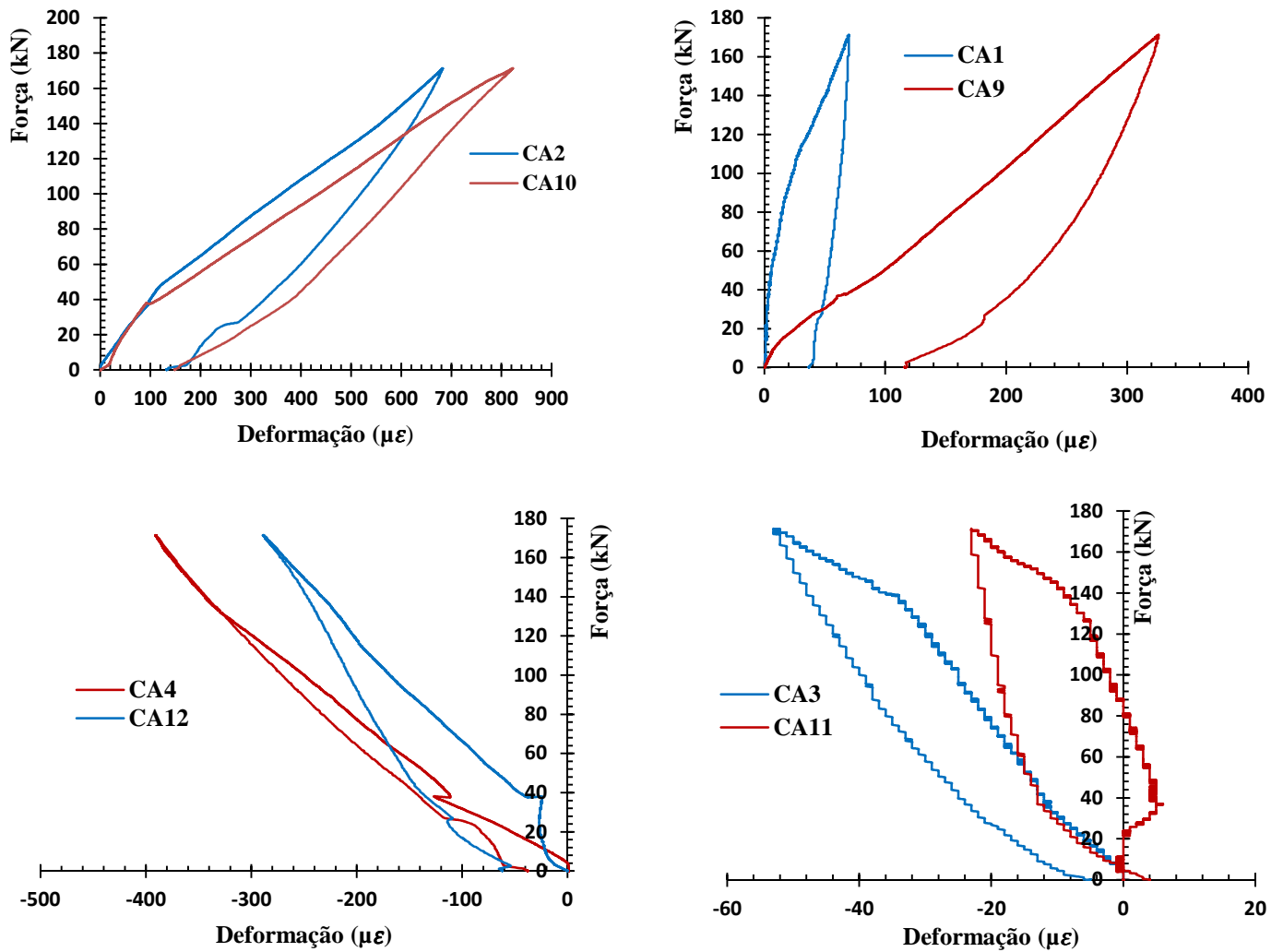


Figura 4.13 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo-7,5.

Os extensômetros CA5, CA6, CA7, CA8, CA13, CA14, CA15 e CA16, posicionados nas barras de aço soldadas no consolo metálico apresentaram pequenas oscilações e baixas deformações, conforme exemplo da Figura 4.14, logo os seus resultados foram desprezados.

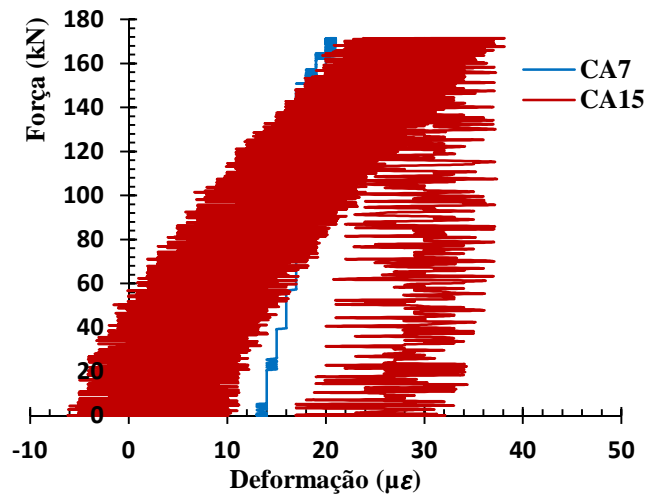


Figura 4.14 – Curva Força x Deformação dos extensômetros localdos no consolo-7,5 com baixas oscilações.

A Figura 4.15 mostra o posicionamento dos extensômetros e as curvas força *versus* deformação apresentadas na Figura 4.16 mostram os resultados dos mesmos localdos no dente-12,5.

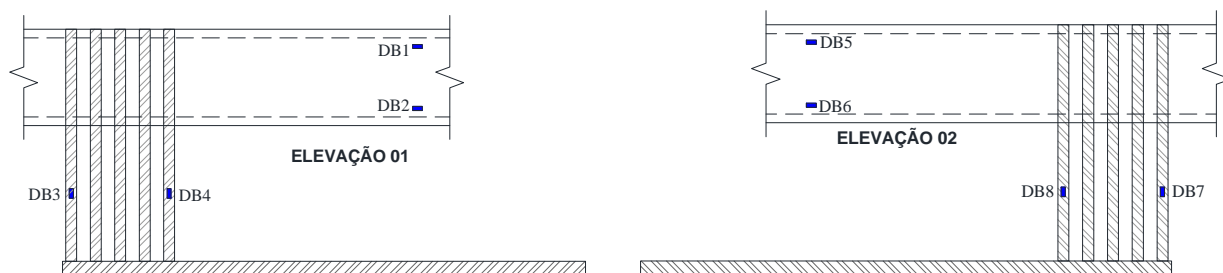


Figura 4.15 – Posicionamento dos extensômetros no dente-12,5 (ver detalhe completo na Figura 3.32).

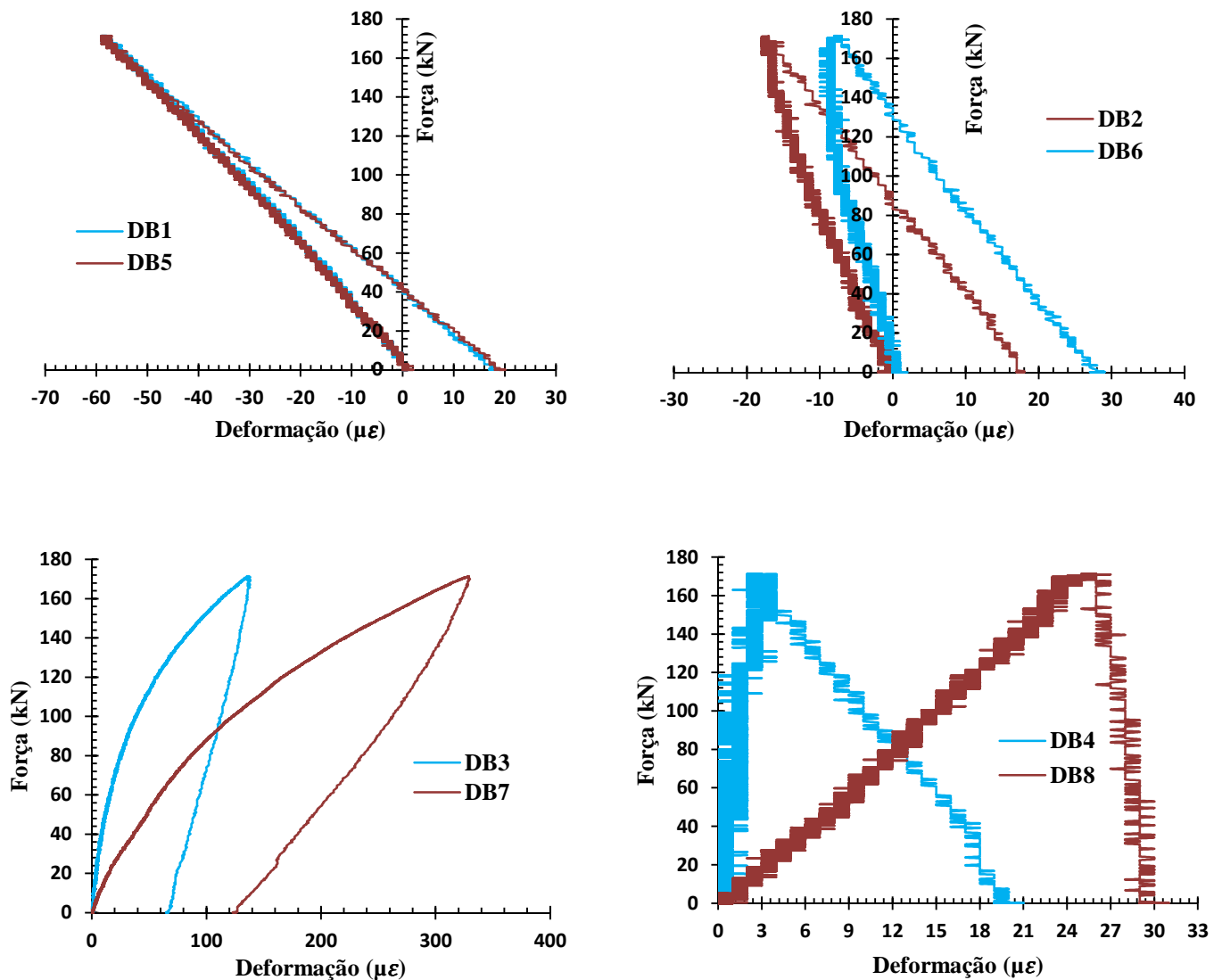


Figura 4.16 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-12,5.

Os extensômetros que apresentaram maiores valores de deformação foram o DB3 com deformação igual a 138 $\mu\epsilon$ (0,138‰) e o DB7 com 330 $\mu\epsilon$ (0,33‰), que estavam posicionados no vergalhão de aço $\phi 16,00$ mm que forma a cinta do dente metálico. Já os extensômetros DB4 e DB8, posicionados na parte de trás dos vergalhões de aço que formam a cinta metálica, obtiveram deformações de 21 $\mu\epsilon$ (0,021‰) e 31 $\mu\epsilon$ (0,031‰), respectivamente. De acordo com os valores obtidos, pode-se verificar que os vergalhões posicionados na parte da frente da cinta metálica foram mais solicitados que os vergalhões que estavam posicionados na parte de trás da mesma, no entanto nenhum dos extensômetros atingiu a deformação de escoamento de 3,08‰, valor este que corresponde a deformação específica da barra de aço $\phi 16,00$ encontrada no ensaio de caracterização dos materiais (Tabela 3.9).

A Figura 4.17 apresenta o posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5 e a Figura 4.18 fornece as curvas força *versus* deformação, aos pares, dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo metálico que estão na mesma posição, mas em faces opostas. Não foi plotado a curva do extensômetro CB2, pois o mesmo apresentou falha durante a leitura e foi perdido.

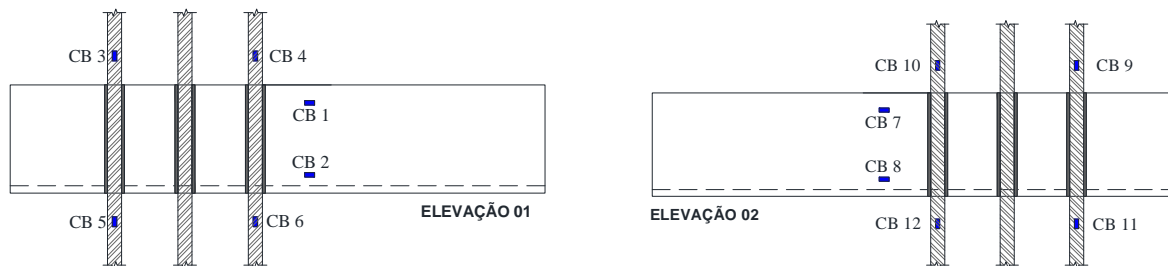


Figura 4.17 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5 (ver detalhe completo na Figura 3.31)

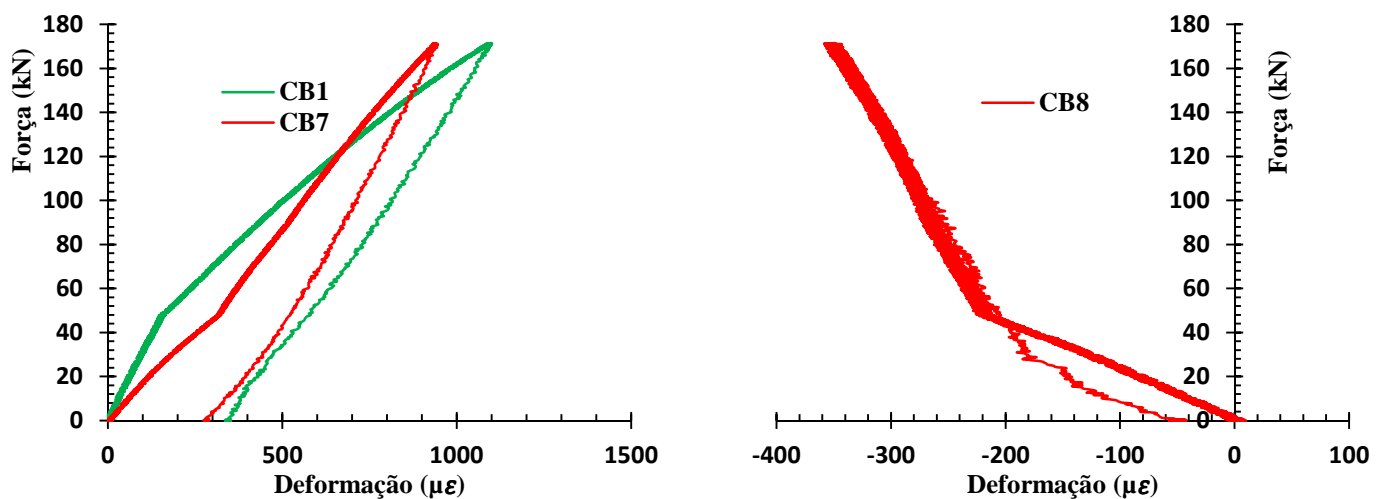


Figura 4.18 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas chapas de aço do consolo-12,5.

Observa-se que não houve deformação excessiva dos extensômetros, sendo que nenhum deles atingiu a deformação de escoamento da chapa de aço (1,30‰). Os extensômetros que apresentaram maiores deformações foram o CB1 e o CB7, com 1101 $\mu\epsilon$ (1,101‰) e 823 $\mu\epsilon$ (0,823‰) respectivamente. Os extensômetros posicionados nas barras de aço soldadas ao consolo metálico (CB4, CB5, CB6, CB9, CB10, CB11 e CB12) apresentaram deformações muito baixas, conforme exemplo da Figura 4.19, logo os seus resultados foram desconsiderados.

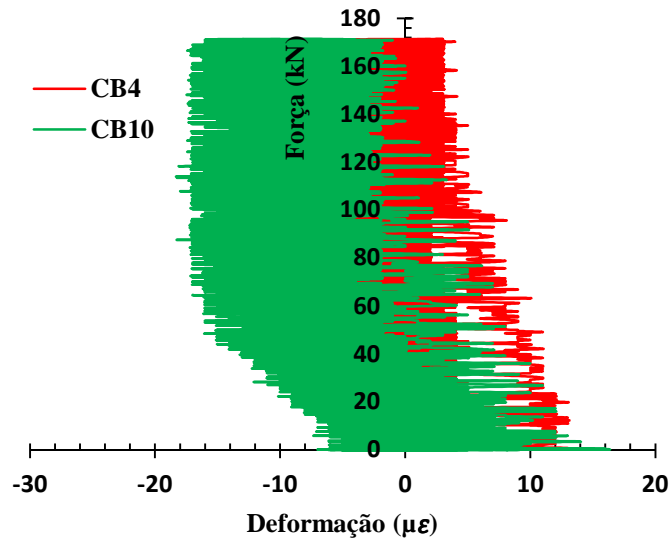


Figura 4.19 – Curva Força x Deformação dos extensômetros localizados no consolo-12,5 com baixas oscilações.

As curvas força *versus* deformação apresentadas na Figura 4.21 mostram os resultados dos pares de extensômetros localizados no dente-7,5 que estão na mesma posição, mas em faces opostas e a Figura 4.20 mostra o posicionamento dos mesmos. Pelo fato de alguns dos extensômetros falharem, existem algumas curvas que não estão desenhadas aos pares.

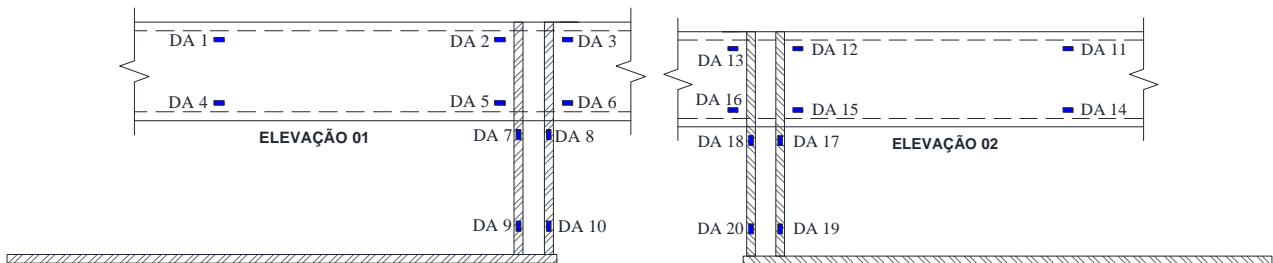


Figura 4.20 – Posicionamento dos extensômetros no dente-7,5 (ver detalhe completo na Figura 3.30)

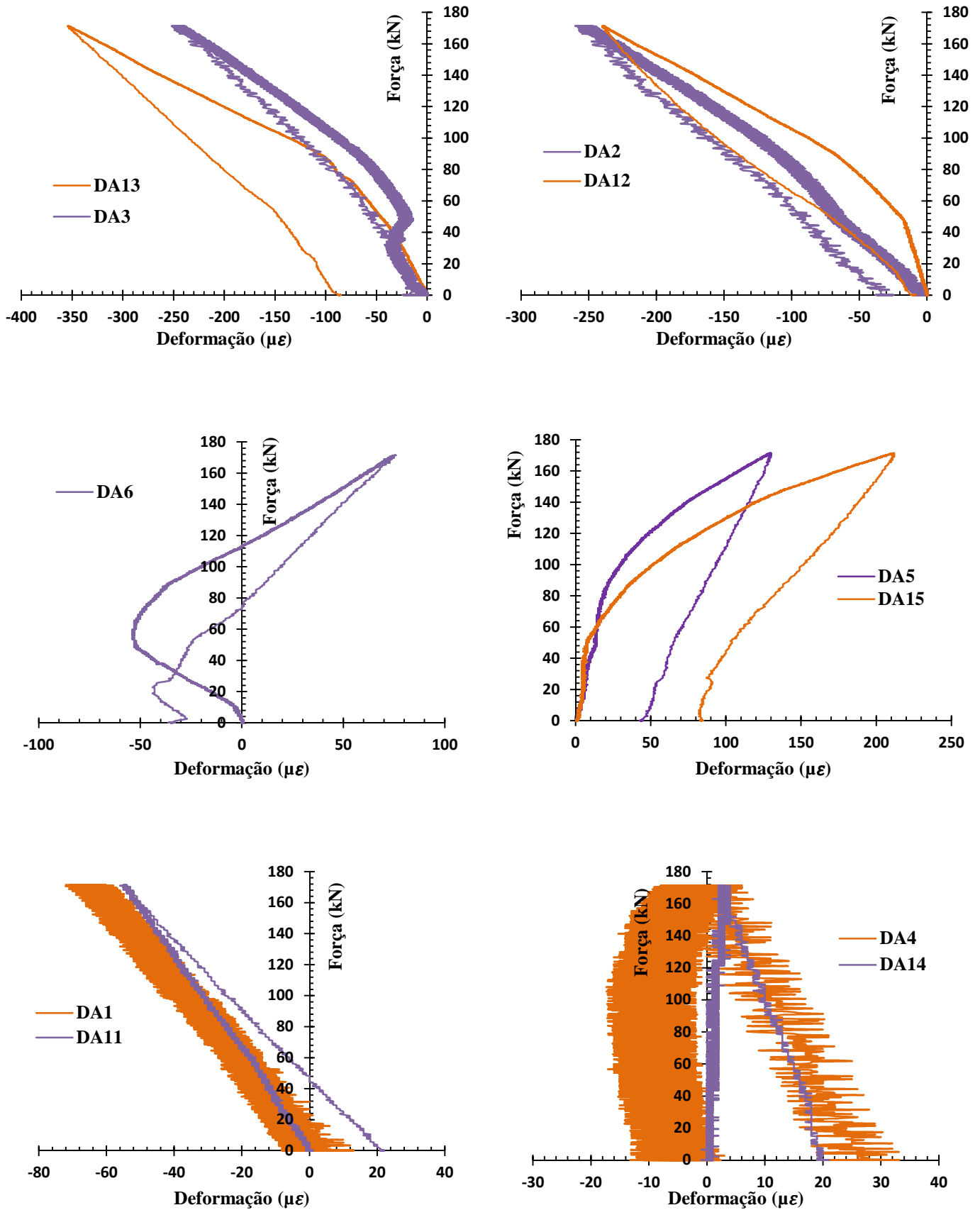


Figura 4.21 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-7,5 – Parte I.

