



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS  
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**VIGAS MISTAS COM LAJE DE CONCRETO  
E PERFIS LAMINADOS TIPO “I”:  
ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO  
ESTRUTURAL ENTRE CONECTORES**

Juliano Geraldo Ribeiro Neto  
Orientador: Prof. Dr. Orlando Ferreira Gomes

Goiânia  
2010

JULIANO GERALDO RIBEIRO NETO

VIGAS MISTAS COM LAJE DE CONCRETO E PERFIS  
LAMINADOS TIPO “I”: ANÁLISE COMPARATIVA DO  
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL ENTRE CONECTORES

Dissertação de mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Estruturas e Materiais de Construção

**Orientador:** Prof. Dr. Orlando Ferreira Gomes

Goiânia

2010

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**GPT/BC/UFG**

Ribeiro Neto, Juliano Geraldo.  
R484v Vigas mistas com laje de concreto e perfis laminados tipo I [manuscrito]: análise comparativa do comportamento estrutural entre conectores / Juliano Geraldo Ribeiro Neto. - 2010.  
xv, 164 f. : il., figs, tabs.

Orientador: Prof. Dr. Orlando Ferreira Gomes  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2010.

Bibliografia.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas.

Apêndices.

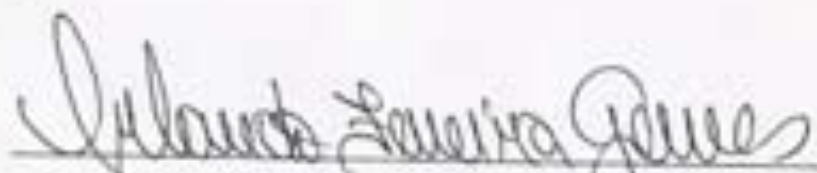
1. Estrutura metálica 2. Vigas - Aço e Concreto 3. Perfis laminados 4. Conectores - Cisalhamento I. Título.

CDU: 624.014.2

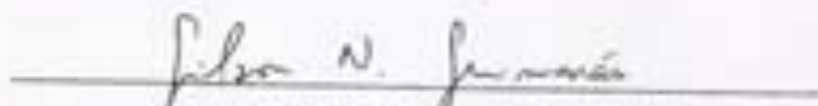
JULIANO GERALDO RIBEIRO NETO

VIGAS MISTAS COM LAJE DE CONCRETO E PERFIS  
LAMINADOS TIPO "I": ANÁLISE COMPARATIVA DO  
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL ENTRE CONECTORES

Dissertação defendida no Curso de Mestrado em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Goiás, para obtenção do grau de Mestre, aprovada em  
19 de março de 2010, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes  
professores:



Orlando Ferreira Gomes, Dr. (UFG)  
(Orientador)



Gilson Natal Guimarães, Ph.D (UFG)  
(Examinador interno)



Daniela Lemes David, Drª. (USP – Ieme Brasil)  
(Examinadora Externa)

CONFERE COM O ORIGINAL  
Escola de Engenharia Civil  
19 de Março 2010

*“Tenha em mente que tudo que você aprende na escola é trabalho de muitas gerações. Receba essa herança, honre-a, acrescente a ela e, um dia, fielmente, deposite-a nas mãos de seus filhos”*

*Albert Einstein (1879 – 1955)*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida e todas as oportunidades que me proporcionou.

Aos meus pais, Benedicto Galvão Ribeiro e Maria da Graça Neto Ribeiro, exemplos de dignidade e caráter, pelo apoio e incentivo que sempre me deram para prosseguir os estudos e realizar este trabalho.

Aos meus irmãos, em especial ao Adriano e o Aurélio, e ao amigo Gregório, que foram de grande ajuda para todo o preparo e execução do programa experimental desenvolvido.

À Juliana, pelo amor, carinho, compreensão e ajuda nesta conquista.

Aos parentes e amigos, em especial ao Celim e o Alexander, que ajudaram durante a concretagem.

Ao meu orientador Prof. Orlando Ferreira Gomes, que me proporcionou a oportunidade de desenvolver esse trabalho na área de estruturas metálicas.

A todos os professores do Curso de Mestrado em Engenharia Civil da UFG, em especial ao Gilson e o Ronaldo, pelas valorosas dicas e fortes sugestões.

Ao Professor Deusair e aos técnicos do Laboratório de Concreto da Escola de Engenharia Civil da UFG, pela presteza e boa vontade em ajudar.

Ao Mário e o Tancredo, secretários do curso de Mestrado.

As empresas Florenzano Estruturas Metálicas e Ferroarte Estruturas Metálicas, pela doação de mão de obra para confecção dos modelos experimentais e do reforço da viga de reação, respectivamente, utilizados neste trabalho.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), e à Funape (Fundação de apoio à pesquisa da UFG), pelo suporte financeiro.

## RESUMO

NETO, J.G.R. *Vigas Mistas com laje de concreto e perfis laminados tipo "I": análise comparativa do comportamento estrutural entre conectores*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

Dentre os diversos sistemas estruturais e construtivos existentes, destacam-se os sistemas formados por elementos mistos aço-concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. Um fato corriqueiro que pode ser observado na execução de obras metálicas é a substituição de perfis especificados em projeto por outros equivalentes. Essa substituição, muitas vezes motivada pela falta do material especificado, nem sempre atende a uma equivalência de comportamento estrutural satisfatória. Neste trabalho é abordado um estudo comparativo do comportamento estrutural de vigas com seção mista aço-concreto, para três diferentes tipos de conectores de cisalhamento em perfil U laminado, U e L formados a frio. O objetivo é estudar o comportamento estrutural desses conectores associados a vigas metálicas em perfil I laminado e laje de concreto. Para cada tipo de conector foram realizados três ensaios de cisalhamento direto, resultando num total de nove peças, além de seis ensaios em vigas mistas simplesmente apoiadas para avaliação da região de momento fletor positivo. Os resultados obtidos indicaram que o comportamento ao cisalhamento direto entre os diferentes tipos de conectores apresentam significativa diferença, entretanto não influenciaram significativamente na resistência média das vigas mistas à flexão. Estas porém, apresentaram diferenças consideráveis de deflexões e deformações em virtude das diferenças de rigidez dos conectores.

Palavras chaves: estrutura metálica; vigas mistas de aço e concreto; perfis laminados; conectores de cisalhamento.

## ABSTRACT

NETO, J.G.R. *Composite beams with reinforced concrete slab and rolled "I" beam: comparative analysis of the structural behavior of connectors*. M. Sc. Dissertation - School of Civil Engineering, Federal University of Goiás, Goiânia, 2010.

Among the many structural and building systems, it could be highlighted a system that is a mix of steel-concrete that allows the application of their structural and building advantages as whole. When dealing with metal structures, it was noticed some changes regarding the standards of the involved material due to its lack of availability; such measures do not always follow satisfactory structural procedures. This research aims to develop a comparative study about the technical behavior of mixed steel-concrete from three different types of shear connectors (U, U and L cold formed laminated), analyzing their connectors structural behavior when associated with steel beams (Type I rolled and concrete slab). There were three direct shear tests for each type of connector, resulting in a total of nine pieces, and six trials (simply supported composite beams) to evaluate the positive bending moment region. The results indicated that the direct shear behavior between the types of connectors had important and different outcomes; however, they didn't affect significantly the average resistance of the bending mixed beams. Such beams showed considerable results regarding their deflection and deformation performance due to their connectors' stiffness.

Key words: steel structure, composite beams of steel and concrete, rolled beams, shear connectors.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Conectores tipo U laminado, U e L formados à frio.....	21
Figura 2.1	Representação da ação mista em vigas .....	23
Figura 2.2	Variação de deformação na viga em função do grau de interação .....	23
Figura 2.3	Vista frontal de alguns tipos de conectores .....	25
Figura 2.4	Relação força versus deslizamento para conectores de cisalhamento .....	25
Figura 2.5	Modelo adotado pelo EUROCODE 4 para o ensaio tipo push-out .....	27
Figura 2.6	Determinação da capacidade de deslizamento, EUROCODE 4:2001 .....	29
Figura 2.7	Possíveis modos de colapso obtidos dos ensaios do tipo push-out.....	29
Figura 2.8	Lajes de concreto com forma de aço incorporada – ABNT NBR 8800:2008 .....	33
Figura 2.9	Ilustração do valor a ser tomado para $e_{mh}$ – ABNT NBR 8800:2008.....	33
Figura 2.10	Alguns tipos mais usuais de vigas mistas – EUROCODE 4:2001 .....	34
Figura 2.11	Relação momento/deslocamento em função da presença de escoramento na fase construtiva .....	35
Figura 2.12	Transferência de forças de cisalhamento longitudinal.....	36
Figura 2.13	Tipos de fissuração na laje.....	37
Figura 2.14	Vista superior da formação de fissuras em uma laje.....	38
Figura 2.15	Fissura longitudinal nas vigas mistas com laje treliçada – David (2003).....	39
Figura 2.16	Distribuição de tensões na laje.....	39
Figura 2.17	Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua – ABNT NBR 8800:2008 .....	41
Figura 2.18	Distribuição de tensões – interação completa – ABNT NBR 8800:2008.....	42
Figura 2.19	Distribuição de – interação parcial – ABNT NBR 8800:2008 .....	43
Figura 3.1	Dimensões do corpo de prova utilizado nos ensaios de tração do aço .....	55
Figura 3.2	Ensaio de caracterização da resistência do concreto .....	56
Figura 3.3	Modelos para ensaio Push-Out com conectores tipo U laminado,U e L formados a frio.....	57
Figura 3.4	Seções dos perfis dos conectores e viga metálica.....	57
Figura 3.5	Modelos confeccionados para o ensaio de cisalhamento direto .....	57
Figura 3.6	Dimensões da laje de concreto para ensaio de cisalhamento direto, dos conectores e da viga metálica .....	58

Figura 3.7	Modelos para ensaio de flexão simples em vigas mistas com conectores tipo U laminado, U e L formados a frio, respectivamente.....	59
Figura 3.8	Dimensões da laje de concreto para ensaio de viga mista a flexão .....	59
Figura 3.9	Seção transversal da viga mista e detalhe de armadura .....	59
Figura 3.10	Formas das vigas mistas e execução da concretagem.....	60
Figura 3.11	Posicionamento dos defletômetros digitais no ensaio de cisalhamento direto .....	60
Figura 3.12	Posicionamento dos extensômetros nos conectores.....	61
Figura 3.13	Posicionamento dos deflectômetros no ensaio de flexão de viga mista .....	61
Figura 3.14	Posicionamento dos extensômetros elétricos no ensaio de flexão de viga mista.....	62
Figura 3.15	Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal central da viga mista .....	62
Figura 3.16	Esquema geral de ensaio Push-Out.....	63
Figura 3.17	Esquemas de ensaio Push-Out executados .....	63
Figura 3.18	Detalhes para execução do ensaio de cisalhamento direto .....	64
Figura 3.19	Esquema geral de ensaio de flexão – vista frontal.....	64
Figura 3.20	Esquema geral de ensaio de flexão – vista lateral.....	65
Figura 3.21	Esquema geral de ensaio de flexão em viga mista.....	65
Figura 3.22	Esquema de ensaio de flexão executado.....	67
Figura 4.1	Corpos de prova metálicos antes a após o ensaio .....	68
Figura 4.2	Execução do ensaio de tração direta em corpos de prova metálicos .....	69
Figura 4.3	Curva do ganho de resistência do concreto utilizado.....	70
Figura 4.4	Curva força x deslocamento relativo – perfil U laminado.....	71
Figura 4.5	Curva força x deslocamento relativo – perfil U formado a frio.....	72
Figura 4.6	Curva força x deslocamento relativo – perfil L formado a frio .....	72
Figura 4.7	Curva força x deslocamento relativo comparativo entre os conectores.....	73
Figura 4.8	Esquema típico das fissuras observadas .....	74
Figura 4.9	Modos de ruptura .....	74
Figura 4.10	Curva força x deformação média para cada conector – CD13 .....	75
Figura 4.11	Curva força x deformação média para cada conector – CD23 .....	75
Figura 4.12	Curva força x deformação média para cada conector – CD33 .....	76
Figura 4.13	Curva comparativa da deformação entre conectores .....	76
Figura 4.14	Modos de rupturas das vigas V1A e V1B.....	77
Figura 4.15	Deflexão máxima e ruptura do concreto na viga V2A .....	78

Figura 4.16	Configuração geral após o ensaio e detalhe de ruptura do concreto V2B .....	78
Figura 4.17	Configuração geral após o ensaio e detalhe de fissuração do concreto das vigas V3A e V3B .....	79
Figura 4.18	Instrumentação da seção transversal .....	79
Figura 4.19	Curva força x deformação – V1A .....	80
Figura 4.20	Curva de distribuição das deformações – V1A .....	80
Figura 4.21	Curva força x deformação – V2A .....	81
Figura 4.22	Curva de distribuição das deformações – V2A .....	82
Figura 4.23	Curva força x deformação – V3A .....	82
Figura 4.24	Curva de distribuição das deformações – V3A .....	83
Figura 4.25	Curva força x deformação angular teórico e experimental – V1A .....	83
Figura 4.26	Curva força x deformação angular teórico e experimental – V2A .....	84
Figura 4.27	Curva força x deformação angular teórico e experimental – V3A .....	85
Figura 4.28	Curva força x deslocamento vertical – comparativo entre vigas .....	85
Figura 4.29	Esquema de carregamento das vigas ensaiadas .....	86
Figura 4.30	Curva força x deslocamento vertical viga V1A e V1B .....	86
Figura 4.31	Curva força x deslocamento vertical viga V2A e V2B .....	87
Figura 4.32	Curva força x deslocamento vertical V3A e V3B .....	87
Figura 4.33	Posicionamento dos deflectômetros para medida de deslizamento relativo .....	88
Figura 4.34	Deslizamento relativo – V1A .....	88
Figura 4.35	Deslizamento relativo – V2A .....	89
Figura 4.36	Deslizamento relativo – V3A .....	89
Figura 4.37	Curva deslizamento relativo comparativo – V1A, V2A e V3A .....	90
Figura 4.38	Posição dos extensômetros nos conectores das vigas mistas .....	88
Figura 4.39	Curva força x deformação por conector – V1A .....	88
Figura 4.40	Curva força x deformação por conector – V2A .....	89
Figura 4.41	Curva força x deformação por conector – V3A .....	89

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Caracterização dos modelos de cisalhamento direto ( <i>push-out tests</i> ).....	53
Tabela 3.2	Caracterização dos modelos das vigas mistas.....	54
Tabela 4.1	Propriedades mecânicas dos aços utilizados.....	69
Tabela 4.2	Acompanhamento do ganho de resistência do concreto .....	70
Tabela 4.3	Propriedades mecânicas do concreto utilizado .....	71
Tabela 4.4	Força máxima, deslocamento relativo e modo de ruptura para os diferentes conectores.....	73
Tabela 4.5	Propriedades geométricas e mecânicas das vigas mistas.....	77
Tabela 4.6	Momentos resistentes experimentais e analíticos. ....	84
Tabela 4.7	Força máxima experimental e analítica obtida para as vigas.....	91
Tabela 4.8	Momento de inércia das vigas. ....	93