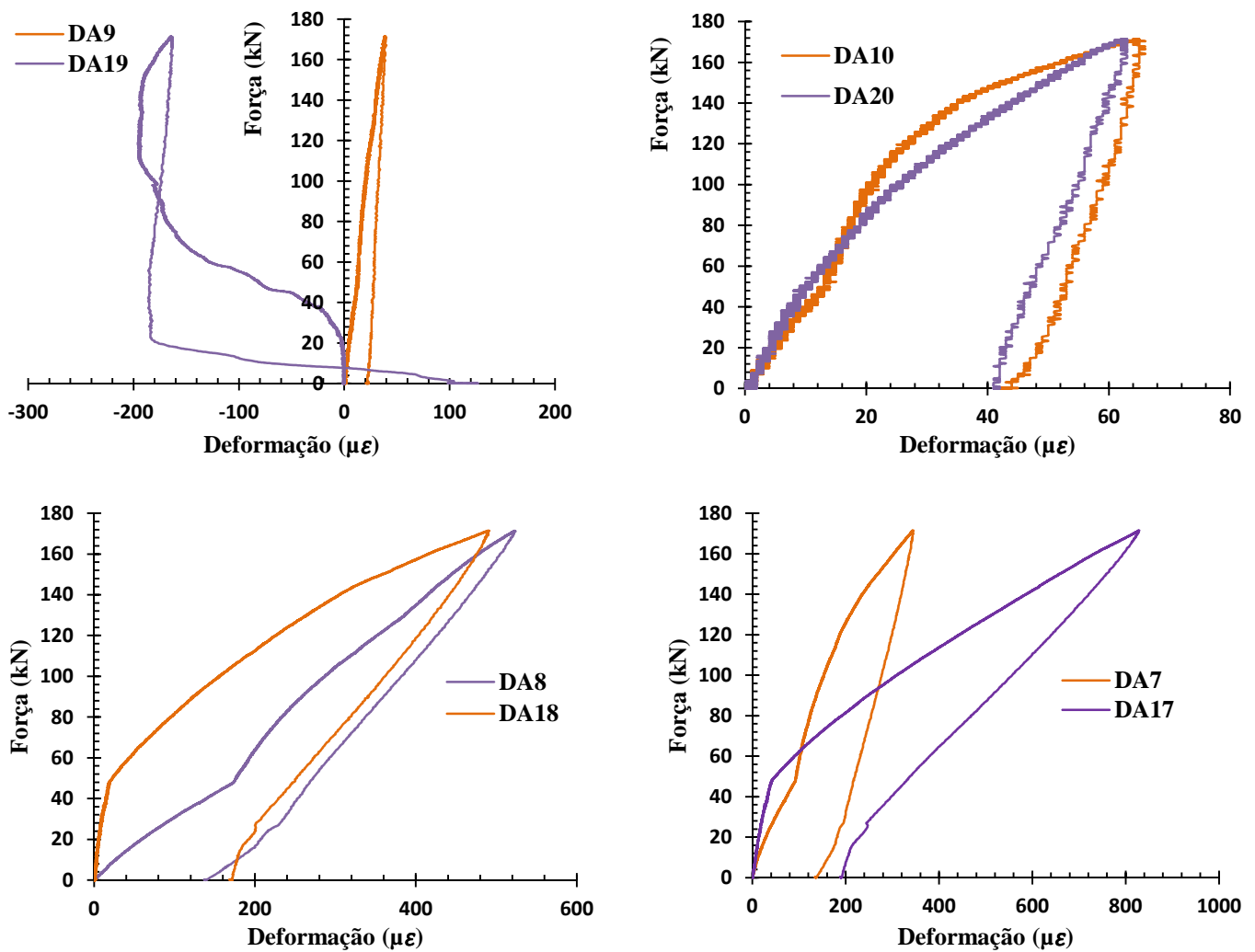


Figura 4.21 - Curva Força x Deformação dos extensômetros localados no dente-7,5 – Parte II.

Os extensômetros que apresentaram maiores deformações foram o DA17 com $829 \mu\epsilon$ ($0,829\%$), DA8 com $524 \mu\epsilon$ ($0,524\%$) e o DA18 com $491 \mu\epsilon$ ($0,491\%$). Todos estes extensômetros estão localados nos vergalhões de aço que formam a cinta metálica, mostrando assim que está havendo a distribuição de esforços da cinta para o perfil de seção retangular que forma o dente metálico. Apesar dos extensômetros citados apresentarem as maiores deformações, nenhum deles atingiu a deformação específica de escoamento da barra de $\varnothing 12,50 \text{ mm}$ ($3,69\%$), onde os mesmos estavam localados.

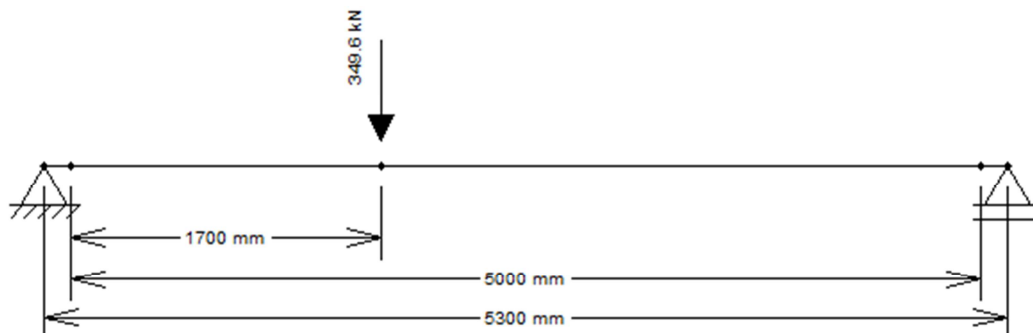
Considerando a média das deformações obtidas dos extensômetros DA7, DA8, DA17 e DA18, foi possível obter uma tensão média do conjunto de barras que forma a cinta metálica de $109,5 \text{ MPa}$, o que implica que a força que estava atuando era de $53,87 \text{ kN}$. Pelo modelo teórico e

considerando a tensão média do conjunto, o valor resistente da cinta metálica seria de 40,50 kN, ou seja uma diferença de 33% do modelo ensaiado para o modelo teórico.

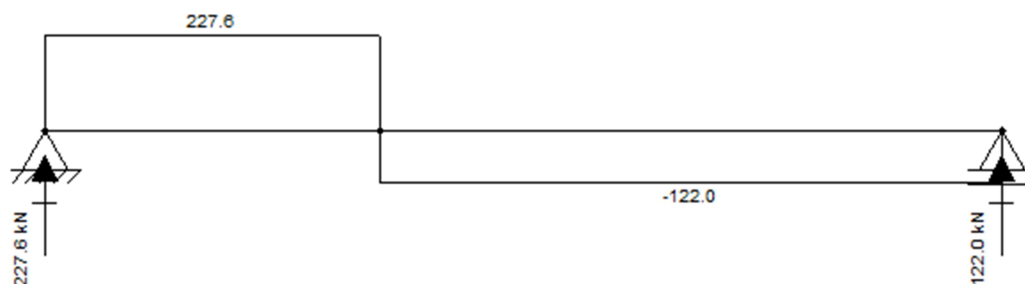
Quanto aos extensômetros posicionados nas chapas de aço, os mesmos sofreram deformações mínimas, inferiores a deformação de escoamento obtida no ensaio de caracterização.

4.2.2 Etapa 2: análise da capacidade do dente-7,5

A etapa 2 teve como objetivo analisar a capacidade do dente metálico com a aplicação da força de 349,6 kN a 1/2,94 do vão da viga pré-moldada, gerando uma reação nas extremidades da viga de 227,6 kN e 122 kN, conforme pode ser visto na Figura 4.22. O valor limite de aplicação do carregamento no pórtico estrutural foi determinado pela da leitura parcial dos extensômetros, pois foi verificado que a partir desta força alguns dos extensômetros já haviam atingido o fundo de escala.



a) Força aplicada no pórtico estrutural referente à etapa 02



b) Diagrama de força cortante

Figura 4.22 – Esquema estrutural e diagrama de força cortante na etapa 02.

Unidades: mm e kN

A Figura 4.23 mostra o posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente 7,5 e a Figura 4.24 apresenta as curvas dos deslocamentos referentes aos transdutores 5 (TD5) e 6 (TD6) locados no consolo-12,5 (Figura 4.23).

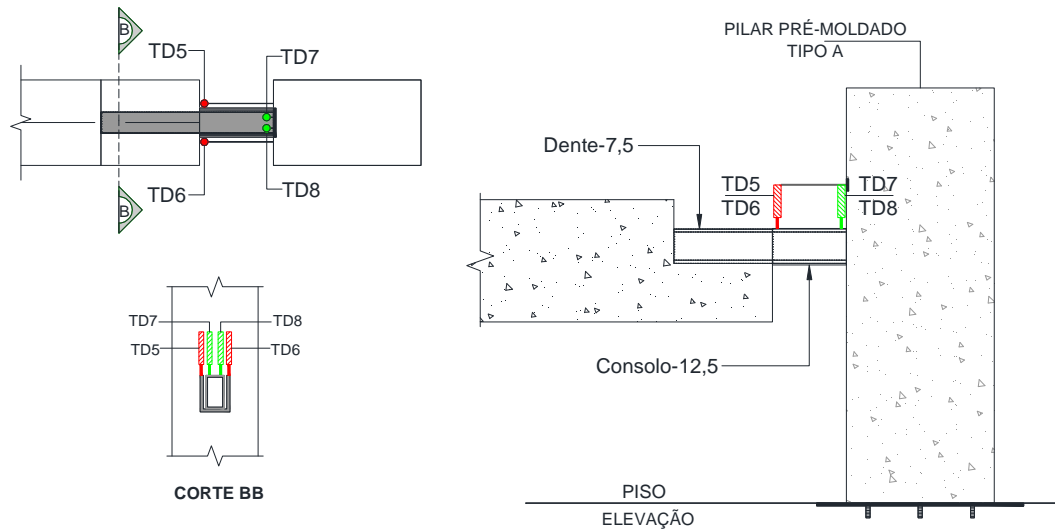


Figura 4.23 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-12,5 e dente-7,5.

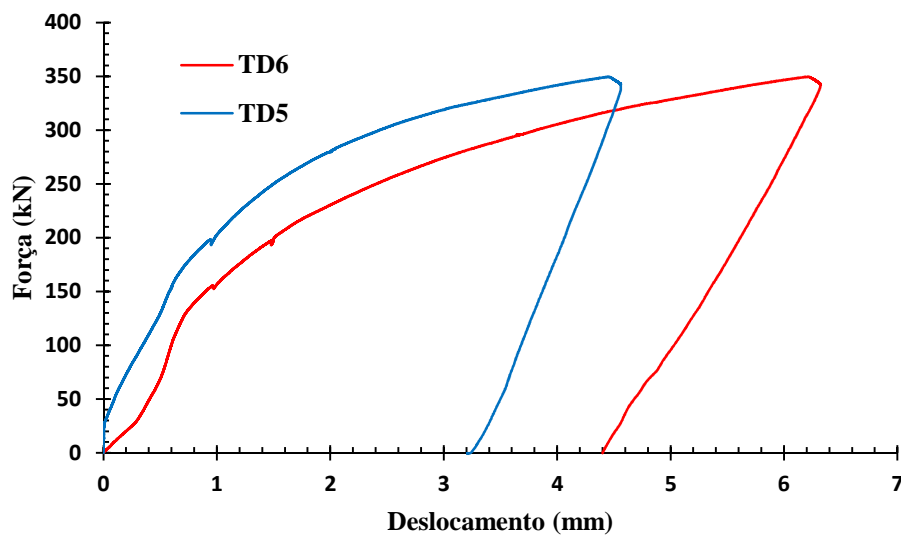


Figura 4.24 - Curva Força x Deslocamento no consolo-12,5.

O transdutor 5 obteve um deslocamento máximo de 4,56 mm e o transdutor 6 de 6,32 mm. Como houve escoamento da chapa de aço, foi feito um comparativo dos deslocamentos com a força limite de escoamento e o módulo de elasticidade elástico igual a 200000 MPa. A Tabela 4.2

apresenta os valores das forças aplicadas no pórtico estrutural e deslocamentos referentes ao limite de escoamento obtido no ensaio e a Figura 4.25 mostra o deslocamento teórico no consolo metálico considerando a média das forças aplicadas na iminência do escoamento para determinar a reação vertical na ligação.

Tabela 4.2 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no consolo-12,5.

Extensômetro de referência no consolo	Deformação ($\mu\epsilon$)	Força aplicada no pórtico - limite do escoamento (kN)	Deslocamento dos transdutores (mm)	
			5	6
CB1	1490	194,192	0,952	1,479
CB7	1490	169,882	0,688	1,134
Média	1490	182,037	0,792	1,284

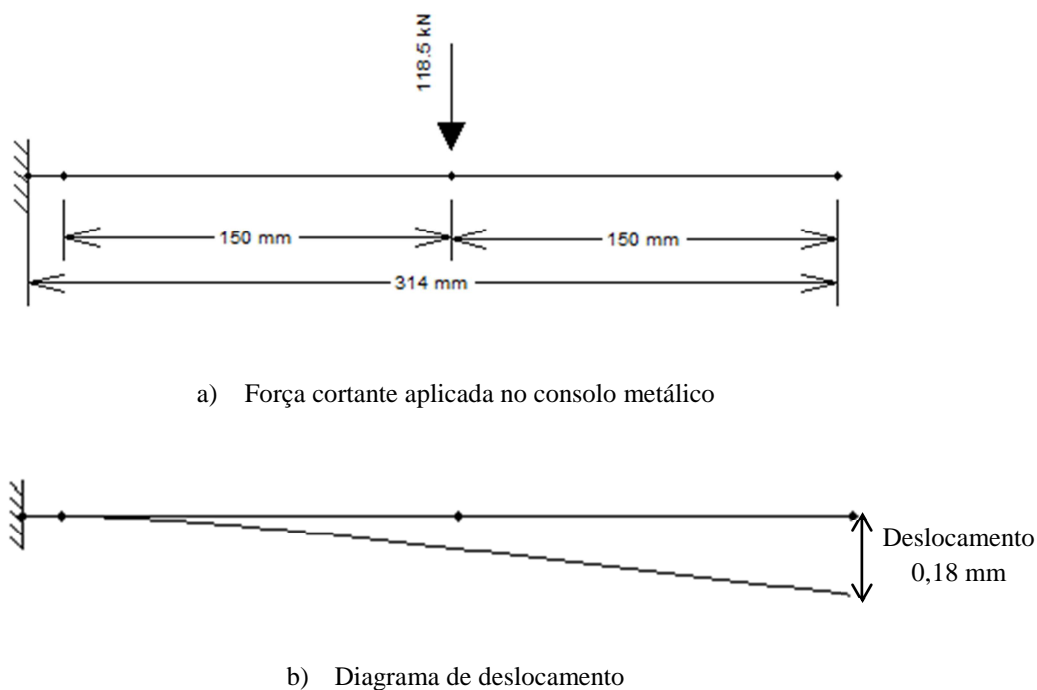


Figura 4.25 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-12,5.

Unidades: mm e kN

A curva força *versus* deslocamento apresentada na Figura 4.26 mostra o resultados dos transdutores 7 e 8 posicionados no dente-7,5.

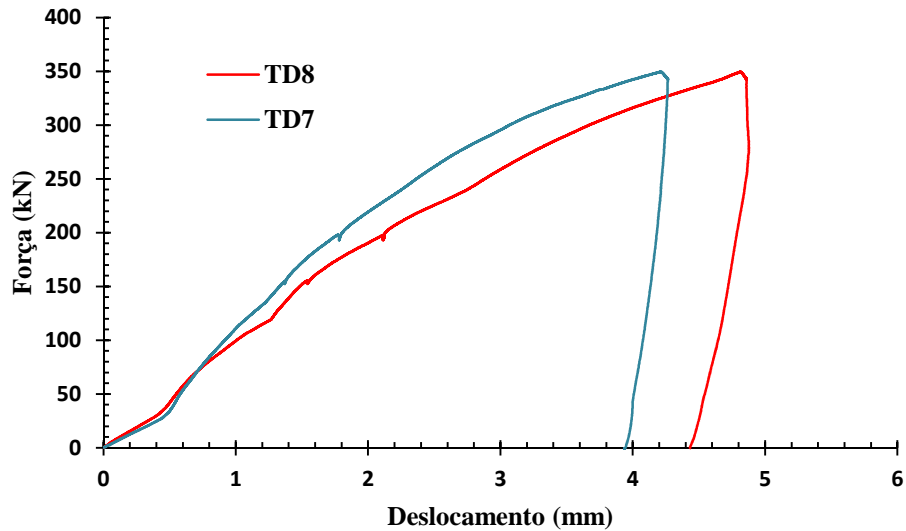


Figura 4.26 - Curva Força x Deslocamento no dente-7,5.

Os deslocamentos máximos dos transdutores 7 e 8 foram, respectivamente, 4,265 mm e 4,878 mm. Neste caso também houve escoamento da chapa de aço, sendo que, a força utilizada para o comparativo dos resultados teórico e prático foi referente ao valor de escoamento dos transdutores DA3 e DA13. A Tabela 4.3 apresenta as forças e deslocamentos referentes ao limite de escoamento obtido no ensaio e, a Figura 4.27 mostra o deslocamento teórico do dente metálico considerando a média das forças aplicadas na iminência do escoamento.

Tabela 4.3 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no dente-7,5.