## LISTAS DE SÍMBOLOS

### ■ Letras romanas minúsculas

$a$ : espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, espessura considerada efetiva;

$b$ : largura do elemento;

$b_e$ : largura efetiva da laje;

$b_c$ : largura da região comprimida do elemento sob gradiente de tensões normais, calculado com base na seção efetiva;

$b_{ef}$ : largura efetiva;

$b_f$ : largura da mesa superior da viga metálica;

$c$ : comprimento, na direção longitudinal da barra, de atuação da força aplicada;

$d$ : altura da seção;

$d_c$ : diâmetro do conector;

$d_1$ : distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior desta viga;

$f_{cd}$ : resistência à compressão de cálculo do concreto;

$f_{ck}$ : resistência à compressão do concreto;

$f_{cm}$ : resistência à compressão média do concreto;

$f_{dc}$ : resistência à compressão de cálculo no concreto

$f_{dt}$ : resistência à tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço;

$f_{sd}$ : resistência ao escoamento de cálculo do aço do conector;

$f_u$ : resistência à ruptura do aço na tração;

$f_y$ : resistência ao escoamento do aço;

$g$ : índice que permite avaliar o grau de conexão;

$h$ : largura da alma (altura da parte plana da alma);

$h_e$ : distância entre as mesas do perfil;

$h_F$ : altura entre a laje e o perfil quando a laje não for plana;

$k$ : coeficiente de flambagem de placa;

$k_v$ : coeficiente de flambagem local por cisalhamento;

$n$ : fator de homogeneização;

$n_t$ : relação entre o módulo de elasticidade do aço ( $E$ ) e o módulo de elasticidade do concreto à tração ( $E_{ct}$ );

$q_x$ : tensão de compressão uniformemente distribuída na direção do eixo  $x$ ;

$r_i$ : raio interno de dobramento;

$r_y$ : raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal  $y$ ;  
 $s$ : deslizamento relativo;  
 $t$ : espessura da placa ou do elemento;  
 $t_c$ : altura da capa de concreto ou de toda a laje;  
 $t_f$ : espessura da mesas do conector;  
 $t_w$ : espessura da mesa superior da viga de aço;  
 $t_w$ : espessura da alma do conector;  
 $X_{pl}$ : distância da linha neutra plástica à fibra superior da laje;  
 $y$ : distância da linha neutra elástica até o ponto de aplicação da resultante de compressão na laje;  
 $y_1$ : posição da linha neutra a partir da face superior da laje;  
 $y_c$ : distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior desta viga;  
 $y_t$ : distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior desta viga;  
 $\bar{y}$ : distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;  
 $w$ : função de deslocamentos transversais.

#### ■ Letras romanas maiúsculas

$A$ : área bruta da seção transversal da barra;  
 $A_c$ : área efetiva da laje de concreto;  
 $(Af_y)_a$ : produto da área da seção da viga de aço pela sua tensão de escoamento;  
 $(Af_y)_{t_f}$ : produto da área da mesa superior da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga;  
 $(Af_y)_w$ : produto da área da alma da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga;  
 $C$ : força de compressão na laje;  
 $\lambda$ : parâmetro empregado no cálculo da resistência ao escoamento modificada  $f_{ya}$ ;  
 $C'$ : força de compressão do perfil;  
 $C_b$ : coeficiente de equivalência de momentos na flexão;  
 $C_y$ : fator de deformação à compressão;  
 $C_w$ : constante de empenamento da seção;

$C_1$  e  $C_2$ : coeficientes empregados no cálculo do comprimento de viga capaz de resistir a flambagem lateral com torção;

: constantes que são função do número de ciclos de carregamento;

$D$ : rigidez à flexão da placa;

$E$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$E_c$ : módulo de elasticidade do concreto;

$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante;

$E_c'$ : módulo de elasticidade do concreto levando-se em consideração o efeito da fluência;

$F$ : função da tensão de Airy;

$F_c$ : esforço de cisalhamento por conector;

$F_{Rd}$ : força resistente de cálculo;

$G$ : módulo de elasticidade transversal do aço ( $0,385E = 77.000$  MPa);

$I_a$ : momento de inércia da seção da viga de aço;

$I_{ef}$ : momento de inércia efetivo;

$I_t$ : momento de inércia à torção uniforme;

$I_{tr}$ : momento de inércia da seção mista homogeneizada;

$I_y$ : momento de inércia da seção bruta em relação ao eixo y;

$K_t$ : fator de comprimento efetivo para flambagem da barra por torção;

$K_y$ : fator de comprimento efetivo para flambagem da barra em relação ao eixo y;

$K_y L_y$ : comprimento efetivo de flambagem da barra em relação ao eixo y;

$L$ : vão da viga mista;

$L_{cs}$ : comprimento do conector;

$M$ : momento fletor;

$M_e$ : momento fletor de flambagem elástica;

$M_G$ : momentos fletores devidos às ações aplicadas antes da resistência do concreto atingir a  $0,75f_{ck}$ ;

$M_L$ : momentos fletores devido às ações aplicadas depois da resistência do concreto;

$M_{max}$ : momento fletor solicitante máximo, em módulo, no segmento analisado para FLT;

$M_{pl}$ : momento fletor resistente de plastificação parcial;

$M_{Rd}$ : momento fletor resistente de cálculo;

$(M_{rd})_a$ : momento resistente de cálculo da viga de aço;

$(M_{rd})_t$ : momento resistente de cálculo da viga mista com interação total;

$M_{Sd}$ : momento fletor solicitante de cálculo;

$M_{0,Rd}$ : momento fletor resistente de cálculo, obtido com base no início de escoamento da seção efetiva;

$N_e$ : força normal de flambagem elástica da barra;

$N_{ey}$ : força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo principal y;

$P_u$ : resistência última do conector;

$Q_n$ : somatório das resistências nominais individuais “ $q_n$ ” dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo (para vigas bi-apoiadas);

$S$ : momento estático da seção de concreto sob compressão;

$S_{ult}$ : deslizamento máximo do conector;

$V$ : força cortante;

$V_h$ :  $(Af_y)_a$  ou  $0,85f_{ck} b t_c$ , o que for menor;

$V_{rd}$ : força cortante resistente de cálculo;

$V_{sd}$ : força cortante solicitante de cálculo;

$T$ : força de tração no perfil;

$W_a$ : módulo resistente da seção da viga de aço;

$W_c$ : módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida;

$W_{c,ef}$ : módulo de resistência efetivo;

$W_{ef}$ : módulo de resistência elástico da seção efetiva referente ao início do escoamento da seção efetiva;

$(W_{tr})_i$ : módulo resistente inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$ : módulo resistente superior da seção mista.

#### ■ Letras gregas minúsculas

$\varepsilon_{cu}$ : limite de máxima deformação a compressão;

$\varepsilon_f$ : deformação proveniente da retração livre;

$\varepsilon_y$ : deformação no escoamento;

$\phi$ : coeficiente de minoração para o aço;

$\phi_c$ : coeficiente de minoração para o concreto;

$\gamma$ : coeficiente de ponderação das resistências;

$\gamma_c$ : peso específico do concreto em KN/m<sup>3</sup>;

$\lambda_0$ : índice de esbeltez reduzido da barra;

$\lambda_p$ : esbeltez relativa da placa no estado limite último;

$\lambda_{pd}$ : relação entre a raiz quadrada da tensão crítica de flambagem para largura efetiva pela tensão crítica de flambagem para largura normal;

$\nu$ : coeficiente de Poisson;

$\theta$ : ângulo entre o plano da alma e o plano da superfície de apoio, em graus ( $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ );

$\rho$ : fator de redução associado à flambagem da barra;

$\rho_{FLT}$ : fator de redução associado à flambagem lateral com torção da barra;

$\sigma_{ef}$ : tensão crítica pós flambagem;

$\sigma_s$ : tensão de tração na mesa inferior do perfil metálico;

$\sigma_c$ : tensão de compressão no concreto;

$\sigma_{cr}$ : tensão crítica de flambagem;

$\sigma_{ct}$ : tensão de tração no concreto;

$\sigma_{ef}$ : tensão crítica de flambagem para largura efetiva;

$\sigma_x$ : tensão em x;

$\sigma_y$ : tensão em y;

$\tau_{xy}$ : tensão de cisalhamento.

#### ■ **Letras gregas maiúsculas**

$\Delta_s$ : deslocamento vertical;

$\Delta F_c$ : variação admissível da força cisalhante;

#### ■ **Abreviaturas**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas;

AISC-LRFD: American Institution of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design;

AISI: American Iron and Steel Institute;

CEB-FIP: Comité Euro-Internacional Du Beton-Fédération Internationale de la Précontrainte “MODEL CODE”;

CMEC: Curso de Mestrado em Engenharia Civil;

CSA: Canadian Standards Association;

EUROCODE: European Committee for Standardization;

SAE: Society of Automotive Engineers;

UFG: Universidade Federal de Goiás

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>19</b>
1.1	Generalidades.....	19
1.2	Justificativa .....	20
1.3	Objetivo.....	21
1.4	Metodologia .....	21
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>22</b>
2.1	Conectores de cisalhamento.....	22
2.1.1	Comportamento em relação ao cisalhamento na Interface Aço-Concreto.....	22
2.1.2	Classificação dos conectores.....	25
2.1.3	Procedimento de ensaio – EUROCODE 4:2001 .....	26
2.1.4	Procedimento de ensaio – conectores não usuais .....	30
2.1.5	Expressões para dimensionamento .....	30
2.1.5.1	Perfil U laminado ou formado a frio.....	31
2.1.5.2	Perfil U formado a frio proposto por David (2007).....	31
2.1.5.3	Pino com cabeça .....	32
2.2	Vigas mistas .....	34
2.2.1	Generalidades.....	34
2.2.2	Transferências de forças internas.....	36
2.2.3	Largura efetiva .....	39
2.2.4	Dimensionamento de vigas mistas bi-apoiadas .....	41
2.2.4.1	Resistência ao momento fletor.....	42
2.2.4.2	Resistência ao esforço cortante.....	43
2.2.4.4	Determinação do grau de interação.....	44
2.2.5	Recomendações da NBR 8800:2008 .....	45
2.2.5.1	Construção escorada .....	45
2.2.5.1.1	Vigas mistas de alma cheia com $h/t_w \leq 3,76 \cdot \sqrt{E/f_y}$ .....	45
2.2.5.1.2	Vigas mistas de alma cheia com $3,76 \cdot \sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$ .....	49
2.2.5.2	Construção não escorada.....	50

<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>51</b>
3.1	Introdução .....	51
3.2	Propriedades dos materiais .....	52
3.2.1	Aço empregado nas vigas e nos conectores.....	52
3.2.2	Concreto.....	53
3.3	Detalhamento dos modelos .....	54
3.3.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	54
3.3.2	Ensaio de flexão em vigas mistas .....	56
3.4	Instrumentação .....	58
3.4.1	Instrumentação utilizada nos ensaios “ <i>Push-out</i> ” .....	58
3.4.2	Instrumentação utilizada nos ensaios de flexão em vigas mistas .....	59
3.5	Esquemas de ensaio .....	60
3.5.1	Montagem e mecanismos de ensaios <i>Push-out</i> .....	60
3.5.2	Montagem e mecanismos de ensaios flexão em vigas mistas.....	62
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>66</b>
4.1	Caracterização dos materiais.....	66
4.1.1	Aço do perfil e dos conectores.....	66
4.1.2	Concreto.....	68
4.2	Resultados experimentais dos ensaios de cisalhamento direto .....	69
4.3	Resultados experimentais das vigas mistas.....	75
4.3.1	Avaliação teórica da resistência.....	76
4.3.2	Força máxima e modo de falha.....	77
4.3.3	Deformações longitudinais na seção transversal do meio do vão.....	79
4.3.4	Deformações das rosetas.....	83
4.3.5	Deslocamento verticais .....	85
4.3.6	Deslizamento relativo na interface.....	89
4.3.7	Distribuição de tensões nos conectores.....	91
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>95</b>
5.1	Ensaio de cisalhamento direto .....	95
5.2	Ensaio de vigas mistas.....	96
5.3	Sugestões para trabalhos futuros.....	97
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>98</b>

<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....</b>	<b>101</b>
<b>APÊNDICE A – Método de cálculo do momento resistente elástico e plástico .....</b>	<b>104</b>
<b>APÊNDICE B – Expressões para o cálculo dos valores de <math>y_c</math> e <math>y_t</math>.....</b>	<b>107</b>
<b>APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto .....</b>	<b>112</b>
<b>APÊNDICE D – Resultados dos ensaios de flexão em vigas mistas.....</b>	<b>138</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Generalidades

O desenvolvimento econômico, técnico e científico fez surgir diversos sistemas estruturais e construtivos, entre os quais estão os sistemas formados por elementos mistos aço-concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos.

Tornar os sistemas estruturais mais econômicos, através da redução do seu peso e do consumo de materiais, sem diminuir a sua segurança e durabilidade, tem sido um dos principais objetivos da engenharia estrutural. Nessa área, portanto, as pesquisas têm sido direcionadas no sentido de obtenção de sistemas estruturais cada vez mais leves e esbeltos.

No Brasil, as primeiras construções mistas restringiram-se a alguns edifícios e pequenas pontes construídas entre os anos de 1950 e 1960. Com o aumento da produção de aço estrutural no Brasil e com a busca de novas soluções arquitetônicas e estruturais, foram construídos vários edifícios no sistema misto nos últimos anos. As estruturas mistas foram normatizadas pela primeira vez em 1986 pela NBR-8800: “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, a qual abordava o dimensionamento e execução somente dos elementos mistos submetidos à flexão (vigas mistas). Em sua recente revisão aprovada em 2008, a norma passa a abordar também os pilares e lajes mistos de aço e concreto, além das ligações mistas.

Comparando-se com as condições correntes do concreto armado, a construção em sistema misto aço-concreto é competitiva para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e pela significativa redução do peso total da estrutura, propiciando assim fundações mais econômicas. O uso das estruturas metálicas no Brasil vem crescendo constantemente, mostrando ser um sistema estrutural eficiente e com características próprias, no qual merecem destaque a rapidez e organização, sendo estas as principais vantagens de sistemas pré-industrializados.

Os perfis de aço destinados à fabricação de estruturas dividem-se em três grupos: perfis soldados, perfis laminados e perfis de chapa dobrada. O uso dos dois primeiros está ligado, principalmente, às obras de grande porte, uma vez que os laminadores produzem perfis de grande eficiência estrutural. Já os formados a frio tem seu maior uso em edifícios de até seis pavimentos, galpões, silos e moradias, ou seja, construções menores com menor ação de cargas, uma vez que eles possuem espessuras reduzidas, normalmente até seis milímetros.