Extensômetro de referência no consolo	Deformação ($\mu\epsilon$)	Força aplicada no pórtico - limite do escoamento (kN)	Deslocamento dos transdutores (mm)	
			7	8
DA3	1300	305,823	3,166	3,786
DA13	1300	305,167	3,154	3,772
Média	1300	305,495	3,16	3,78

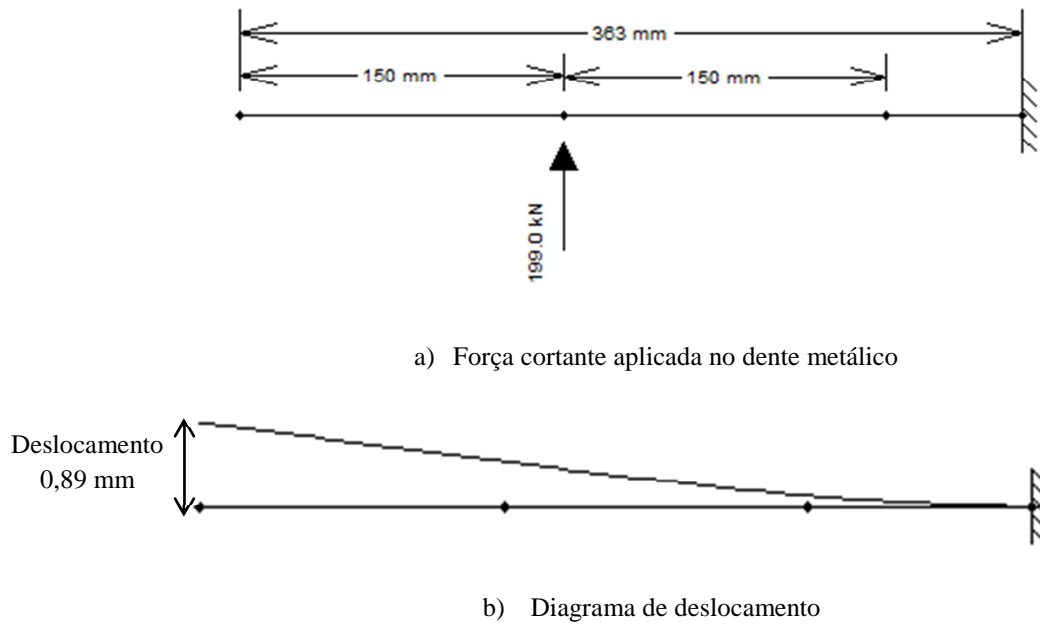


Figura 4.27 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no dente-7,5.

Unidades: mm e kN

Comparando os valores teóricos e práticos pode-se notar que os resultados de deslocamento obtidos no ensaio foram superiores aos determinados no modelo teórico. Pelos valores encontrados não foi possível obter uma correlação entre o modelo teórico e prático.

A Figura 4.28 apresenta o posicionamento dos extensômetros no dente-7,5 e na Figura 4.29 estão apresentadas as curvas força *versus* deformação.

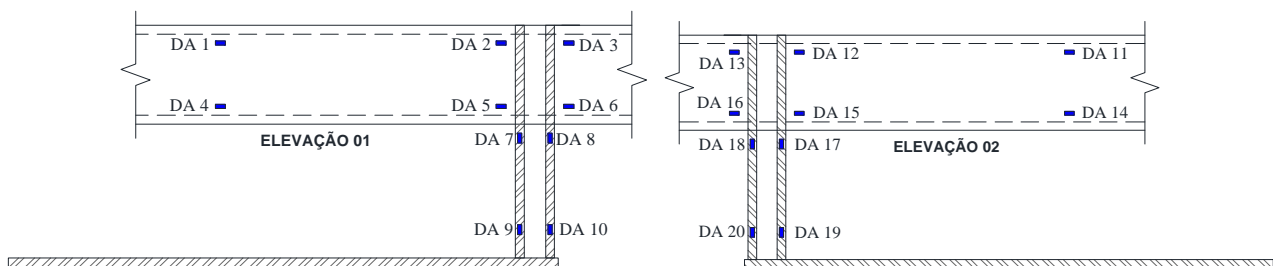


Figura 4.28 – Posicionamento dos extensômetros no dente-7,5 (ver detalhe completo na Figura 3.30).

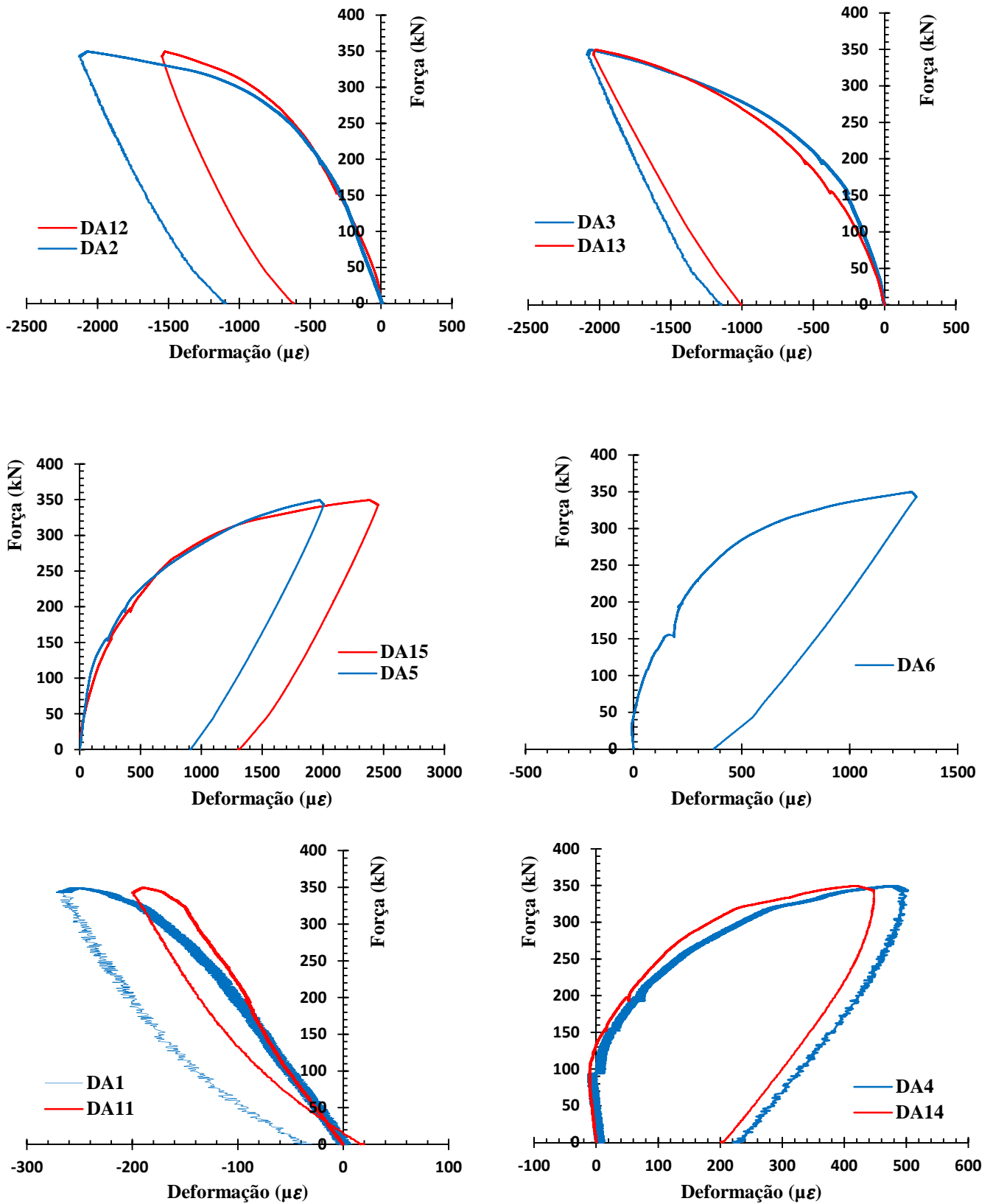


Figura 4.29 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados no dente-7,5.

Os extensômetros DA2 e DA12 obtiveram deformações maiores que a deformação de escoamento da chapa de aço (1,30‰) quando a força aplicada no pórtico estrutural foi de 329 kN (reação na ligação = 225 kN) e 347 kN (reação na ligação = 237 kN), respectivamente. Além destes, os extensômetros DA3 e DA13 escoaram quando chegaram próximo a força de 305 kN, gerando uma reação no apoio de 209 kN. Fazendo a média destas reações verticais, que gerou o escoamento dos extensômetros, obtém-se um valor igual a 223,7 kN. Pelo modelo analítico, a força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor seria de 167 kN, o que implica que o valor encontrado no modelo experimental foi 33% maior que o valor teórico. Também atingiram a deformação de escoamento os extensômetros DA5 e DA15 com o carregamento aplicado na estrutura de 328 kN e 323 kN, respectivamente, gerando uma reação de 224 kN e 221 kN. Considerando a média destas reações chega-se a um valor de 223 kN, ou seja, 33% maior que o determinado no modelo teórico (167 kN). O extensômetro DA6 atingiu um valor muito próximo a deformação de escoamento, mas o mesmo não chegou a escoar. Pela análise das curvas, os extensômetros posicionados na região superior foram comprimidos e os posicionados na parte inferior foram tracionados.

Em relação aos extensômetros DA1, DA11, DA4 e DA14, não houve deformações maiores que 500 $\mu\epsilon$ (0,5‰), o que implica a não ocorrência de elevadas concentrações de tensões nesta região.

Os gráficos da Figura 4.30 apresentam as curvas de deformação dos extensômetros localizados nos vergalhões de aço que formam a cinta do dente metálico.

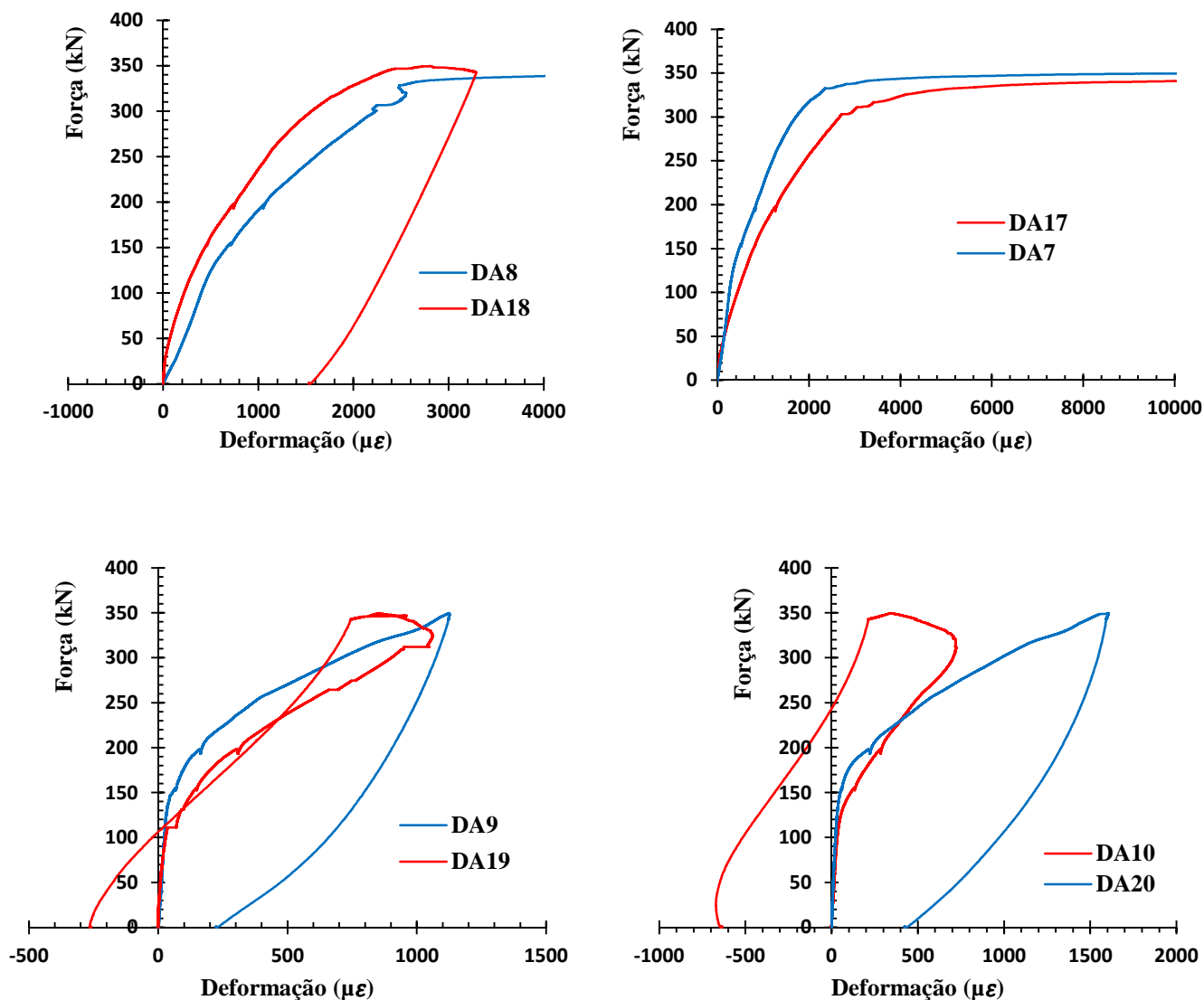
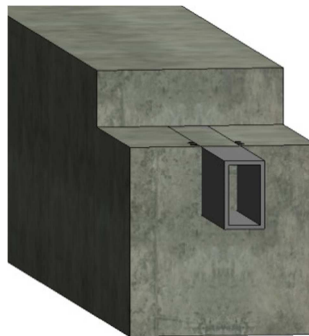


Figura 4.30 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados na cinta metálica do dente-7,5.

Através da análise das curvas pode-se observar que os extensômetros DA7, DA8 e DA17 escoaram, pois os mesmos atingiram deformações maiores que a deformação de escoamento da barra de $\varnothing 12,50$ mm na qual estavam posicionados. Pelo modelo analítico, considerando o valor da tensão de escoamento obtido do ensaio de caracterização, a força cortante resistida pela cinta metálica seria de 210,4 kN, no entanto, com a aplicação do carregamento no pórtico estrutural de 318,81 kN ocorreu o escoamento do primeiro extensômetro, DA17, o que corresponde a uma reação na ligação de 221,4 kN. Na sequência iniciou-se o escoamento do extensômetro DA8, com o carregamento aplicado no pórtico de 337,764 kN e o DA7 com 342,785 kN. O extensômetro DA18 chegou muito próximo da deformação de escoamento da barra, mas o mesmo não atingiu o valor propriamente dito.

Os extensômetros DA9, DA10, DA19 e DA20, colados na parte inferior da cinta metálica, não atingiram a deformação de escoamento da barra de aço de $\varnothing 12,5$ mm. A diferença de valores da deformação destes extensômetros em relação aos posicionados na parte superior da cinta metálica pode ter sido causada pelo fato dos mesmos estarem localizados em uma região de perturbação, próximo ao nó, onde há transição dos esforços e, além disso, pode ter ocorrido uma transferência de força para o concreto por aderência.

As fissuras no concreto da viga pré-moldada deram início a partir da aplicação do carregamento de 200 kN, gerando na ligação uma reação de 142,8 kN, sendo que as primeiras apareceram na face inferior do dente metálico, conforme pode ser visto na Figura 4.31. No topo da viga, onde estava locado o dente metálico, também ocorreu a formação de fissuras (Figura 4.32), indicado que houve um descolamento da interface do dente metálico com o concreto. As fissuras na região abaixo do dente metálico foram fissuras típicas de cisalhamento que iniciou quando a parcela resistida pelo concreto íntegro entre as fissuras não foi capaz de absorver mais os esforços solicitantes, ou seja, quando a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça atingiu sua resistência máxima.

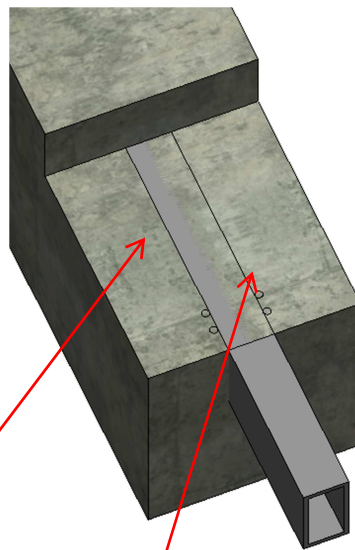


a) Perspectiva do posicionamento da viga onde foram tiradas as fotos das fissuras após o ensaio



b) Fissuras na face inferior do dente metálico

Figura 4.31 - Quadro de fissuração na face inferior do dente-7,5.



a) Perspectiva da foto tirada para indicativo das fissuras



b) Fissuras na face superior da viga junto ao dente metálico

Figura 4.32 - Quadro de fissuração na face superior do dente-7,5.

A Figura 4.34 apresenta as curvas das deformações dos extensômetros locados nos estribos da viga pré-moldada e a Figura 4.33 mostra a sua localização nos estribos da viga.

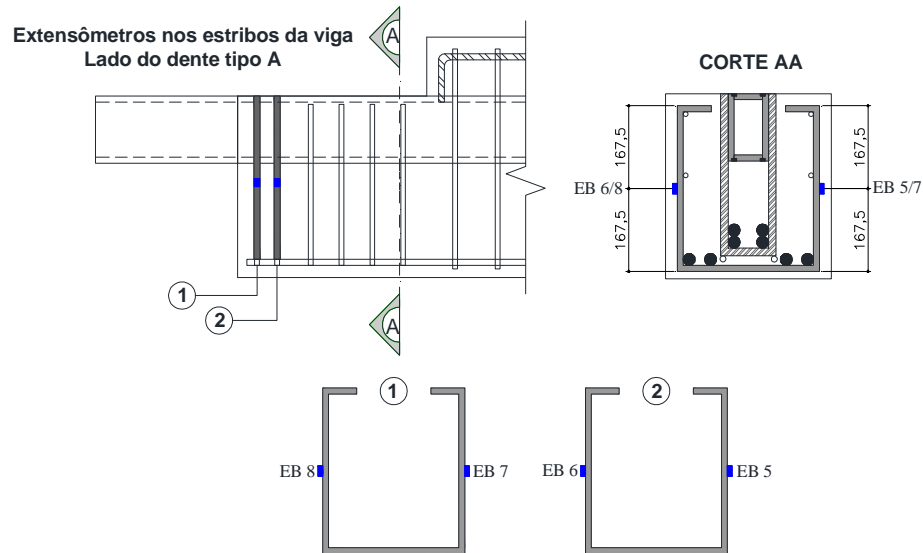


Figura 4.33 – Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga – dente-7,5 (ver detalhe completo na Figura 3.34)

Unidades: mm

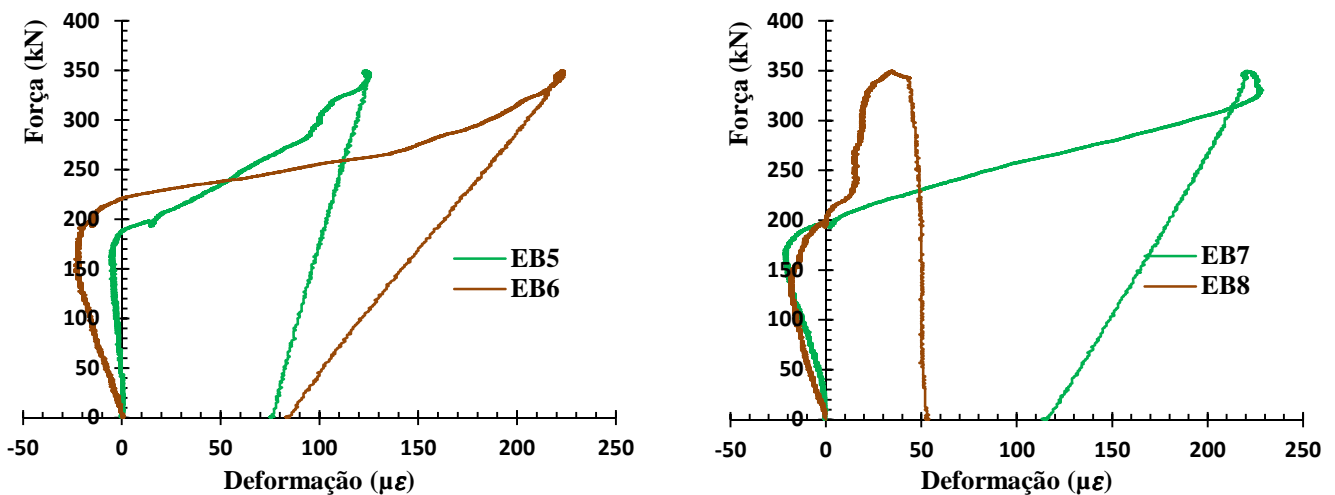


Figura 4.34 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nos estribos da viga – lado do dente-7,5.

Os extensômetros colados nos estribos atingiram deformação máxima de $229 \mu\epsilon$ (0,299%), valor inferior a deformação de escoamento da barra de $\varnothing 12,50$ mm (3,69%), na qual os mesmos estavam fixados. De acordo com os gráficos pode-se notar que os extensômetros posicionados nos estribos começaram a ser solicitados quando a força aplicada no pórtico estrutural foi de aproximadamente 200 kN, valor este que culminou para o aparecimento das primeiras fissuras no concreto da viga, indicando que quando a parcela da força cortante absorvida por

mecanismos complementares ao da treliça não foi capaz de resistir aos esforços, houve uma transferência para os estribos.

A Figura 4.35 mostra o posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5 e na Figura 4.36 estão expostas as curvas de deformação dos mesmos posicionados na chapa de aço.

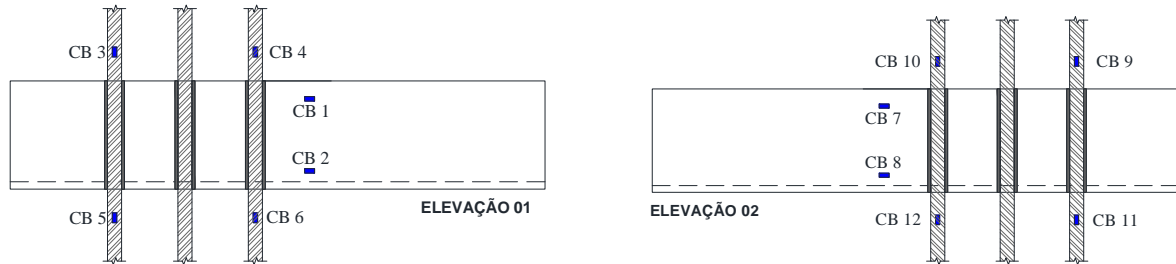


Figura 4.35 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-12,5 (ver detalhe completo na Figura 3.31)

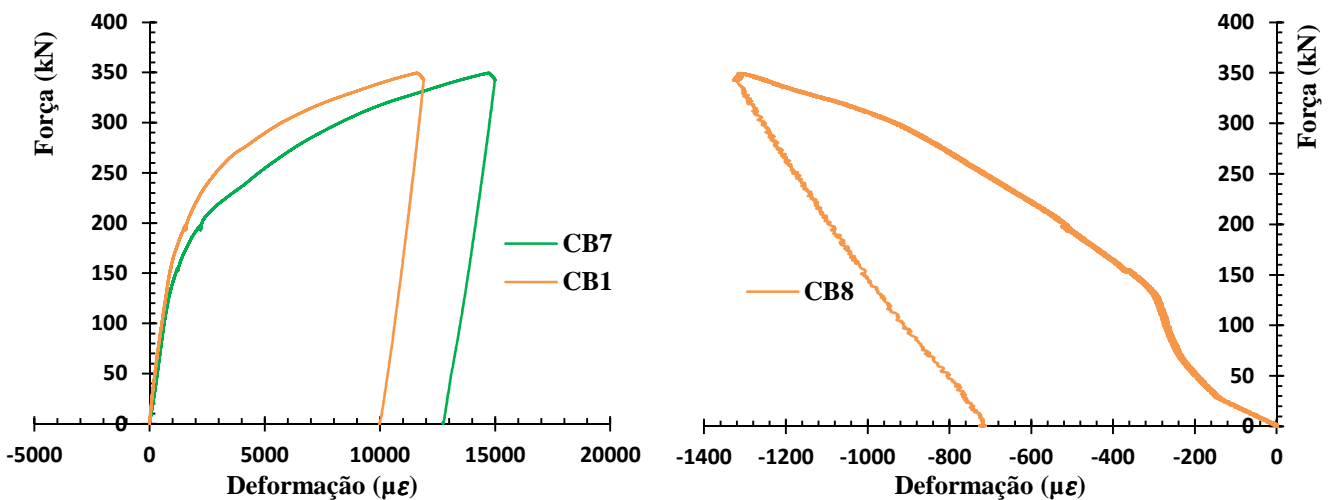


Figura 4.36 - Curva Força x Deformação dos extensômetros localizados nas chapas de aço do consolo-12,5.

Os extensômetros CB1 e CB7 posicionados na fibra superior do consolo metálico atingiram a deformação de escoamento da chapa de aço (1,5 ‰) quando foi aplicada a força no pórtico estrutural de 194 kN e 170 kN, respectivamente, gerando uma reação vertical de 138 kN e 122 kN. Pelo modelo de cálculo da NBR 8800: 2008, a força resistente correspondente ao início de escoamento aplicada no meio do vão do consolo foi de 216,2 kN, e a médias das reações verticais obtidas no ensaio foi de 130 kN. Comparando os resultados teóricos e práticos, pode-se verificar que a força resistente no modelo prático corresponde a 60% da força determinada no modelo teórico, no entanto, em todos os modelos teóricos a reação vertical foi admitida como sendo

aplicada no meio do vão do consolo metálico, sendo que, na prática pode ser que não tenha ocorrido este tipo de situação, pois a reação vertical pode ter sido deslocada para a região próxima a extremidade livre do elemento, uma vez que chapas com espessuras mais rígidas tende a afastar a força para a extremidade.

As deformações dos extensômetros locados nos vergalhões de aço do consolo metálico foram muito baixas (Figura 4.37), mostrando uma pequena influência dos mesmos como componente da ligação. Os gráficos dos extensômetros CB5, CB9 e CB11 exemplificam as baixas deformações obtidas.

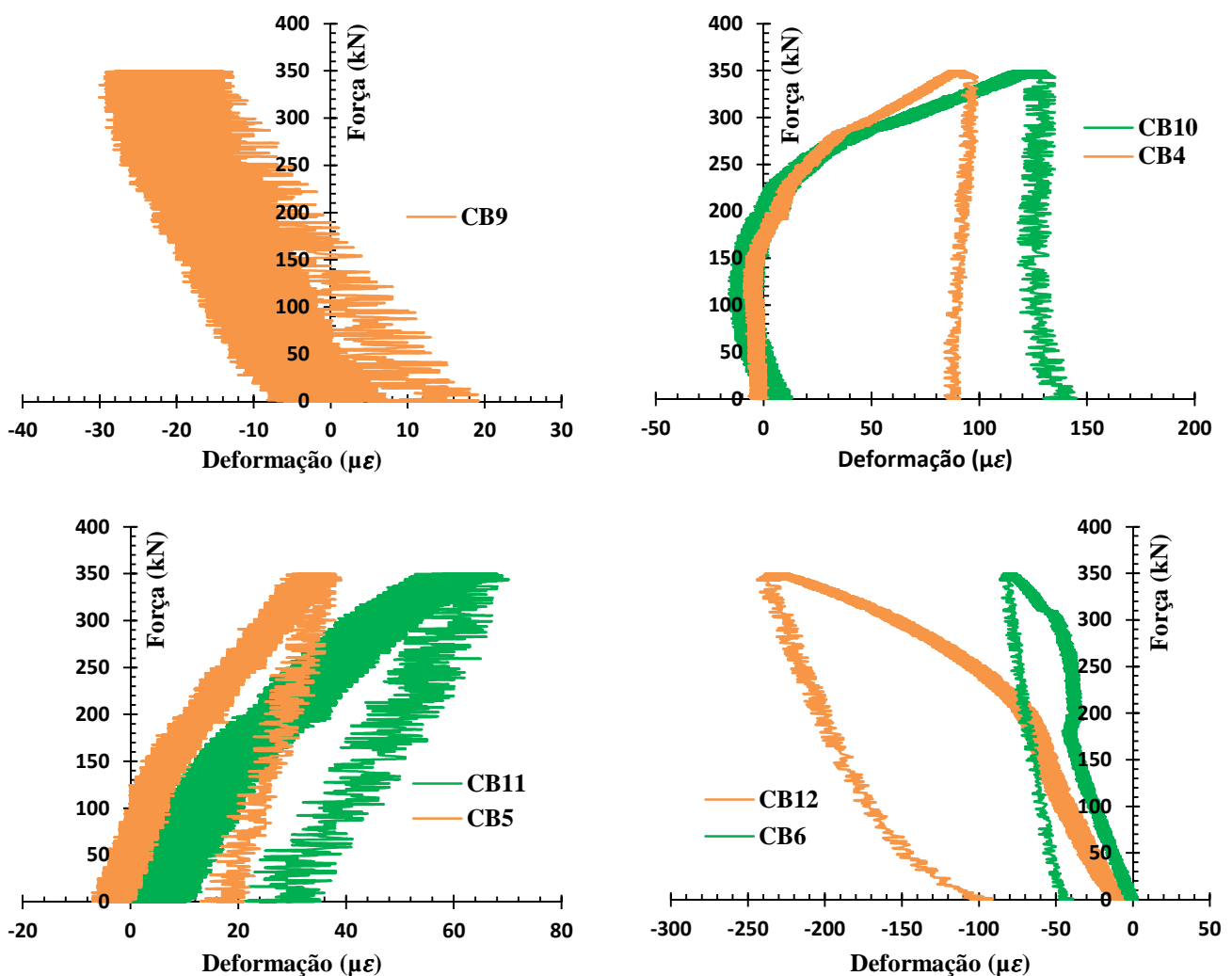
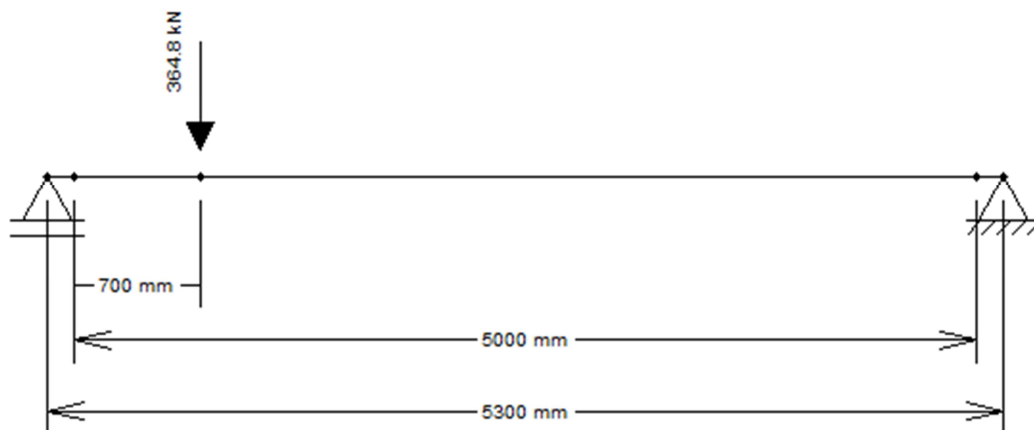


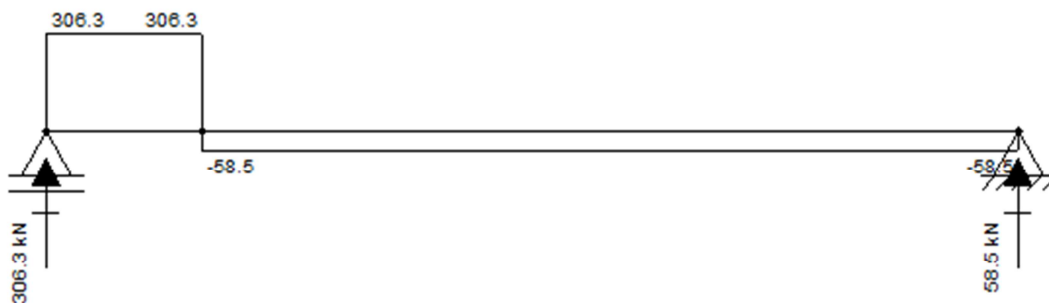
Figura 4.37 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas barras de aço do consolo-12,5.

4.2.3 Etapa 3: análise da capacidade do consolo-7,5

Na etapa 03 visou-se analisar a capacidade do consolo-7,5 com a aplicação da força a 1/7,14 do vão da viga, na extremidade oposta à ligação estudada na etapa 02, de 364,8 kN, gerando uma reação nas extremidades da viga de 306 kN e 58,5 kN, conforme pode ser visto na Figura 4.38. Determinou-se o valor limite de aplicação do carregamento através da leitura parcial dos extensômetros, pois foi verificado que a partir deste carregamento alguns deles já haviam atingido o fundo da escala.



a) Carregamento aplicada no pórtico estrutural referente à etapa 3



a) Diagrama de força cortante

Figura 4.38 – Esquema estrutural e diagrama de força cortante referente à etapa 3.

Unidades: mm e kN

A Figura 4.40 apresenta os deslocamentos referentes aos transdutores 1 e 2 localizados no consolo-7,5 e a Figura 4.39 mostra o seu posicionamento no lado da ligação estudada.

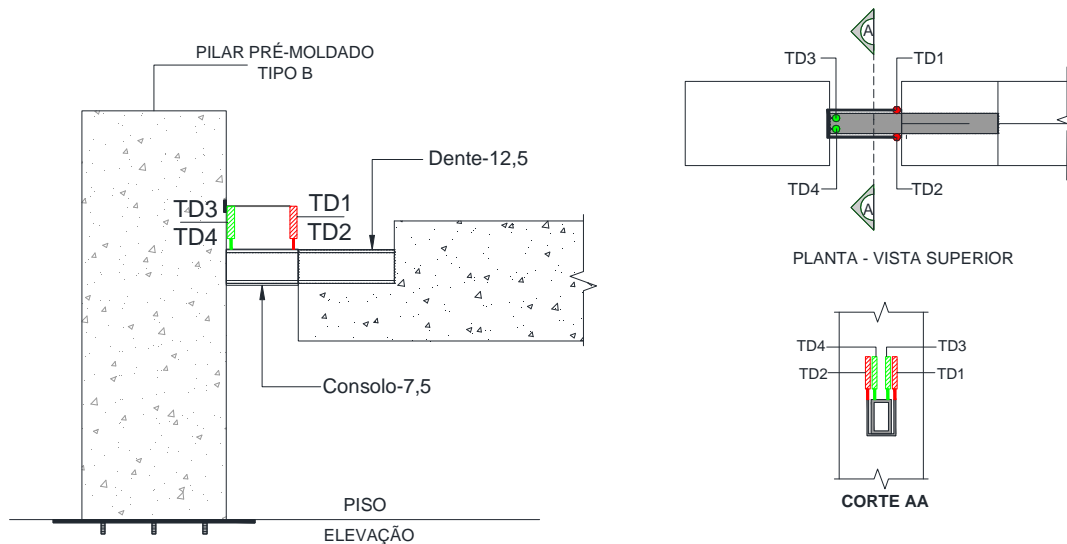


Figura 4.39 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no consolo-7,5 e dente-12,5.

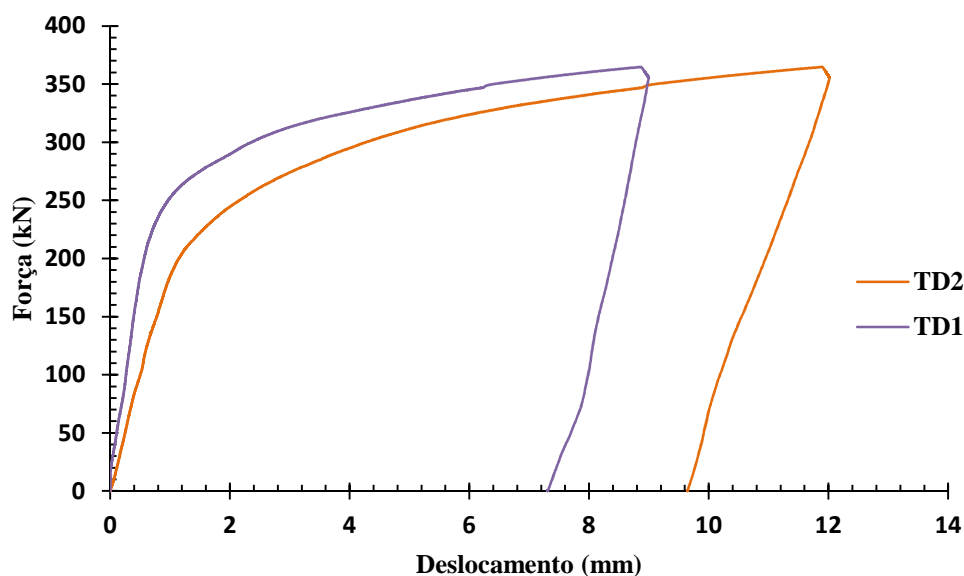
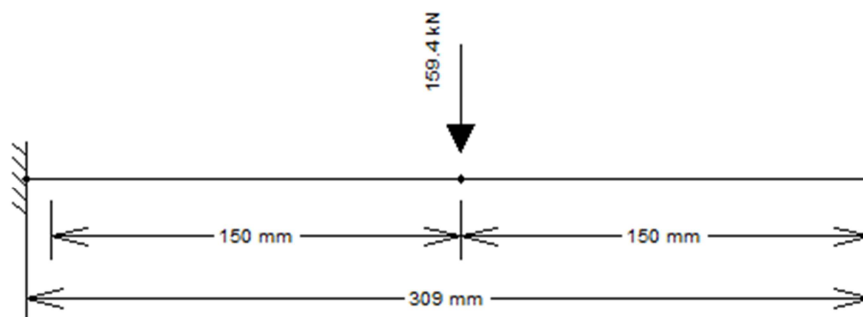


Figura 4.40 – Curva Força x Deslocamento no consolo-7,5.

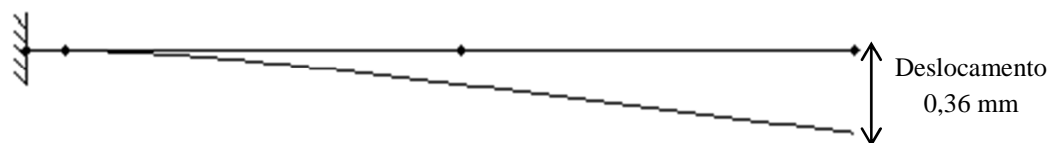
O deslocamento máximo referente ao transdutor 1 (TD1) e 2 (TD2), foi, respectivamente, 8,99 mm e 12,018 mm. Neste caso também houve escoamento da chapa de aço na borda superior do consolo metálico e devido a esta situação foi utilizada para comparativo entre o modelo teórico e prático a reação vertical antes do início do escoamento (Figura 4.41) e módulo de elasticidade igual a 200000 MPa. A Tabela 4.4 mostra os deslocamentos obtidos na execução do ensaio, antes do escoamento da chapa de aço (1,30 ‰).

Tabela 4.4 - Deslocamento dos transdutores no limite da seção elástica no consolo-7,5.

Extensômetro de referência no consolo	Deformação ($\mu\epsilon$)	Força aplicada na viga - limite do escoamento (kN)	Deslocamento dos transdutores (mm)	
			TD1	TD2
CA2	1300	179,9	0,483	0,965
CA10	1300	199,8	0,566	1,145
Média	1300	189,9	0,5245	1,055



a) Força cortante aplicada no consolo metálico



b) Diagrama de deslocamento

Figura 4.41 – Esquema estrutural e diagrama de deslocamento no consolo-7,5.