Nos edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica o concreto pode estar presente como parte da estrutura, principalmente nas lajes. Estas podem ser as mais variadas como, por exemplo, laje maciça, com fôrma metálica incorporada (*steel-deck*), protendida, treliçada e painéis pré-moldados, dentre outras. Uma forma de otimizar o peso dessas edificações é fazer com que estes dois materiais, aço e concreto, se interajam trabalhando como um só elemento como, por exemplo, nas vigas mistas.

Vigas mistas são elementos estruturais nos quais o perfil metálico e o concreto trabalham juntos. Isto somente é possível se existir uma união entre ambos, sendo esta união não apenas química, mas, principalmente mecânica devido aos conectores, que são elementos fixados na interface destes materiais. As vigas mistas têm maior rigidez e maior capacidade de resistir à flexão quando comparadas às vigas formadas por elementos justapostos.

## 1.2 Justificativa

Um fato corriqueiro que pode ser observado na execução de obras metálicas é a substituição de perfis especificados em projeto por outros equivalentes. Essa substituição, muitas vezes motivada pela falta do material especificado, nem sempre atende a uma equivalência de comportamento estrutural satisfatória.

A substituição de perfis destinados ao uso como conectores de cisalhamento de vigas mistas, especificados em perfil U laminado por perfil U, ou até mesmo L, formados a frio, com as dimensões de mesa e alma semelhantes é uma modificação de projeto muito comum durante a execução de obras metálicas. Esses perfis podem ser melhor observados na figura 1.1.

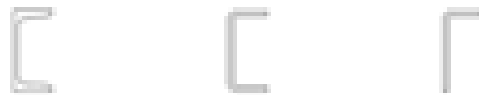


Figura 1.1 – Conectores tipo U laminado, U e L formados à frio

Conhecer melhor o comportamento estrutural desses perfis atuando em elementos de vigas mistas é um trabalho de relevante importância, uma vez que o desempenho dos mesmos pode comprometer de forma direta a segurança e a estabilidade das estruturas.

### 1.3 Objetivo

Neste trabalho é abordado um estudo comparativo do comportamento estrutural de vigas com seção mista aço-concreto, para três diferentes tipos de conectores de cisalhamento em perfil U laminado, U e L formados a frio. O objetivo é estudar o comportamento estrutural desses conectores associados a vigas metálicas em perfil I laminado de abas paralelas e laje de concreto maciça.

Nesse contexto, busca-se avaliar experimentalmente o ganho de rigidez de vigas mistas devido à contribuição da mesa de concreto e analisar a eficiência dos diferentes tipos de conectores citados na resistência das peças, verificando a equivalência ou a perda de resistência entre os mesmos.

### 1.4 Metodologia

O estudo dos conectores de cisalhamento é realizado por meio de ensaios experimentais normatizados de cisalhamento direto tipo “push-out tests”, com controle de deformação, para os conectores em perfil U laminado, U e L formado a frio, com dimensões semelhantes. Esses ensaios permitem avaliar a resistência e a ductibilidade da conexão. Nestes ensaios são medidos o deslizamento relativo entre a laje de concreto e a viga metálica, o seu afastamento horizontal e as deformações nos conectores.

Para o estudo do desempenho estrutural de cada tipo de conector nas vigas mistas de aço e concreto, é realizada uma análise experimental com vigas simplesmente apoiadas, sujeitas à flexão simples. Nestes ensaios são avaliadas as deflexões no 1/2 e a 1/4 do vão, o deslizamento relativo entre a viga metálica e a laje na região dos conectores, as deformações da seção central, dos conectores e das regiões de esforço cortante.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Conectores de cisalhamento

As estruturas mistas possuem um comportamento baseado na ação conjunta entre o perfil metálico e o concreto armado. Para isso, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. Apesar da aderência natural entre os dois materiais e as forças de atrito presentes poderem atingir valores bastante elevados, não são consideradas no cálculo da resistência da peça. Dessa forma, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento para transmitir o cisalhamento na interface aço-concreto e impedir o afastamento vertical entre a laje e viga de aço.

#### 2.1.1 Comportamento em relação ao cisalhamento na Interface Aço-Concreto

Para que a ação mista se desenvolva é necessário que os dois elementos estruturais sejam interconectados de forma a se deformarem como um único elemento, como o exemplo do sistema da figura 2.1, formado por uma viga de aço biapojada, suportando uma laje de concreto em sua face superior.

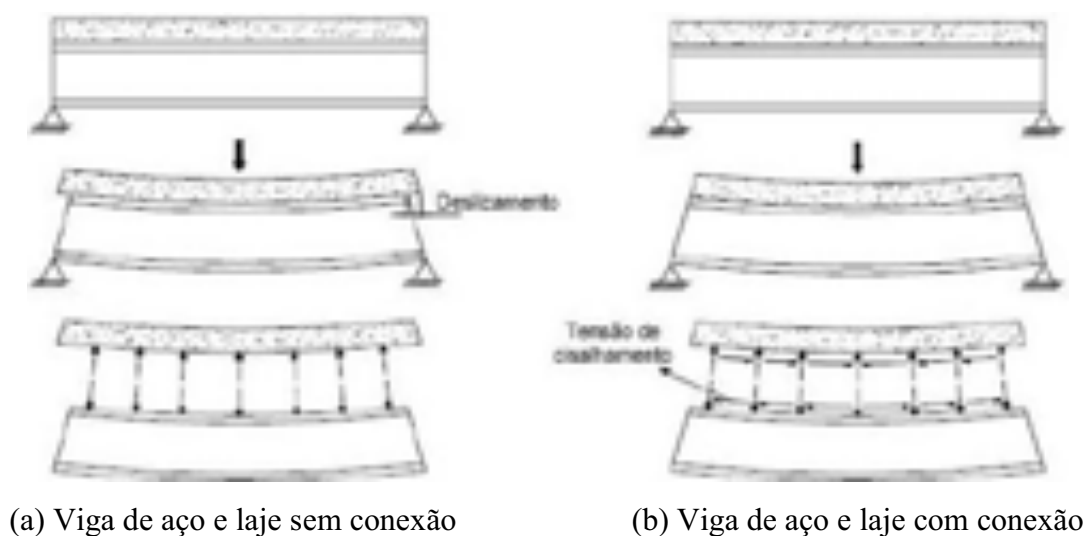


Figura 2.1 – Representação da ação mista em vigas

Considerando que não exista nenhuma ligação ou atrito na interface (interação nula), os dois elementos se deformarão independentemente, cada um suportando uma parcela da carga imposta. Com essa deformação, cada superfície da interface estará submetida a diferentes tensões: a superfície superior da viga apresenta tensões de compressão e portanto se encurta, já a superfície inferior da laje está sujeita a tensões de tração e se alonga; desta forma, haverá um deslizamento relativo entre as superfícies na região de contato. Nota-se a formação de dois eixos neutros independentes, um no centro de gravidade do perfil de aço e outro no centro de gravidade da laje de concreto, conforme observado na figura 2.2-a, onde o momento resistente é dado pela soma das resistências individuais:

$$\sum M_{isol} = M_{laje} + M_{viga} \quad (2.1)$$

Onde:

$M_{isol}$  é o momento resistente sem interação entre as peças;

$M_{laje}$  é o momento resistido pela laje;

$M_{viga}$  é o momento resistido pela viga metálica.