Unidades: mm e kN

O valor do deslocamento determinado no modelo teórico foi 74,53% inferior ao menor resultado de deslocamento encontrado no modelo do ensaio (0,483 mm). Devido a diferença de leitura entre os transdutores 1 e 2, pode-se concluir que houve uma torção na ligação.

A curva força *versus* deslocamento apresentada na Figura 4.42 mostra o resultados dos transdutores 3 (TD3) e 4 (TD4) posicionados no dente-12,5.

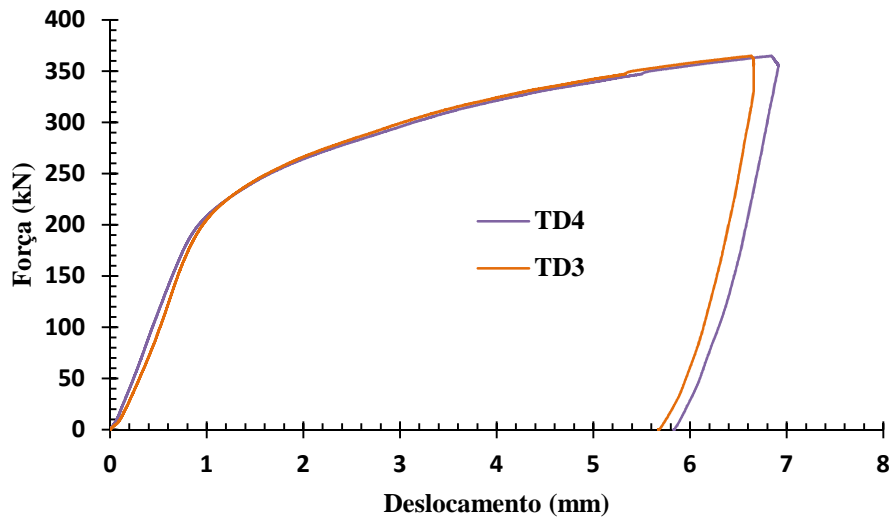


Figura 4.42 - Curva Força x Deslocamento no dente-12,5.

O transdutor 3 obteve um deslocamento máximo de 6,659 mm e o transdutor 4 de 6,916 mm. Como não foram posicionados extensômetros na região de engastamento da ligação, não foi possível determinar qual a reação vertical que corresponde ao início do escoamento do perfil, logo não há parâmetros para fazer um comparativo dos deslocamentos entre o modelo teórico e prático.

Comparando os valores teóricos e práticos pode-se notar que os resultados de deslocamento obtidos no ensaio foram superiores aos determinados no modelo teórico. Pelos valores encontrados não foi possível obter uma correlação entre o modelo teórico e prático.

A Figura 4.44 apresenta as curvas de deformações dos extensômetros localizados na chapa de aço que forma o consolo-7,5 e a Figura 4.43 mostra o seu posicionamento.

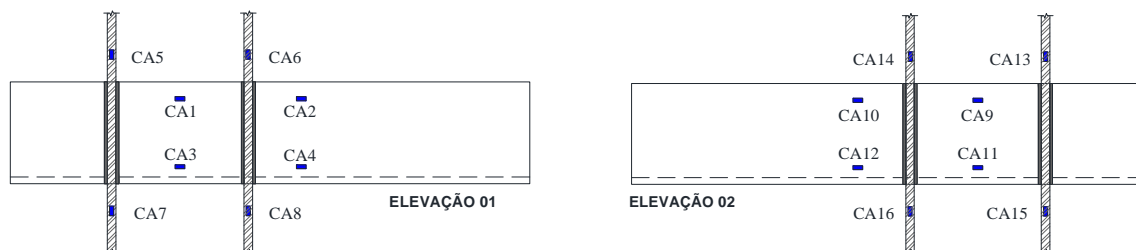


Figura 4.43 – Posicionamento dos extensômetros no consolo-7,5 (ver detalhe completo na Figura 3.33).

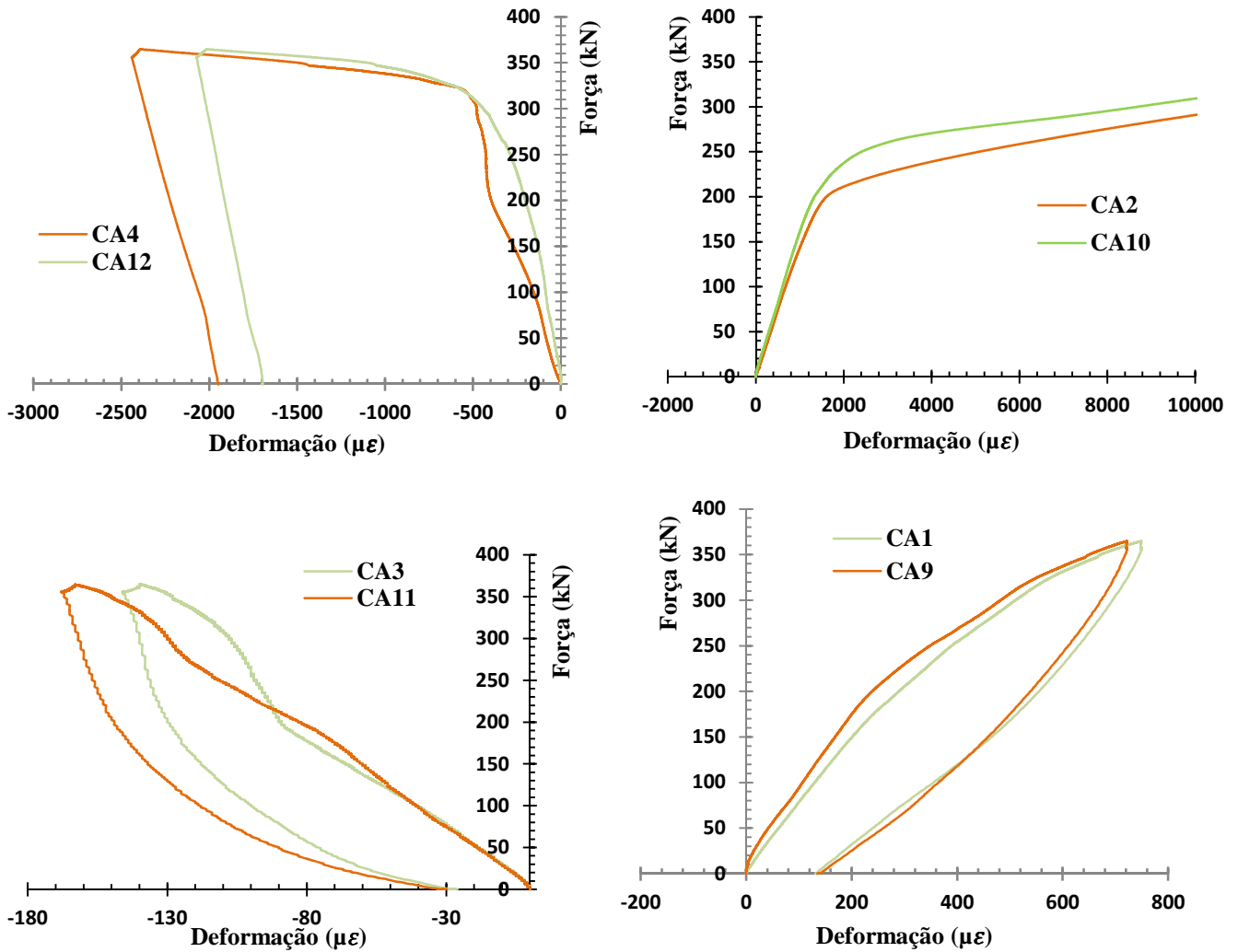


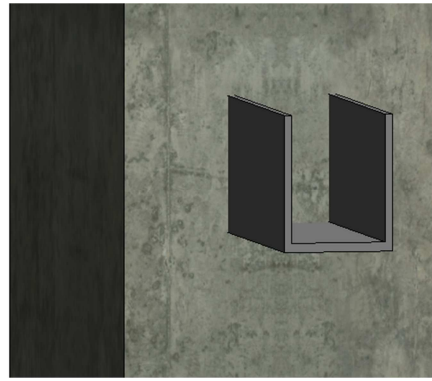
Figura 4.44 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados na chapa de aço do consolo-7,5.

Pela análise das curvas pode-se notar que os extensômetros que atingiram deformações maiores que a deformação de escoamento da chapa de aço (1,30‰) foi o CA2, CA10, CA4 e CA12. Os extensômetros CA4 e CA12, posicionados na parte inferior do consolo, apresentaram deformações negativas, indicando que esta região estava sendo comprimida pelos esforços. A deformação de escoamento ocorreu quando o carregamento aplicado no pórtico estrutural foi de 345 kN para o CA4, com reação vertical gerada no apoio de 299 kN (desconsiderando a atuação do peso próprio da viga) e o CA12 com o carregamento aplicado na estrutura de 354 kN e reação vertical de 307 kN. A força máxima aplicada no pórtico estrutural foi de 364,8 kN, gerando uma reação vertical de 317 kN. No modelo analítico, a força resistente referente a plastificação total da seção foi de 211,4 kN, considerando a mesma aplicada no meio do vão do consolo, sendo que este valor é inferior aos valores da reação correspondente ao início do escoamento dos extensômetros CA4 e

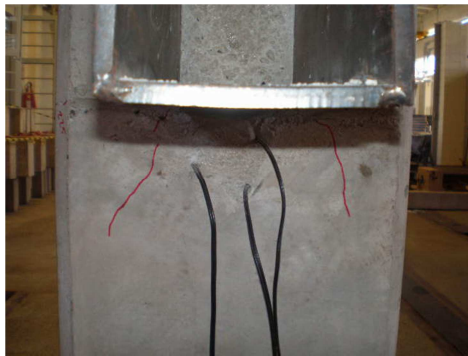
CA12, sendo que a seção não estava totalmente plastificada, o que indica que o modelo de cálculo é conservador quando comparado com os valores obtidos nos ensaios.

Em relação aos extensômetros CA2 e CA10, posicionados na parte superior do perfil, as deformações obtidas (Figura 4.45) indicaram que estava havendo tração nas fibras superiores. O extensômetro CA2 atingiu o escoamento quando o carregamento aplicado no pórtico estrutural foi de 179,9 kN, gerando uma reação na ligação de 151 kN (sem efeito do peso próprio) e o extensômetro CA10 escoou quando o carregamento foi de 199,8 kN, com reação na ligação de 168 kN. Pelo modelo teórico, a força resistente correspondente ao início do escoamento da seção foi de 141 kN, sendo que a mesma foi considerada como estando aplicada no meio do vão do consolo. A média das forças resistentes obtidas no ensaio foi de 159,5 kN, ou seja, 13% maior que o valor teórico (141 kN), o que indica uma coerência de resultados.

Quanto aos extensômetros CA1, CA9, CA3 e CA11, as deformações foram inferiores em relação a deformação de escoamento da chapa de aço. Marcakis e Mitchell (1980) encontraram em suas pesquisas tensões nulas nesta região (Figura 2.35), mostrando assim uma coerência de resultados. Houve o aparecimento de pequenas fissuras no concreto, na face inferior do consolo metálico, conforme mostra a Figura 4.45. O mesmo também deslizou 1 cm para fora do concreto, Figura 4.46, ocasionando o aparecimento de pequenas fissuras nesta região (Figura 4.47).

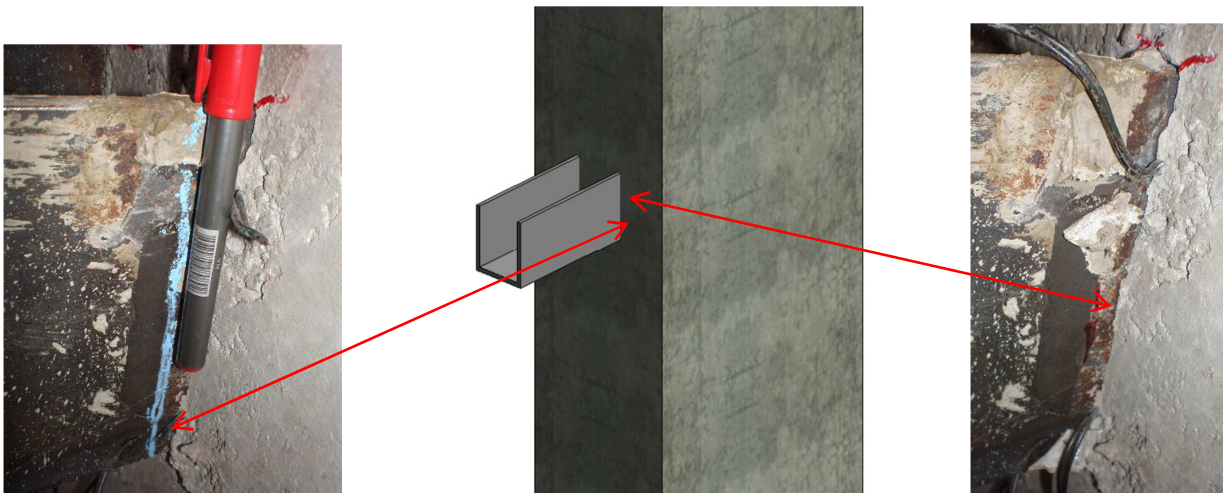


a) Perspectiva da foto tirada para indicativo das fissuras



b) Fissuras na face inferior do consolo metálico

Figura 4.45 – Quadro de fissuração na região do consolo-7,5.



a) Deslizamento do consolo metálico

b) Perspectiva da foto tirada

c) Deslizamento do consolo metálico

Figura 4.46 - Deslizamento do consolo-7,5 do concreto.

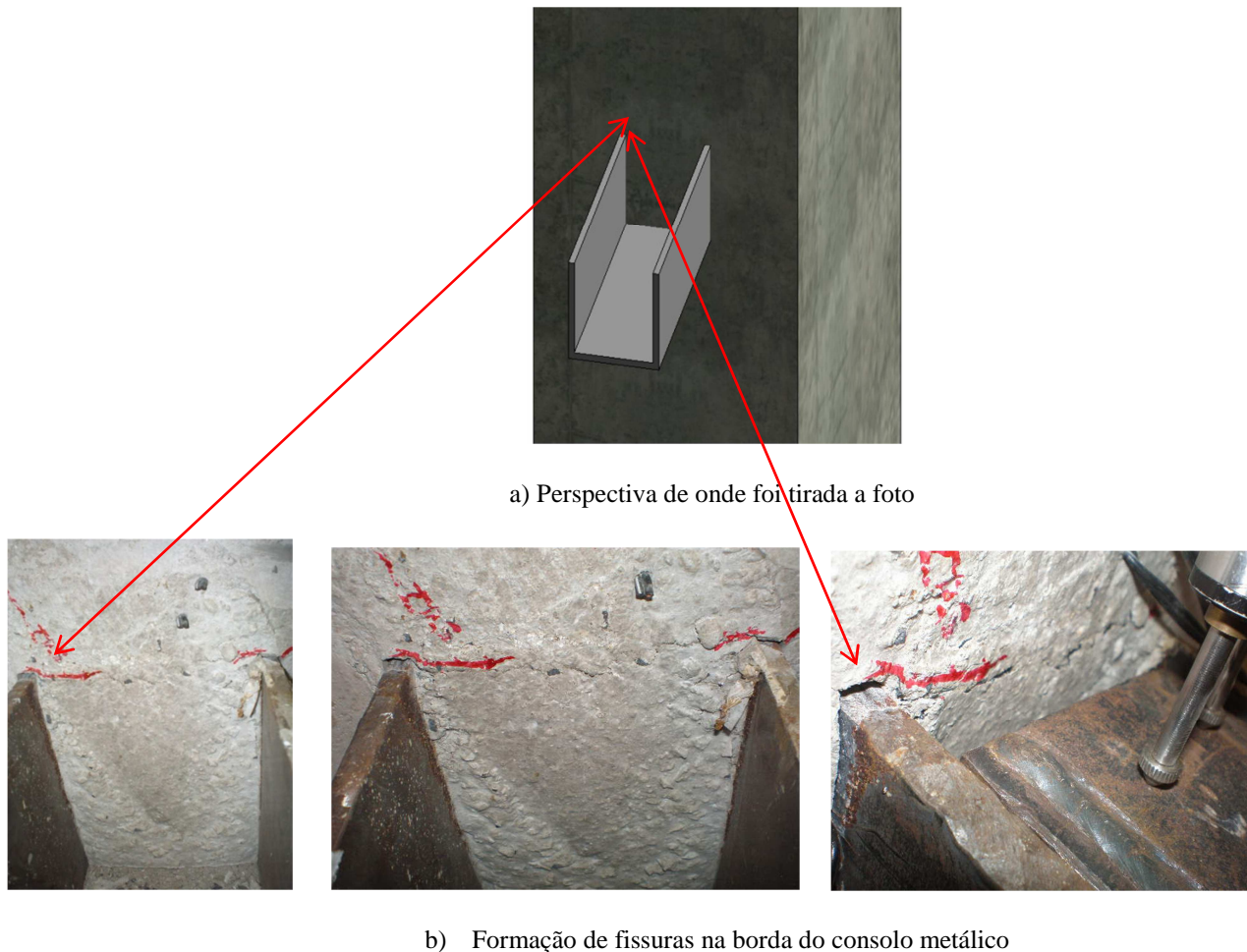


Figura 4.47 - Marcação de fissuras junto a borda do consolo-7,5.

De acordo com os resultados da leitura dos extensômetros e pela análise do comportamento do consolo metálico, a forma de ruína ocorreu pelo escoamento do perfil, sendo que o mesmo escorregou para fora do concreto, formando tensões na face inferior, contribuindo para o aparecimento de fissuras.

Durante a execução dos ensaios notou-se que houve o fechamento da aba do consolo metálico após o escoamento da chapa de aço, conforme pode ser visto na Figura 4.48, sendo que o dente metálico ficou colado na aba do consolo metálico.



Figura 4.48 – Diferença de folga entre os elementos da ligação após a execução do ensaio.

Na Figura 4.49 estão expostas as curvas de deformação dos extensômetros posicionados nas barras de aço soldadas no consolo metálico.

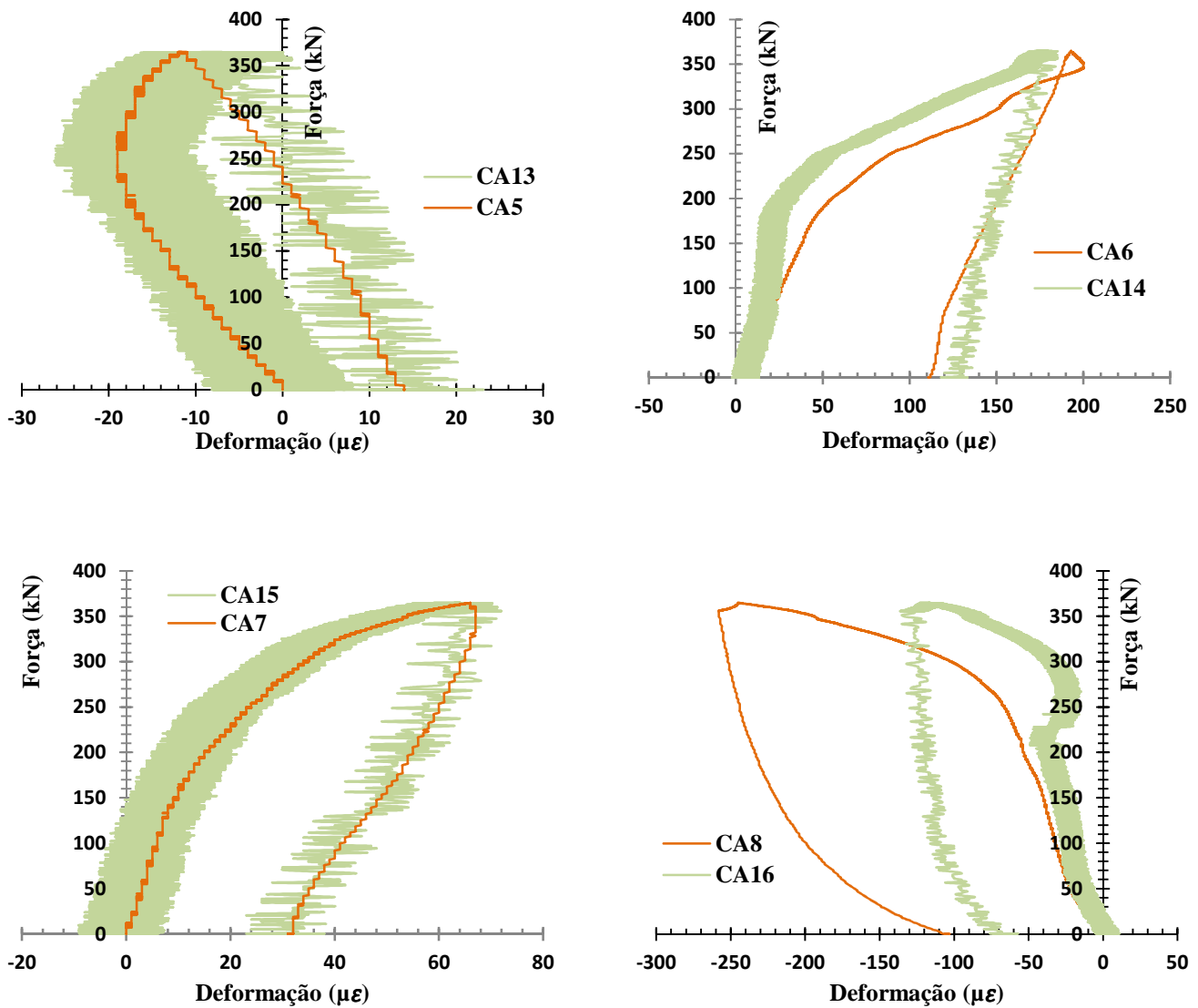


Figura 4.49 - Curva Força x Deformação dos extensômetros locados nas barras de aço do consolo-7,5.