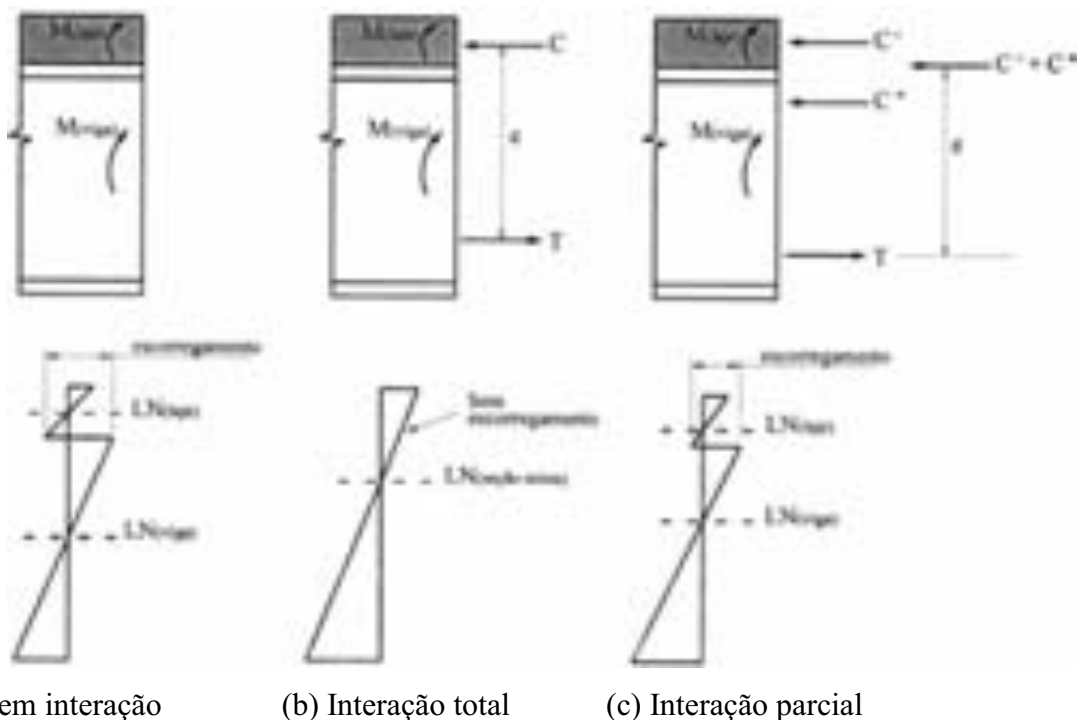


Figura 2.2 – Variação de deformação na viga em função do grau de interação

Considerando que o elemento de aço esteja interligado ao elemento de concreto por meio de conectores de cisalhamento com rigidez e resistência infinitas para deformarem-se como um único elemento (interação total), são desenvolvidas forças horizontais que

tendem a encurtar a face inferior da laje e simultaneamente a alongar a face superior da viga, de tal forma que não haja deslizamento relativo entre o aço e o concreto. Sendo assim, pode-se assumir que as seções planas permanecem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra, como pode-se observar na figura 2.2-b, onde o momento resistente torna-se:

$$\sum M_{mis} = Te = Ce > \sum M_{isol} \quad (2.2)$$

$M_{mis}$  é o momento resistente considerando a interação entre as peças;

$T$  é o esforço de tração resistido pela viga metálica;

$C$  é o esforço de compressão resistido pela laje de concreto;

$e$  é a distância entre as duas forças.

Para os casos intermediários, onde a interligação não for suficientemente rígida ou resistente (interação parcial), têm-se duas linhas neutras não independentes. Sua posição dependerá do grau de interação entre os dois sistemas, conforme figura 2.2-c. Haverá um deslizamento relativo entre as superfícies, menor que o ocorrido na situação sem interação.

Em ação conjunta às forças de cisalhamento longitudinais nas vigas mistas, os conectores também estão sujeitos a forças verticais que tendem a separar os dois elementos componentes do sistema misto. Em geral estas forças são muito menores que as forças de cisalhamento longitudinais, não sendo necessário calculá-las na prática.

A ligação entre o aço e o concreto é dimensionada em função dos esforços cortantes longitudinais por unidade de comprimento,  $q$ , conhecido como fluxo de cisalhamento longitudinal. A resultante do fluxo de cisalhamento longitudinal,  $Vh$ , é dada em função da máxima força cortante que se pode transmitir através da ligação.

Quando a resistência dos conectores é maior ou igual à resistência da viga metálica ou da laje de concreto, o grau de interação é total, sendo o equilíbrio horizontal atingido quando as forças resistidas pela laje e pela viga metálica se igualam. Neste caso, a resistência dos conectores não influencia diretamente a resistência à flexão da viga mista. Quando a resistência dos conectores é menor que a menor resistência oferecida por qualquer dos dois elementos, a resistência da laje de concreto passa a ser limitada pela resistência dos conectores. Neste caso, os conectores controlam a capacidade resistente à flexão da viga mista, sendo a interação parcial.

O índice que permite avaliar o grau de interação,  $\eta$ , é determinado pela relação entre o somatório das resistências individuais dos conectores situados entre uma seção de

momento fletor máximo e a seção adjacente de momento nulo, e a resultante do fluxo de isalhamento  $Vh$ . Este índice permite avaliar o tipo de interação; quando  $\eta \geq 1$  a interação é total e quando  $\eta \leq 1$  a interação é parcial.

### 2.1.2 Classificação dos conectores

Os conectores classificam-se em flexíveis e rígidos. O conceito de rigidez, neste caso, está relacionado com a capacidade de restrição ao escorregamento imposta pela ligação viga de aço/laje de concreto. Os conectores do tipo pino com cabeça são os mais utilizados dentre os flexíveis, na maioria dos países, devido à facilidade de fabricação utilizando o processo de soldagem semi-automático. Além disso, apresentam a mesma resistência em todas direções. A figura 2.3 ilustra alguns dos tipos de conectores flexíveis e rígidos mais utilizados.

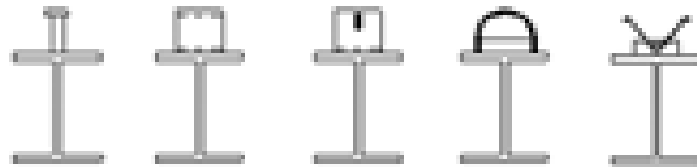


Figura 2.3 – Vista frontal de alguns tipos de conectores

A característica estrutural mais importante dos conectores de cisalhamento é a relação existente entre a força  $F$  transmitida pelo conector e o escorregamento relativo  $S$  na interface aço-concreto, determinando seu comportamento “dúctil”. O diagrama típico de  $F \times S$  é ilustrado na figura 2.4.

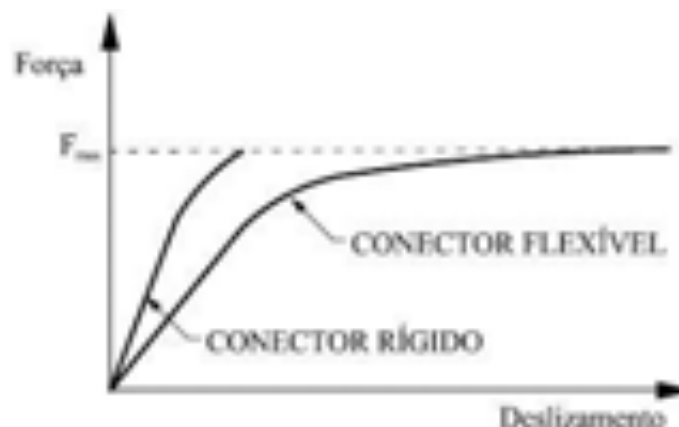


Figura 2.4 – Relação força versus deslizamento para conectores de cisalhamento

A flexibilidade dos conectores, portanto, garante que o colapso de uma viga mista, quando se dá a ruptura da ligação aço-concreto, seja do tipo “dúctil”.