Os extensômetros colados nas barras de aço $\phi 12,50$ mm do consolo metálico não obtiveram deformações maiores que as deformações de escoamento encontradas no ensaio de caracterização (0,369‰), conforme pode ser visto nas curvas da Figura 4.49. Os mesmos apresentaram deformações pequenas, indicando que não houve contribuição destas armaduras no consolo metálico.

As curvas da Figura 4.51 mostram as deformações dos extensômetros posicionados na chapa de aço do dente-12,5 e a Figura 4.50 apresenta uma visão geral do posicionamento no elemento de ligação.

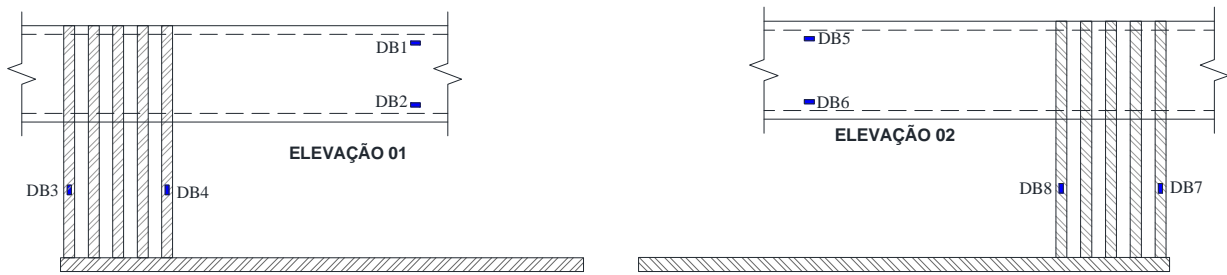


Figura 4.50 – Posicionamento dos extensômetros no dente-12,5 (ver detalhe completo na Figura 3.32).

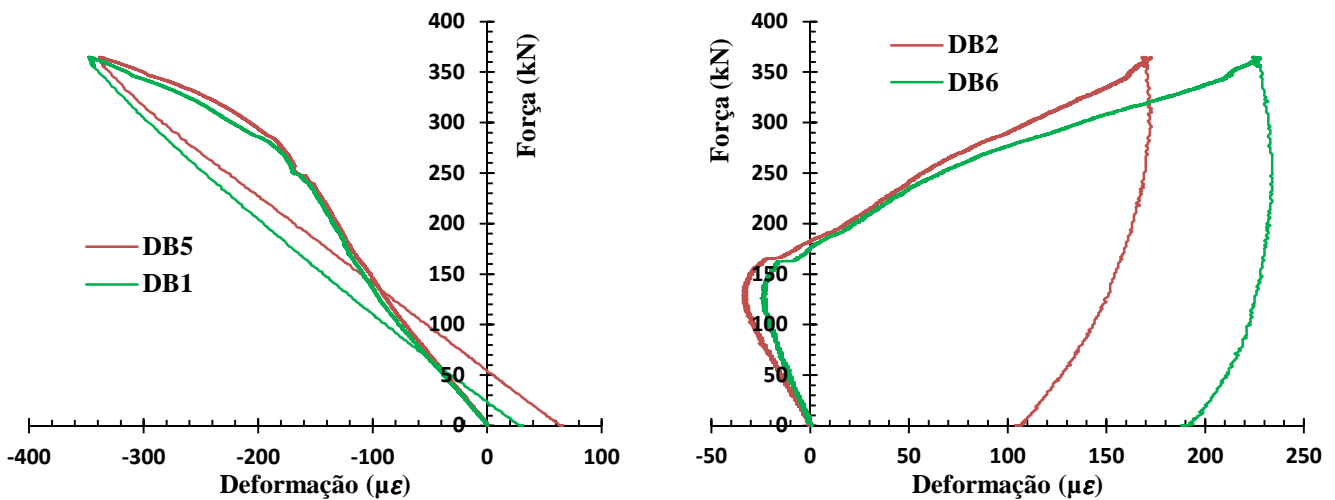


Figura 4.51 - Curva Força x Deformação dos extensômetros localizados na chapa de aço do dente-12,5.

De acordo com as curvas apresentadas na Figura 4.52, pode-se observar que os extensômetros DB1, DB5, DB2 e DB6 não alcançaram a deformação de escoamento da chapa de aço (1,50‰), visto que as deformações dos mesmos foram muito pequenas, não ultrapassando 348 $\mu\epsilon$ (0,348‰). Pelo modelo teórico, a força resistente à flexão do perfil metálico considerando as propriedades dos materiais obtidas no ensaio de caracterização seria de 236 kN, e, a reação gerada pelo carregamento aplicado no pórtico estrutural foi de 328 kN, maior que a força resistente encontrada no modelo teórico. Comparando a curva destes extensômetros com os que estavam localizados na mesma posição, só que no dente-7,5 (Figura 4.29), observa-se que os valores foram muito próximos, com deformações baixas nesta região.

Os extensômetros DB3 e DB7 atingiram a deformação de escoamento da barra de $\phi 16,00$ mm (3,08‰) quando foi aplicada a força no pórtico estrutural de 331,4 kN e 330,9 kN, respectivamente (Figura 4.52), gerando uma reação vertical na ligação de 299 kN. Já os

extensômetros DB4 e DB8 não atingiram a deformação de escoamento da barra de aço e os valores máximos encontrados não ultrapassaram a $608 \mu\epsilon$ (0,608‰). Pode-se notar por estes resultados que o vergalhão de aço que forma a cinta do dente metálico posicionado próximo a face da viga sofreu uma maior sollicitação em relação ao ultimo vergalhão da cinta metálica, não havendo uma distribuição uniforme de força. De acordo com o modelo analítico, a cinta do dente metálico deveria suportar uma força de 867,5 kN antes do início do escoamento das barras de aço (ver Tabela 4 no apêndice).

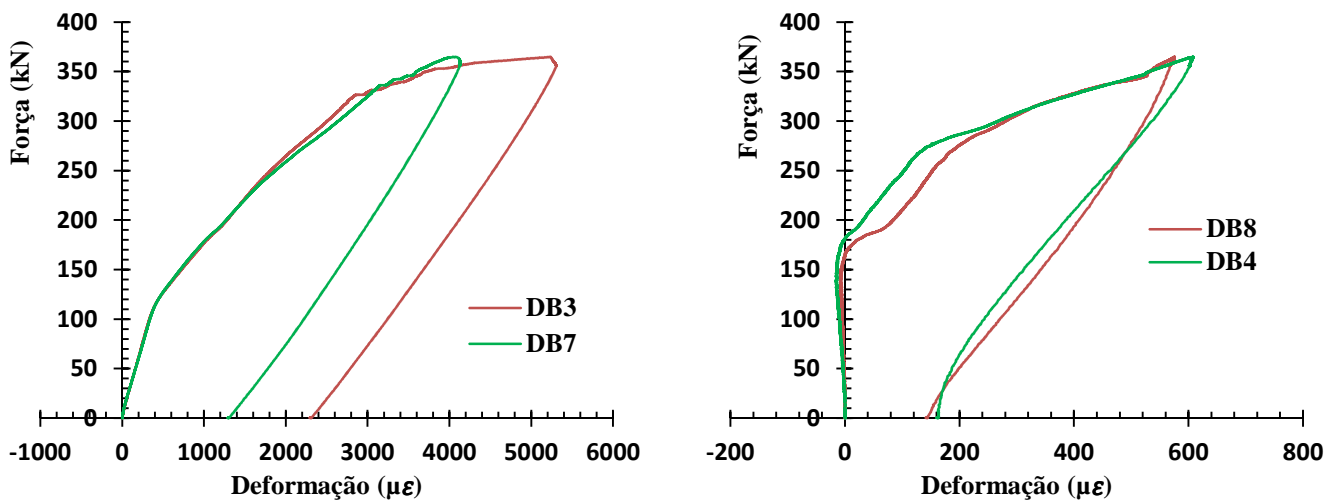
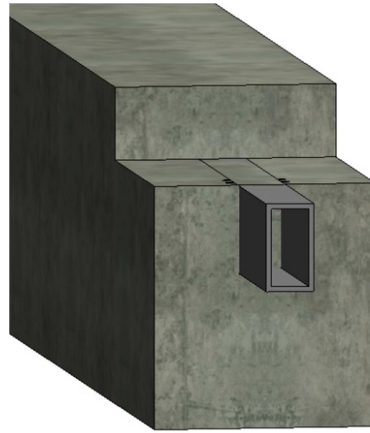
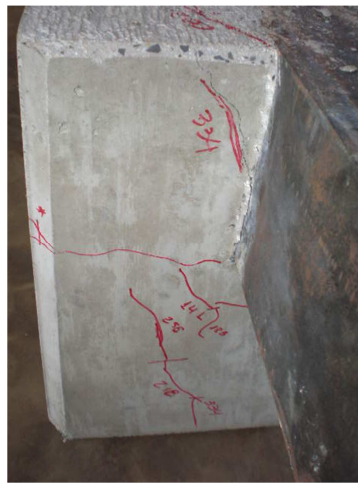


Figura 4.52 - Curva Força x Deformação dos extensômetros localizados nas barras de aço do dente-12,5.

Houve a formação de fissuras no concreto da viga pré-moldada, na face inferior do dente metálico, conforme pode ser visto na Figura 4.53, sendo que as mesmas começaram a aparecer quando a força aplicada no pórtico estrutural chegou a 110 kN. Também fissurou a face superior da viga, junto ao dente metálico, conforme mostra a Figura 4.54. As fissuras apareceram com um carregamento menor no dente-12,5 quando comparada com o surgimento das primeiras fissuras no dente-7,5, sendo que neste lado da ligação a força no pórtico estrutural estava aplicada numa região mais próxima da extremidade da viga. As fissuras que apareceram na viga foram fissuras típicas de cisalhamento, causada pela parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça.



a) Perspectiva do posicionamento da foto após a execução dos ensaios



b) Fissuras na face inferior do dente metálico

Figura 4.53 - Quadro de fissuração na face inferior do dente-12,5.

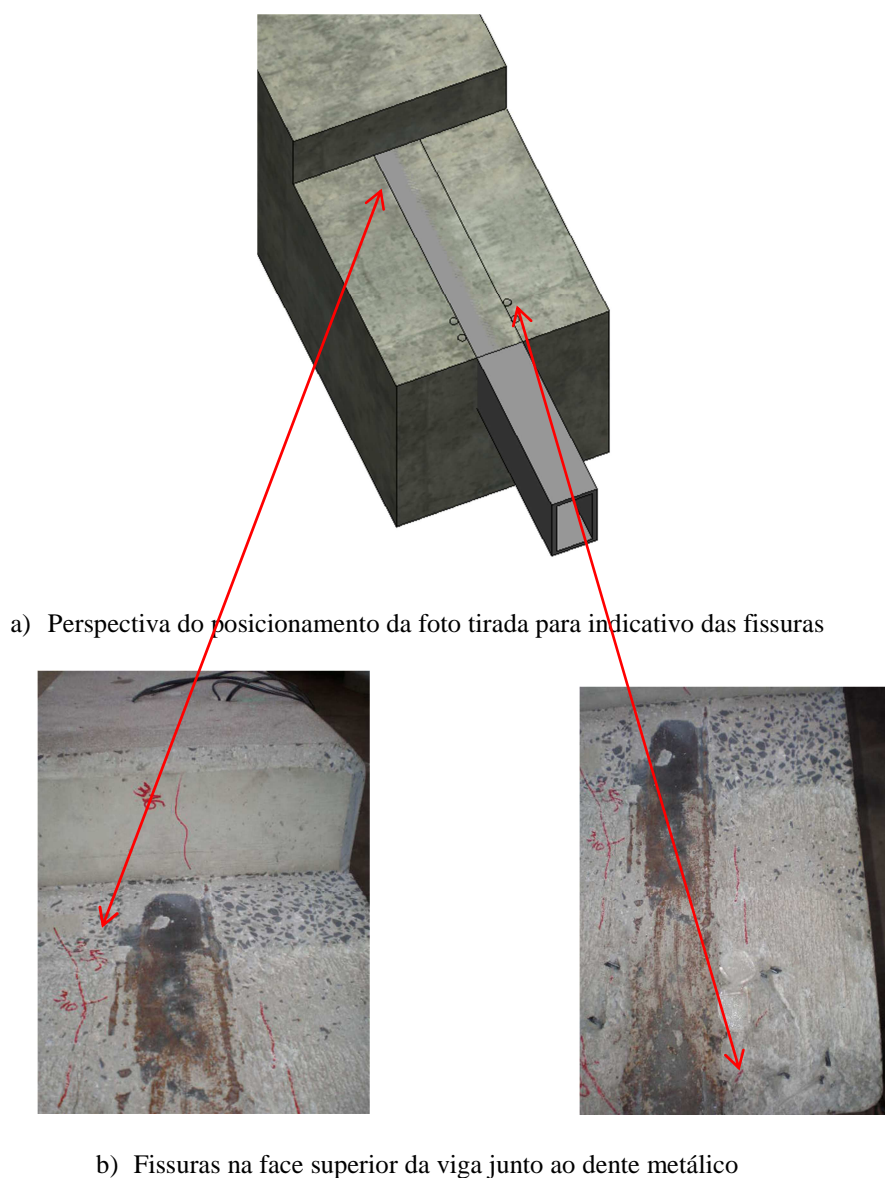


Figura 4.54 - Formação de fissuras na face superior do dente-12,5.

Os extensômetros EB1, EB2, EB3 e EB4 locados nos estribos da viga pré-moldada (Figura 4.55) não obtiveram deformações maiores que a deformação de escoamento da barra de $\varnothing 12,50$ mm, onde os mesmos foram fixados. De acordo com a Figura 4.56, a deformação máxima atingida foi de $428 \mu\epsilon$ (0,428%), sendo que os extensômetros começaram a apresentar maiores valores de deformação quando começou a aparecer as primeiras fissuras no concreto, que foi com o carregamento aplicado no pórtico estrutural igual a 110 kN, indicando uma transferência de esforços do concreto da viga para os estribos.

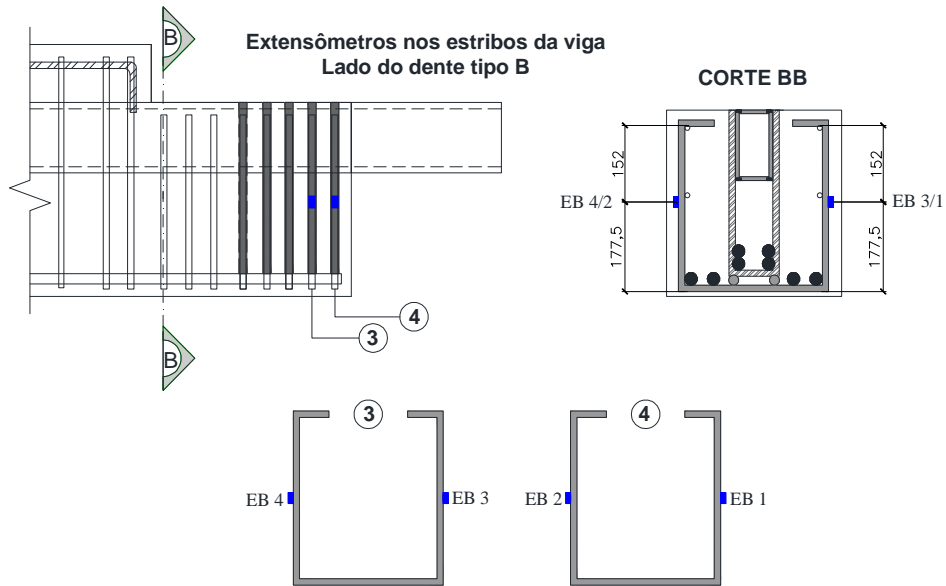


Figura 4.55 – Posicionamento dos extensômetros nos estribos da viga do dente-12,5 (ver detalhe completo na Figura 3.34)

Unidades: mm e kN

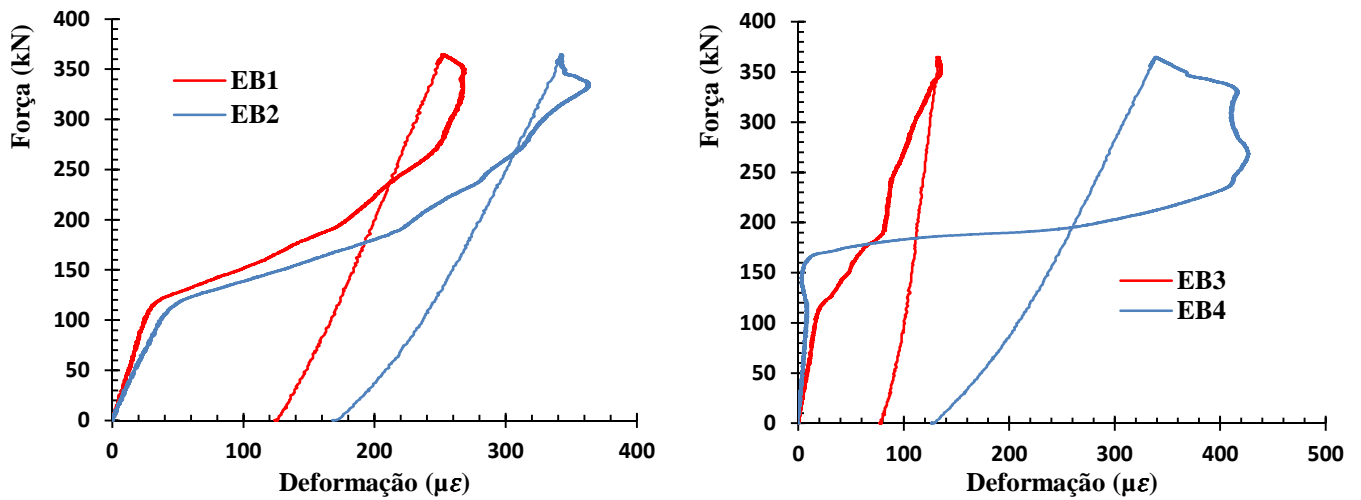


Figura 4.56 - Curva Força x Deformação dos extensômetros localizados nos estribos da viga – lado do dente-12,5.

5 CONCLUSÃO

5.1 Conclusões

Após a execução dos ensaios foi possível obter as seguintes conclusões:

- Os valores de deslocamentos do modelo teórico foram inferiores aos resultados dos deslocamentos obtidos no modelo prático, em todas as etapas de aplicação do carregamento, visto que esta diferença pode ter sido ocasionada pelo posicionamento da força cortante nos elementos da ligação, sendo que no modelo teórico esta foi adotada como sendo aplicada no meio do vão dos elementos (consolo e dente metálico), no entanto pode ter ocorrido um deslocamento da reação para a região próxima a extremidade livre. Além disso, as tensões tangenciais podem ter contribuído para o aumento dos deslocamentos, visto que o modelo teórico foi feito com base no modelo padrão de vigas, onde a parcela das tensões tangenciais é desprezada no deslocamento e, nesta situação do consolo e dente metálico, ela pode ter um efeito significativo.
- Pelo manual do PCI (2010), a parcela resistida pela cinta metálica formada por chapas de aço é de 1,33 vezes a força última de cisalhamento, sendo que este valor foi obtido da relação $4a / 3a$ (Figura 2.57). Os resultados experimentais indicaram que as barras de aço utilizadas como cinta no dente-7,5 resistiu a 1,21 vezes a força última de cisalhamento, porém a ligação não obedeceu a relação proposta no PCI (2010), sendo que a relação obtida no dente-7,5 foi de 1,25, considerando a reação vertical posicionada no meio do dente.
- De acordo com o modelo analítico utilizando os valores de caracterização dos materiais do dente-7,5, a força mínima resistida pela ligação seria a que levasse ao escoamento da chapa de aço que forma o perfil de seção retangular vazado, valor igual a 167 kN. No entanto, o mesmo escoou quando a reação na ligação atingiu o valor de 223 kN, ou seja, uma diferença do modelo teórico para os resultados experimentais de aproximadamente 33%. De acordo com o dimensionamento proposto no PCI (2010), para a reação vertical encontrada no modelo prático, deveria ser usado um perfil com espessura maior.

- Para os consolos metálicos com espessura de 7,50 mm e 12,50 mm, o estado limite último foi caracterizado pela deformação excessiva da alma na região superior do consolo, onde não havia mesa ligando os elementos.
- As barras de aço soldadas lateralmente ao consolo metálico atingiram deformações menores que as deformações de escoamento, indicando que não está havendo contribuição da mesma. Em vista destes resultados, as armaduras adicionais não devem ser consideradas como parcela resistente no modelo analítico apresentado pelo manual do PCI (2010), sendo que a mesma pode estar soldada lateralmente ao consolo metálico servindo apenas como uma possível ancoragem.
- Houve a formação de fissuras no concreto da viga pré-moldada, tanto na parte superior, na região onde estavam posicionados os dentes metálicos, quanto na região abaixo do mesmo. As fissuras que surgiram na parte superior foram ocasionadas pelo descolamento do dente do concreto e as fissuras que apareceram abaixo do dente metálico foram fissuras de cisalhamento geradas pela parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça, uma vez que o concreto não foi capaz de absorver os esforços, transferindo para os estribos da viga.
- O modelo de cálculo proposto pelo PCI (2010) não pode ser aplicado para consolos de perfil “U”, sendo que a força resistente determinada no modelo prático foi menor que a força resistente determinada no modelo teórico. Para o dente metálico formado por perfil de seção retangular vazada, o dimensionamento proposto pelo PCI (2010) está compatível com o valor encontrado no modelo prático e podem ser utilizados vergalhões de aço na confecção da cinta metálica, visto que o manual do PCI (2010) propõe o uso de chapas na construção da mesma.
- A folga de montagem deixada entre o consolo e o dente metálico foi de 10 mm, sendo que após a montagem do elemento foi colocado chapas de aço para estabilizar a ligação. A proposta seria trabalhar com uma tolerância menor, se possível 5 mm, visto que com este valor pode-se recorrer ao uso de soldas pontuais e espaçadas para estabilizar os elementos da ligação (consolo e dente metálico), ao invés de chapas de aço colocadas na região da folga, como foi executado nesta pesquisa.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Após a análise dos resultados obtidos nesta pesquisa, são propostas as seguintes sugestões para trabalhos futuras;

- ✓ Desenvolver uma modelagem computacional do modelo proposto, modelando não só os elementos da ligação, mas também as armaduras principais da viga pré-moldada;
- ✓ Realizar ensaios isolados do pilar com consolo metálico “U” embutido e da viga com dente metálico retangular vazado embutido, a fim de analisar o comportamento isolado dos mesmos e depois poder comparar com os resultados obtidos do pórtico estrutural;

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2004.

BACHEGA, L.A. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto. 2013. 146p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

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

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. **Structural connections for precast concrete buildings - guide to good practice. Bulletin 43**. Lausanne, Switzerland, 2008.

FERREIRA, M.A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. 183p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M.A. et al. Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas. In: ENCONTRO DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos.

GÖRGÜN, H. Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures. 1997. 525p. Tese (Doutorado) – Universidade de Nottingham, Nottingham, 1997.

HANLON, J.; FERNANDEZ, P.; DOLAN, C.W. Precast concrete building system components for the Westin resort hotel, part 2: Design and construction. PCI Journal, Chicago, (Summer) 2009, p.143-152.

JOY, W.T.; DOLAN, C.W.; MEINHEIT, D.F. **Concrete capacity design of Cazaly hangers in shallow members**. PCI Journal, Chicago, (Fall) 2010, p.100-125.

MARCAKIS, K.; MITCHELL, D. Precast concrete connections with embedded steel members. PCI Journal, Chicago, (Julho-Agosto) 1980, p.88-116.

OLIVEIRA JÚNIOR, L.A. **Ligação viga-pilar em elementos pré-moldados de concreto solidarizados por concreto reforçado com fibras de aço: análise estática e dinâmica**. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

OLIVEIRA JÚNIOR, L.A. et. Al. **Análise numérica de uma ligação viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto na fase de montagem.** In: ENCONTRO DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2., 2009, São Carlos.

PRECAST CONCRETE INSITUTE. **Design Handbook: Precast and prestressed concrete.** 7 ed. Chicago, Illinois, 2010.

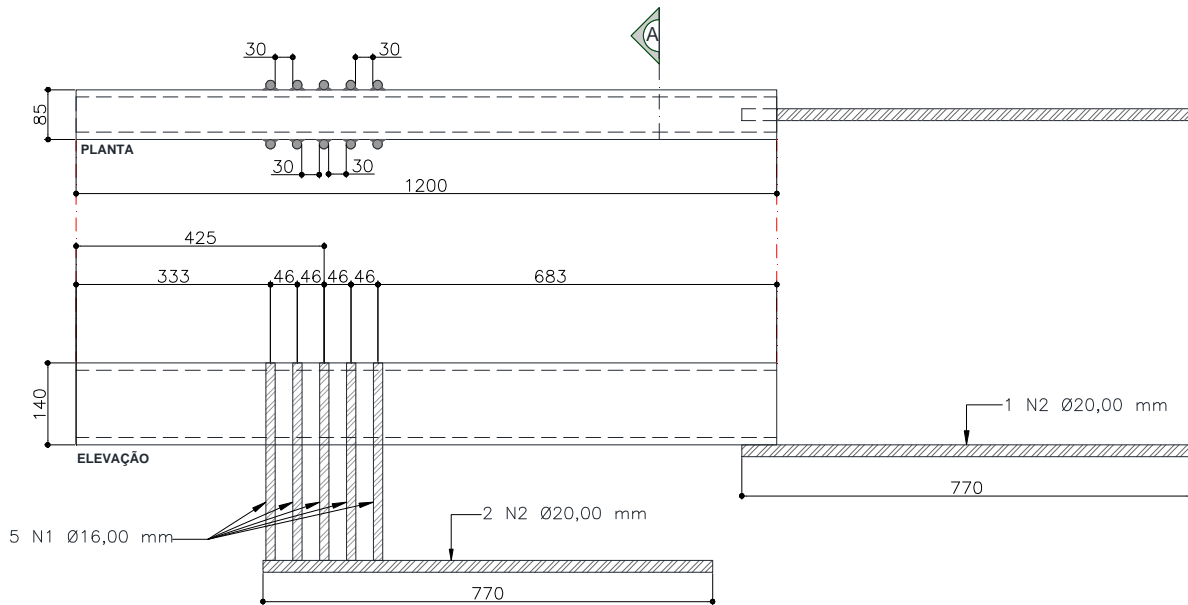
TAKEYA, T. Notas de aula: Análise experimental de estruturas. Escola de engenharia de São Carlos – Departamento de engenharia de estruturas, São Carlos, 2000.

TROTTA, A. M. (2012). **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos soldados.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2012.

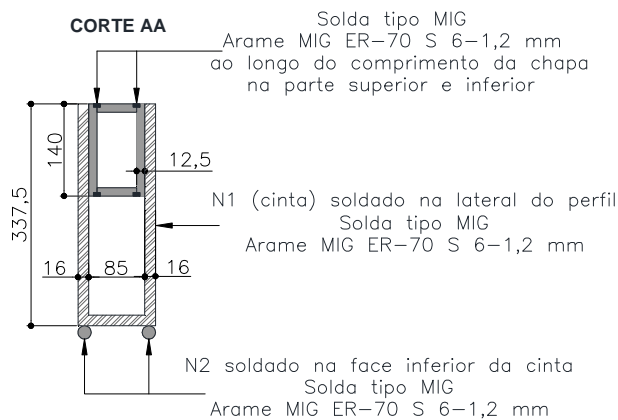
APÊNDICE

1- Dimensionamento do dente metálico com espessura de 12,50 mm

O dente-12,5 que foi apoiado no consolo-7,5 (consolo em estudo) possui a configuração apresentada na Figura 1. A concepção do modelo foi feita com base no projeto de pesquisa de Oliveira Junior (2012). A Tabela 1 apresenta os valores das variáveis adotadas para o dimensionamento do dente-12,5.



(a) Vista em planta e em elevação do dente metálico



(b) Corte do dente metálico

Figura 1 - Geometria do dente-12,5 reforçado.

Unidades: mm

Tabela 1 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica (ver especificação das variáveis na seção 2.2, Figura 2.56).

Variável	Valor arbitrado	Unidade
l_p	30	cm
g	1	cm
c	2,5	cm
S_w	*8	cm
b	8,5	cm
b_w	35,0	cm
f_{ck}	4,5	kN / cm ²
f_y	50	kN / cm ²

*Como existem cinco vergalhões de aço com diâmetro de 16,0 mm formando a cinta metálica, logo S_w foi adotado como a soma dos cinco vergalhões ($5 \times 16,0 = 80$ mm).

01) Cálculo da força resistida pelas barras de aço que formam a cinta de suspensão

$$A_s = \frac{1,33 V_u}{f_{ys}}$$

$A_s = 5 \times 2 \times 2,01 = 20,01$ (cinco barras com diâmetro de 16,00 mm soldadas no perfil metálico, com 2 pernas cada barra, computando assim 10 barras para a distribuição dos esforços).

$$20,1 = \frac{1,33 V_u}{50}$$

$$V_u = 755,64 \text{ kN}$$

02) Cálculo do momento resistido pela cinta metálica

$$M_u = V_u a + N_u (0,5)Y$$

Onde:

$$a = 0,5 l_p + g + c + 0,5 S_w = 0,5 \times 30 + 1 + 2,5 + 0,5 \times 8 = 22,5 \text{ cm}$$

Cálculo do M_u considerando a não existência de força horizontal ($N_u(0,5)Y$):

$$M_u = 755,64 \times 22,5 = 17001,9 \text{ kN.cm}$$

03) Momento resistido pelo perfil metálico

O dimensionamento do perfil metálico será feito com base nos cálculos da NBR 8800: 2008 e na formulação apresentada pelo manual do PCI (2010). O perfil metálico analisado possui as dimensões apresentadas na Figura 2 e a Tabela 2 mostra os valores adotados no equacionamento.

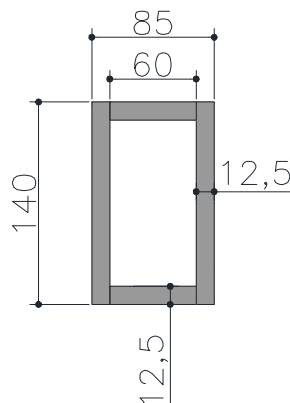


Figura 2 – Dimensões do perfil utilizado como dente metálico.

Unidades: mm

Tabela 2 - Valores referentes à geometria do dente metálico (ver especificação das variáveis na seção 2.2 e Figura 2.56).

Variável	Valor	Unidade
b	60	mm
h	140	mm
t	12,5	mm
E	20000	kN / cm ²
f _y	25	kN / cm ²
Z _p	218,125	cm ³
W _x	169,04	cm ³

a) Determinação da resistência ao momento fletor e ao cisalhamento pelo método apresentado na NBR 8800: 2008.

- Resistência ao momento fletor.

-Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{12,5} = 4,8$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 31,67$$

$$\lambda < \lambda_p$$

-Flambagem local da alma:

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{140}{12,5} = 11,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,33$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção analisada é compacta, sendo capaz de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} = Z_p f_y = 218,125 \times 25 = 5453,125 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para garantir a validade da análise elástica, o momento fletor de plastificação não pode ser maior que $1,5 W f_y$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} < 1,5 W_x f_y = (1,5 \times 169,04 \times 25)$$

$$M_{pl} = 6339 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Com o valor do momento fletor de plastificação é possível encontrar a força vertical aplicada no meio do dente metálico, conforme apresentado nas Figuras 3 e 4. O comprimento de 425 mm indicado na Figura 3 corresponde a distância entre a face do dente metálico saliente à viga pré-moldada até o eixo das cintas metálicas (ver indicação na Figura 1).

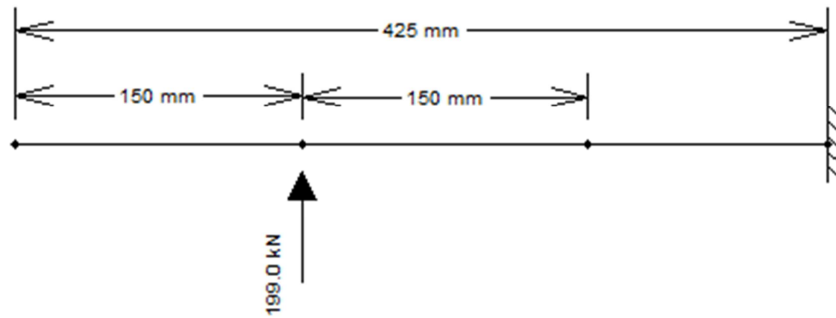


Figura 3 – Força cortante aplicada no meio do dente metálico.

Unidades: mm e kN

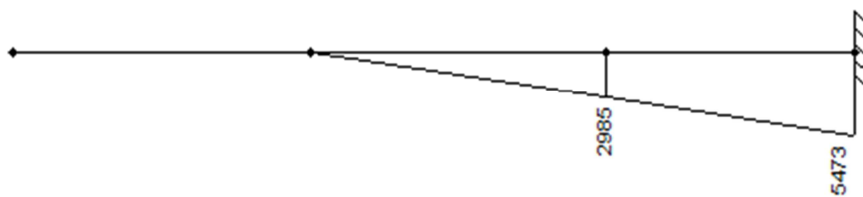


Figura 4 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 3 (kN.cm).

- Resistência ao cisalhamento.

$$V_{pl} = 0,6(A_w f_y) = 0,6(35 \times 25) = 525 \text{ kN}$$

$A_w = h t = 2 \times 14 \times 1,25 = 35 \text{ cm}^2$ (o valor foi multiplicado por 2 porque existe 2 almas no perfil).

- Determinação da resistência à flexão pelo método apresentado no manual do PCI (2010).

Cálculo do módulo de resistência plástico (Z_p) mínimo em função da força aplicada.

$$Z_p = \frac{M_u}{f_y} = \frac{V_u(0,5l_p + g + c + 0,5 S_w)}{f_y}$$

$$M_u = 170,019 \text{ kN.m} = 17001,9 \text{ kN.cm}$$

$$Z_p = \frac{17001,9}{25} = \frac{V_u \times (0,5 \times 30 + 1 + 2,5 + 0,5 \times 8)}{25}$$

$$Z_p = 680,076 \text{ cm}^3$$

Em função do momento resistido pela cinta metálica (M_u), o módulo de resistência plástico (Z_p) deveria ser de $680,076 \text{ cm}^3$, no entanto, o Z_p do perfil usado como dente metálico tem um

valor igual a 218,125 cm³, menor do que o valor solicitado pelos cálculos. Refazendo as contas e considerando o módulo de elasticidade real do perfil usado como dente metálico tem-se:

$$218,125 = \frac{M_u}{25} = \frac{V_u \cdot (0,5 \cdot 30 + 1 + 2,5 + 0,5 \cdot 8)}{25}$$

$$M_u = 5453,125 \text{ kN.cm}$$

$$V_u = 242,36 \text{ kN}$$

O valor de $V_u = 242,36 \text{ kN}$ é diferente do valor apresentado na Figura 4, pois neste caso o braço de alavanca adotado foi igual ao proposto na formulação do PCI (2010) e o modelo do dente metálico usado no projeto possui uma configuração diferenciada quanto ao posicionamento dos vergalhões de aço usado como cinta metálica.

04) Cálculo dos estribos (reforço de ancoragem) distribuídos uniformemente

Os estribos precisam estar distribuídos ao longo do comprimento $s = 0,8 \cdot d$. Sendo $d = 296,17 \text{ mm}$, de acordo com o desenho apresentado na Figura 5 e $s = 236,90 \text{ mm}$. Para este modelo de ligação optou-se por utilizar estribos com diâmetro de 12,50 mm ao longo do comprimento de 40 cm, resultando em 8 estribos a cada 5 cm. Não foi utilizado o comprimento de distribuição dos estribos proposto pelo manual do PCI (2010), pois o espaçamento ficaria muito reduzido.

$$A_v = \frac{1,33 \cdot V_u}{f_y}$$

$$A_v = (8 \times 2 \times 1,23) = 19,68 \text{ cm}^2$$

$$19,68 = \frac{1,33 V_u}{50}$$

$$V_u = 739,85 \text{ kN}$$

Verificação da área mínima requerida:

$$A_v = 1,96 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{ys}} = 1,96 \times \sqrt{45000} \frac{0,35 \times 0,23}{500000}$$

$$A_v = 6,69 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,67 \text{ cm}^2$$

Onde:

$$f_{ck} = 45000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ys} = 500000 \text{ kN/m}^2$$

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

$$s = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 0,29617 = 0,2369 \text{ m}$$

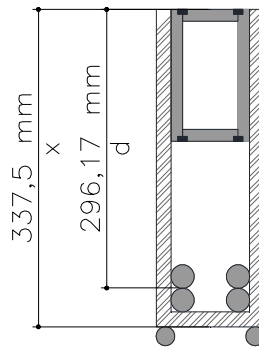


Figura 5 - Altura d utilizada no cálculo de $s = 0,8.d$.

Unidades: mm

05) Verificação da tensão de contato no concreto

$$\sigma_c = 0,85 f_{ck} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \leq 1,1f_{ck} = 0,85 \times 4,5 \sqrt{\frac{35}{8,5}} \leq 1,1 \times 4,5$$

$$\sigma_c = 7,76 \text{ kN cm}^2 > 4,95 \text{ kN / cm}^2$$

A tensão de contato calculada foi maior do que o valor limite previsto pelo manual do PCI (2010). O valor da tensão de contato adotada para determinar o comprimento de pressão l_b será $4,95 \text{ kN cm}^2$.

$$l_b = \frac{V_u}{3b\sigma_c} = \frac{440}{3,8,5 \cdot 4,95}$$

$$l_b = 3,49 \text{ cm}$$

06) Comprimento mínimo do perfil metálico ou seção estrutural vazada

$$3a = 1,5l_p + 3g + 3c + 1,5 S_w = 1,5 \cdot 30 + 3 \cdot 1 + 3 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 8$$

$$a = 22,5 \text{ cm}$$

$$l = 0,5l_p + a + 3a + 0,5l_b = 0,5 \cdot 30 + 22,5 + 3 \cdot 22,5 + 0,5 \cdot 2,22$$

$$l = 106,11 \text{ cm}$$

$$l_{\text{adotado}} = 120,00 \text{ cm} > l_{\text{calculado}} = 106,11 \text{ cm}$$

07) Cálculo da armadura de suspensão soldada no inserto metálico

Como não existe força horizontal atuando na ligação, logo foi utilizada somente uma barra de 20,00 mm (N2) soldada na face inferior do perfil para fornecer ancoragem do mesmo (Figura 1).