MALITE (1993) realizou ensaios padronizados do tipo push-out, em modelos semelhantes aos apresentados na norma inglesa BS 5400 (1979), para a avaliação da resistência última e do comportamento força-escorregamento de alguns tipos de conectores em chapa dobrada (formados a frio). Foram analisados três tipos de conectores: cantoneira simples, cantoneira enrijecida e perfil “U”, em duas espessuras de chapa (2,66 mm e 4,76 mm). Dois modos de ruptura foram identificados no ensaio. Nos conectores de chapa mais fina (2,66 mm), observou-se a ruptura do aço do conector junto à solda. Nos conectores de chapa mais grossa, observou-se a ruptura do concreto por esmagamento resultante da rotação excessiva do conector. Em ambos os tipos de ruptura, notou-se que os conectores em cantoneira mantiveram a sua forma geométrica inicial, ocorrendo apenas uma rotação do conector junto à solda de ligação com o perfil de aço. Os conectores constituídos por cantoneira enrijecida apresentaram comportamento bastante semelhante aos de cantoneira simples, mostrando que, neste caso, o lábio enrijecedor não altera o comportamento força-escorregamento, nem a resistência última do conector. Os conectores em perfil “U” não apresentaram diferenças significativas no comportamento força-escorregamento em relação aos conectores em cantoneira com mesma espessura, embora apresentassem altura maior que as cantoneiras. Isto demonstra que a espessura de chapa do conector é a variável que mais influenciou a resistência da conexão.

### **2.1.3 Procedimento de ensaio – EUROCODE 4:2001**

A avaliação do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento é possível pela realização de ensaios denominados push-out test. Esses ensaios permitem a obtenção da curva força-escorregamento, da força última e do modo de colapso da ligação. O EUROCODE 4 e a norma britânica BS 5400 apresentam procedimentos referentes aos ensaios do tipo push-out, que incluem a especificação das dimensões dos modelos a serem ensaiados e a determinação da capacidade nominal dos conectores.

A figura 2.5 contém detalhes do modelo adotado pelo EUROCODE 4 - 2001 para o ensaio. O modelo é formado por um perfil de aço tipo “I” conectado a duas mesas de concreto através de conectores de cisalhamento. As mesas de concreto devem ser providas de armaduras, cuja posição e diâmetro das barras também são especificados tanto pelo EUROCODE 4 como pela norma britânica BS 5400.

O ensaio deve ser realizado da seguinte maneira:

- a) inicialmente, aplicam-se incrementos de força até atingir 40% da força máxima esperada;

- b) aplicam-se 25 ciclos de carregamento com a força variando entre 5% e 40% da força máxima;
- c) os incrementos de força após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 min;
- d) o deslocamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico deve ser monitorado em todo o ensaio, desde o início do carregamento até que a força decresça em 20% do valor máximo;
- e) próximo a cada grupo de conectores deve-se monitorar a separação transversal entre a mesa do perfil central e a laje.

A preparação dos protótipos deve seguir rigorosamente o previsto pelas normas, mas algumas recomendações devem ser frisadas:

- a) para que os resultados não sejam afetados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, a superfície de contato deve ser engraxada;
- b) o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar;
- c) a resistência ao escoamento do aço do conector deve ser determinada;
- d) a força deve ser aplicada gradualmente.

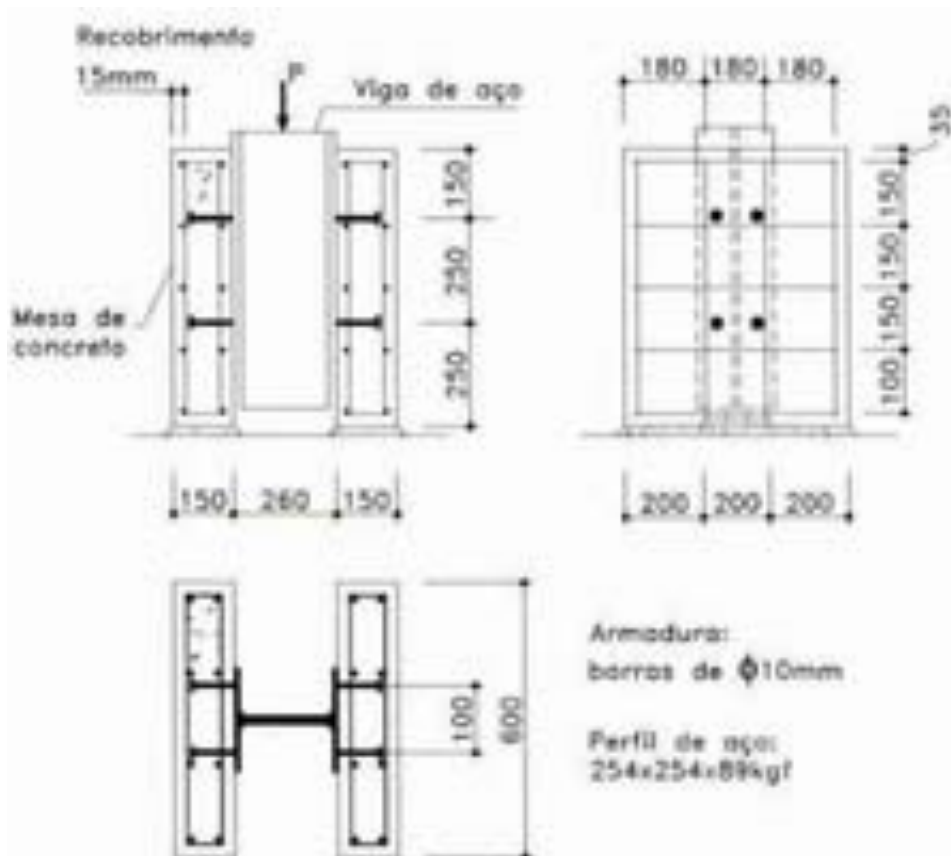


Figura 2.5 – Modelo adotado pelo EUROCODE 4 para o ensaio tipo push-out

Mesmo seguindo todas as prescrições normativas os ensaios apresentam resultados que se diferenciam devido a diversos fatores. Cita-se, por exemplo, o número de conectores no modelo de ensaio, as tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores, o tamanho, arranjo, e resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores, a espessura do concreto junto aos conectores, a aderência na interface aço concreto, a resistência à compressão do concreto, o adensamento do concreto e o arranjo das partículas do agregado junto aos conectores. Além disso, a vinculação lateral na base das lajes, também influencia os resultados, pois deslocamentos laterais da laje podem provocar forças de arrancamento no conector.

O EUROCODE 4 – 2001, indica como se deve proceder na avaliação dos resultados dos ensaios:

- a) não menos que três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- b) quando, em nenhum ensaio, o desvio do valor da força de ruptura em relação à média não exceder 10%, o menor valor da força de ruptura obtido nos ensaios será tomado como força última  $P_u$ ;
- c) se esse desvio exceder 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo deverão ser feitos e o menor valor da força de ruptura, obtido nesses seis ensaios, será tomado como força última  $P_u$ ;
- d) quando pelo menos dez ensaios forem realizados, a força última  $P_u$  pode ser determinada como sendo a força correspondente a uma probabilidade de 5% dos resultados obtidos serem menores que  $P_u$ .

Para análise dos resultados ensaios de três corpos-de-prova nominalmente idênticos, cujas diferenças entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não excedam a 10%, a resistência de cálculo do conector ( $Q_{Rd}$ ) pode ser determinada pela equação 2.3. A máxima capacidade de deslizamento relativo de um modelo deve ser tomado como o valor medido no incremento de carga característico, conforme mostrado na figura 2.6.

$$Q_{Rd} = (f_u/f_{ut}) \cdot (Q_{Rk}/\gamma_{cs}) \leq Q_{Rk}/\gamma_{cs} \quad (2.3)$$

Onde:

$f_u$  é o valor nominal da resistência à tração do aço;

$f_{ut}$  é o valor experimental da resistência à tração do aço;

$Q_{Rk}$  é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25.