08) Cálculo da armadura longitudinal soldada na cinta metálica.

Na cinta metálica foram soldadas 2 barras N2 com diâmetro de 20,00 (Figura 1), computando assim uma área de aço de 6,28 cm².

$$A_{vf} = \frac{1,33V_u}{f_{ys} \mu_{ef}}$$

$$\mu_{ef} = \frac{6904\lambda^2 A_{cr} \mu}{V} = \frac{6904 \times 1^2 \times 0,0286875 \times 1,4}{440}$$

$$A_{cr} = bx = 0,085 \times 0,3375 = 0,0286875 \text{ m}^2$$

$$\mu_{ef} = 0,63 < \mu_{recomendado} = 3,4$$

(valor retirado da Tabela 2.2 – interface concreto - concreto)

$$6,28 = \frac{1,33V_u}{50 \times 0,63}$$

$$V_u = 148,74 \text{ kN}$$

A Tabela 3 apresenta as forças verticais resistidas por cada elemento do dente metálico, sendo que estes resultados são baseados em valores teóricos das propriedades dos materiais envolventes e a Tabela 4 mostra o resumo das forças verticais considerando os valores das propriedades dos materiais obtidas no ensaio de caracterização.

Tabela 3 - Quadro de forças do dente-12,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais.

Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pela cinta metálica	755,64 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor	199 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	525 kN
Parcela resistida pelo estribo	739,85 kN
*Força resistida pela armadura longitudinal soldada na cinta metálica	148,74 kN
Força resistente na ligação (associada à flexão do perfil metálico)	199 kN

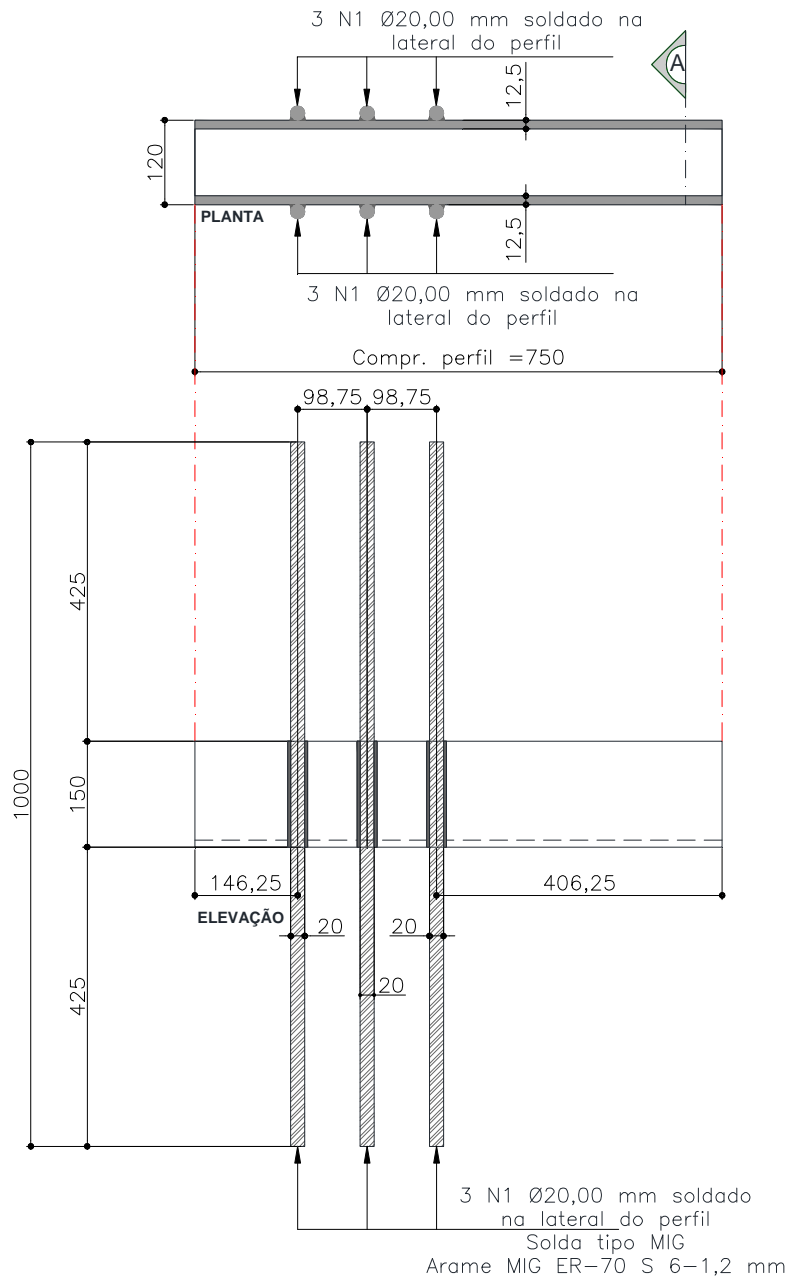
Tabela 4 - Quadro de forças do dente-12,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização.

Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pela cinta metálica	867,5 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor	235,8 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	624,3 kN
Parcela resistida pelo estribo	849,4 kN
*Força resistida pela armadura longitudinal soldada na cinta metálica	170,8 kN
Força resistente na ligação (associada à flexão do perfil metálico)	235,8 kN

*O menor valor da força resistente encontrado nas verificações foi referente à armadura longitudinal soldada na cinta metálica, no entanto este não será considerado como critério de força mínima resistida pelo dente metálico, visto que, nos cálculos o valor do coeficiente de atrito efetivo foi adotado e, por ser um mecanismo secundário com poucas incertezas no modelo de cálculo, logo esta parcela de força será desprezada.

2- Dimensionamento do consolo metálico com espessura de 12,5 mm

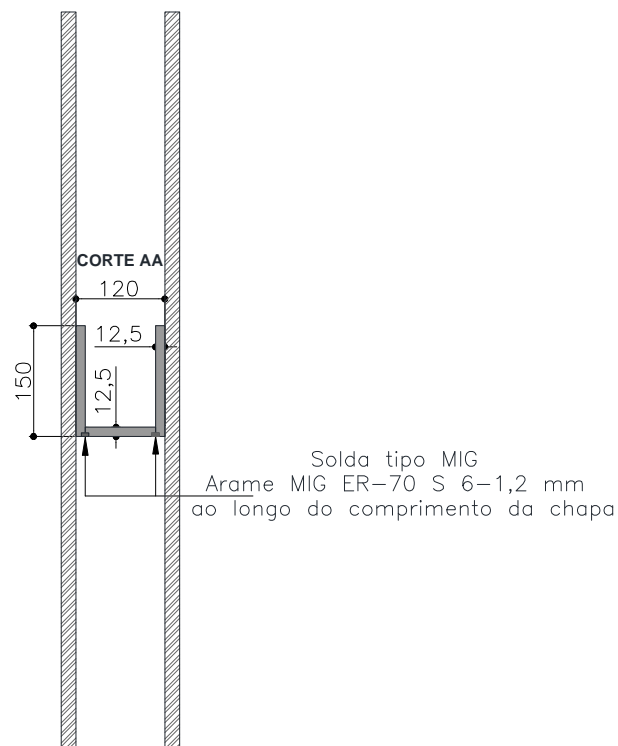
O consolo-12,5 que serviu de suporte para o dente-7,5 (dente em estudo) possui a configuração apresentada na Figura 6. A concepção do modelo foi feita com base no projeto de pesquisa de Oliveira Junior (2012). A Tabela 5 apresenta os valores das variáveis adotadas para o dimensionamento do consolo-12,5.



(a) Vista em planta e em elevação do consolo metálico

Figura 6 - Geometria do consolo-12,5 – Parte I.

Unidades: mm



(b) Corte do consolo metálico

Figura 6 - Geometria do consolo-12,5 – Parte II.

Unidades: mm

Tabela 5 - Variáveis adotadas na utilização da formulação numérica (ver especificação das variáveis na seção 2.2 e Figura 2.36).

Variável	Valor arbitrado	Unidade
b	28,74	cm
l_e	45	cm
e	37,5	cm
*s	19,75	cm
f_{ck}	4,5	kN / cm ²
f_{ys}	50	kN / cm ²
a	15	cm

*O valor de s foi considerado como se não houvesse a barra de aço do meio (N1), entre as duas barras das extremidades N1 (Figura 6), ou seja, será adotada como barras que serão solicitadas somente as barras das extremidades, conforme modelo apresentado no manual do PCI (2010).

01) Parcela resistida pelo concreto

$$V_c = \frac{0,85f_{ck}bl_e}{1 + 3,6e/l_e} = \frac{0,85 \times 4,5 \times 28,74 \times 45}{1 + 3,6 \times 37,5/45}$$

$$V_c = 1236,72 \text{ kN}$$

02) Parcela resistida pela armadura adicional

$$V_r = \frac{2A_s f_{ys}}{1 + \frac{6e/l_e}{\left(\frac{4,8s}{l_e}\right) - 1}} = \frac{2 \times 12,56 \times 50}{1 + \frac{6 \times 37,5/45}{\left(\frac{4,8 \times 19,75}{45}\right) - 1}}$$

$$A_s = 12,56 \text{ cm}^2 = 2 \times 2 \times 3,14 (\varnothing 20,00 \text{ mm})$$

$$V_r = 227,62 \text{ kN}$$

A força total resistente do consolo metálico (V_d) consiste na soma da parcela resistida pelo concreto e da parcela resistida pela armadura adicional.

$$V_d = V_c + V_r = 1236,72 + 227,62$$

$$V_d = 1464,34 \text{ kN}$$

03) Parcela resistida pelo perfil metálico

O dimensionamento do perfil metálico será feito com base nos cálculos da NBR 8800: 2008 e na formulação apresentada pelo manual do PCI (2010). As dimensões do perfil metálico analisado podem ser vistas na Figura 7 e a Tabela 6 mostra os valores adotados no equacionamento.

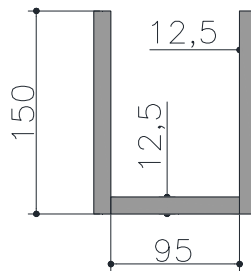


Figura 7 - Características geométricas do perfil metálico utilizado como consolo metálico.

Unidades: mm

Tabela 6 - Valores referentes à geometria do consolo metálico (ver especificação das variáveis na seção 2.2 e Figura 2.36).

Variável	Valor	Unidade
h	150	mm
w	95	mm
t	12,5	mm
E	20000	kN / cm ²
f _y	25	kN / cm ²
Z _p	208,16	cm ³
W _x	119,25	cm ³

Sendo:

W_x = Módulo de resistência elástico

E = Módulo de elasticidade da chapa de aço

Z_p = Módulo de resistência plástico

a) Determinação da resistência ao momento fletor e ao cisalhamento pelo método do PCI (2010)

-Resistência ao momento fletor:

Assumindo que a resistência à flexão do perfil metálico (V_n) sendo igual a força aplicada no consolo (V_u), tem-se:

$$V_n = \frac{Z_p f_y}{a + \frac{0,5V_u}{0,85f_{ck}b}} = \frac{208,16 \times 25}{15 + \frac{0,5 \times V_n}{0,85 \times 4,5 \times 28,74}}$$

$$V_n = 316,55 \text{ kN}$$

De posse do valor da força resistente à flexão no perfil metálico (Figura 8), é possível encontrar o momento fletor referente a este carregamento (Figura 9), considerando que a força esteja aplicada no meio do consolo.

$$V_n d = Z_p f_y$$

$$316,55d = 208,16 \times 25$$

$$d = 16,44 \text{ cm} = 164,4 \text{ mm}$$

Onde

d = Distância do ponto de aplicação da força até a região de engastamento

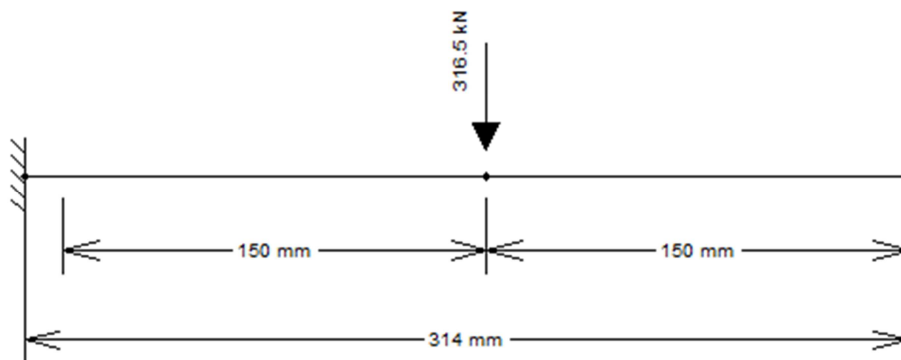


Figura 8 - Força resistente à flexão aplicada no meio do consolo.

Unidades: mm e kN

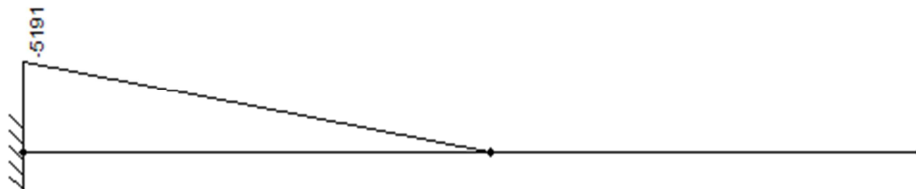


Figura 9 - Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 8 (kN.cm)..

- Resistência ao cisalhamento (V_{pl}):

$$V_{pl} = 0,6 (A_w f_y) = 0,6 (37,5 \times 25) = 562,5 \text{ kN}$$

$A_w = b t = 2 \times 15 \times 1,25 = 37,5 \text{ cm}^2$ (o valor foi multiplicado por 2 porque existe 2 almas no perfil resistindo ao cisalhamento)

b) Determinação da resistência à flexão pelo método apresentado na NBR 8800: 2008.

Para seções “U” fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia, o estado limite de Flambagem Local da Alma (FLA) é aplicado somente quando a extremidade livre da alma for comprimida pelo momento fletor, logo não há a necessidade de ser feita esta verificação para o consolo metálico, pois a extremidade livre da alma esta sendo tracionada (NBR:8800, 2008).

-Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{w}{t} = \frac{95}{12,5} = 7,6$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 31,678$$

$$\lambda < \lambda_p$$

De acordo com a NBR 8800: 2008 a seção analisada é considerada como compacta, pois λ é inferior a λ_p e as almas são ligadas à mesa.

-Momento fletor correspondente ao início do escoamento (M_r).

$$M_r = W_x f_y = (119,25 \times 25)$$

$$M_r = 2981,25 \text{ kN.cm}$$

Com o valor do momento fletor de início de escoamento é possível encontrar a força cortante aplicada no meio do consolo (Figuras 10 e 11).

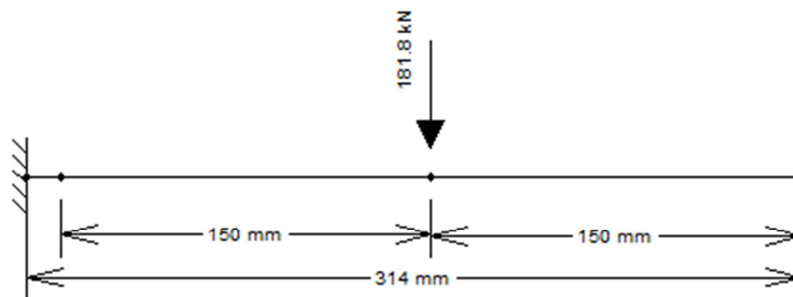


Figura 10 – Força cortante aplicada no consolo metálico correspondente ao momento fletor de início de escoamento.

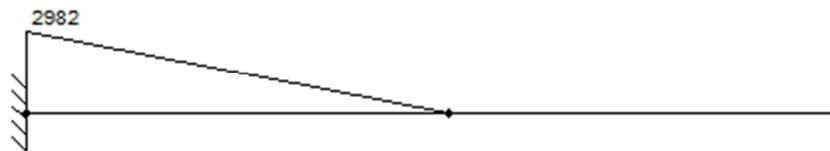


Figura 11 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 10 (kN.cm).

-Momento fletor de plastificação total da seção (M_{pl}).

$$M_{pl} = Z_p \cdot f_y = 208,16 \cdot 25$$

$$M_{pl} = 5204 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

No entanto, para garantir a validade da análise elástica, o momento fletor de plastificação não pode ser maior que $1,5 W f_y$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão (NBR 8800: 2008).

$$M_{pl} < 1,5 W_x f_y = (1,5 \times 119,25 \times 25)$$

$$M_{pl} = 4471 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Com o valor do momento fletor de plastificação, é possível encontrar a força cortante aplicada no meio do consolo (Figura 12 e 13).

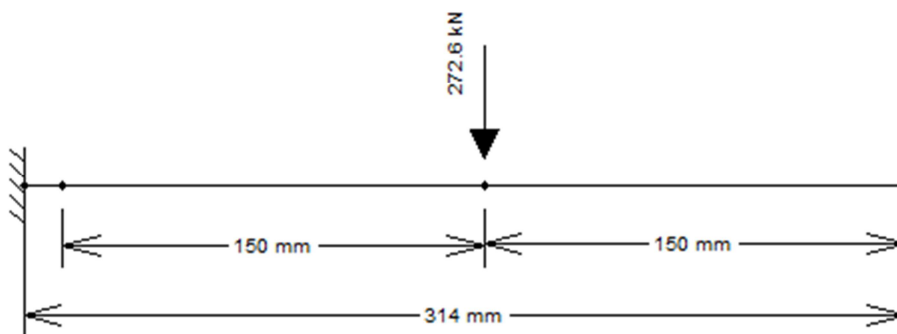


Figura 12 – Força cortante aplicada no consolo metálico.

Unidades: mm e kN

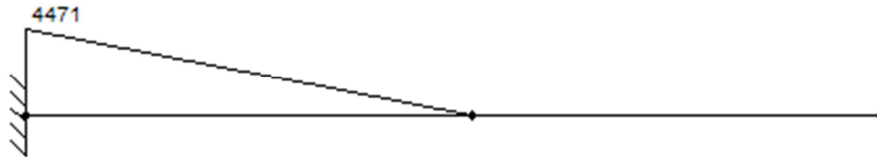


Figura 13 – Diagrama de momento fletor referente à aplicação do carregamento da Figura 12.

Unidades: mm e kN

A Tabela 7 apresenta o resumo das forças verticais resistida por cada elemento da ligação, sendo que estes resultados são baseados em valores teóricos das propriedades dos materiais envolventes (concreto e aço) e a Tabela 8 mostra o resumo das forças verticais considerando os valores das propriedades dos materiais obtidas no ensaio de caracterização.

Tabela 7 - Quadro de forças do consolo-12,5 com valores teóricos das propriedades dos materiais

Discriminação da força	Valores reistentes
Parcela resistida pelo concreto e armaduras laterais	1464,34 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de plastificação	272,6 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de início de escoamento	181,8 kN
Força máxima suportada pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	562,5 kN
Força resistente na ligação (flexão do perfil metálico no início de escoamento)	181,8 kN

Tabela 8 - Quadro de forças do consolo-12,5 com as propriedades dos materiais obtidas na caracterização

Discriminação da força	Valores resistentes
Parcela resistida pelo concreto e armaduras laterais	2005 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de plastificação	323,5 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao momento fletor de início de escoamento	216,2 kN
Força máxima resistida pelo perfil metálico associado ao cisalhamento	668,9 kN
Força resistente na ligação (flexão do perfil metálico no início de escoamento)	216,2 kN