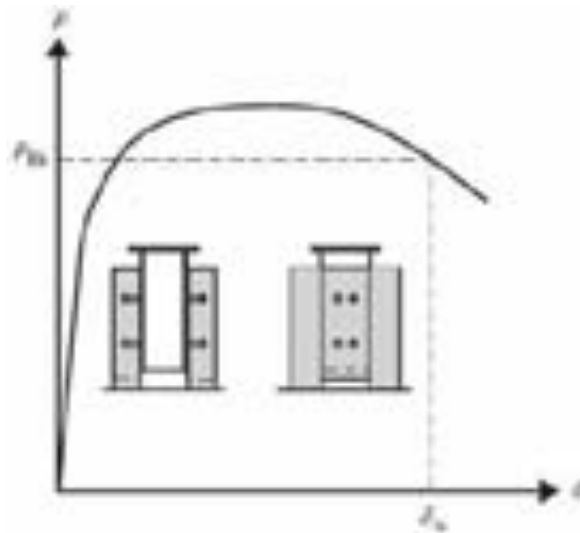


Figura 2.6 – Determinação da capacidade de deslizamento, EUROCODE 4:2001

A resistência do concreto e o diâmetro do conector, para o caso de pinos com cabeça (“*stud bolt*”), são as principais variáveis que influenciam o modo e a força de ruptura. Nos ensaios desses conectores, para diâmetros acima de 16 mm, ocorre ruptura do concreto circundante ao conector e para diâmetros menores, ocorre cisalhamento do conector. Segundo LEMA (1982 apud CHAVES, 2009), as tensões de contato sobre o corpo desse conector variam ao longo de seu comprimento, sendo maiores em sua base.

Os possíveis modos de colapso são ilustrados na figura 2.7. O colapso também pode ser uma combinação desses modos.

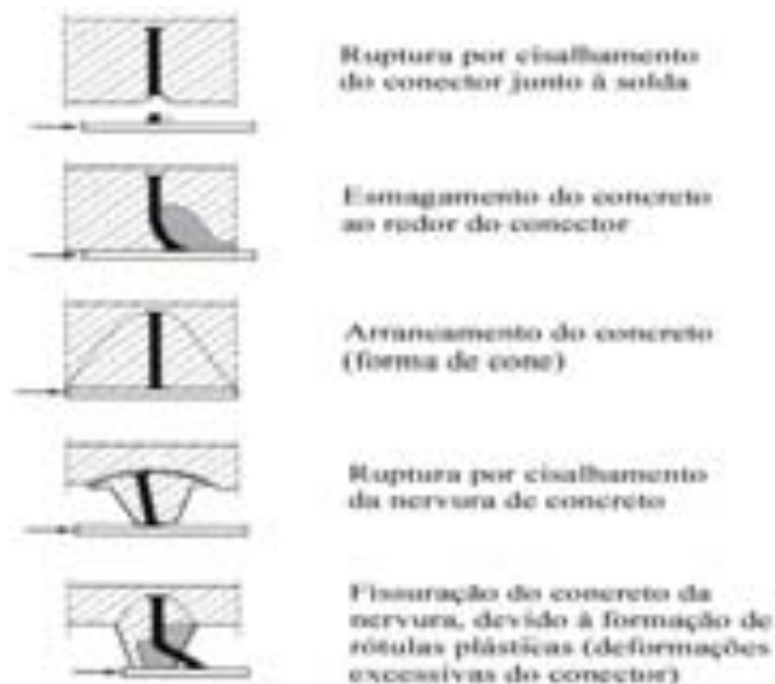


Figura 2.7 – Possíveis modos de colapso obtidos dos ensaios do tipo push-out

#### 2.1.4 Procedimento de ensaio – conectores não usuais

De acordo com o EUROCODE 4:2001 os ensaios de cisalhamento direto podem ser conduzidos com características diferentes do corpo-de-prova padronizado, entretanto as seguintes prescrições devem ser atendidas:

- a) os corpos-de-prova de ensaio deverão ser similares ao apresentado na figura 2.5;
- b) a laje e a armadura deverão ter dimensões compatíveis com as das vigas correspondentes;
- c) o comprimento da laje deverá ser tal que o espaçamento longitudinal mínimo entre conectores seja mantido;
- d) a largura da laje será menor ou igual a largura efetiva da laje na viga mista e a espessura da laje não excederá a espessura mínima da laje na viga mista.

Alguns ensaios de cisalhamento direto não seguem as prescrições da norma européia devido às particularidades construtivas em função dos parâmetros que se pretende analisar.

#### 2.1.5 Expressões para dimensionamento

Certos tipos de conectores são amplamente utilizados em diversas estruturas, tais como edifícios e pontes, para os quais as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para o cálculo das mesmas baseadas em extensivos programas de ensaios.

Além das expressões normatizadas, existem outras deduzidas por pesquisadores que ainda não fazem parte de normas, talvez devido à necessidade de mais ensaios, ou talvez devido a serem restritas a certos tipos de laje, armaduras ou outras características que restringem sua utilização.

Nas normas ABNT NBR 8800 e AISC:2005 são encontradas expressões para cálculo da resistência de conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado, embutidos em lajes maciças ou com fôrma de aço incorporada. Suas expressões são idênticas, porém a norma brasileira desconsidera o coeficiente de ponderação da resistência  $\gamma_{CS}$ , dessa forma os valores das resistências obtidos pela norma brasileira são valores de cálculo  $Q_{rd}$ , enquanto os da norma americana são valores nominais  $Q_n$ .

### 2.1.5.1 Perfil U laminado ou formado a frio

A formulação apresentada para o cálculo da força resistente de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço é dada pela equação 2.4, abaixo:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.4)$$

Onde:

$t_{fcs}$  é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância ente a borda livre e a face adjacente da alma em mm;

$t_{wcs}$  é a espessura da alma do conector em mm;

$L_{cs}$  é o comprimento do perfil U em mm;

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

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto em MPa;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

Para perfis U formados a frio a força resistente de cálculo deve ser determinada com na equação 2.4, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do conector. A norma ressalta que devem ser tomados cuidados especiais para se evitar o aparecimento de trincas na região das dobras da chapa para formação do conector.

### 2.1.5.2 Perfil U formado a frio proposto por DAVID (2007)

$$Q_R = (0,003 \cdot t + 0,0005) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (2.5)$$

Onde:

$t$  é a espessura da chapa em mm;

$L_{cs}$  é o comprimento do perfil U em mm;

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

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto em MPa;

### 2.1.5.3 Pino com cabeça

Para conector de cisalhamento tipo pino com cabeça totalmente embutido em laje de maciça, a resistência de cálculo é dada pelo menor dos valores seguintes:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.6)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.7)$$

Onde:

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector;

Para o coeficiente  $R_g$ , a NBR 8800:2008 estabelece os seguintes valores:

- a) 1,00: para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação  $b_F / h_F$  igual ou superior a 1,5 ( $b_F$  e  $h_F$  indicados na figura 2.8);
- b) 0,85: para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação  $b_F / h_F$  inferior a 1,5;
- c) 0,70: para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Com relação ao coeficiente  $R_p$ , deve-se adotar:

- a) 1,00: para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;

- b) 0,75: para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e  $e_{mh}$  igual ou superior a 50 mm; para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- c) 0,60: para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e  $e_{mh}$  inferior a 50 mm ( $e_{mh}$  ilustrado na figura 2.9).

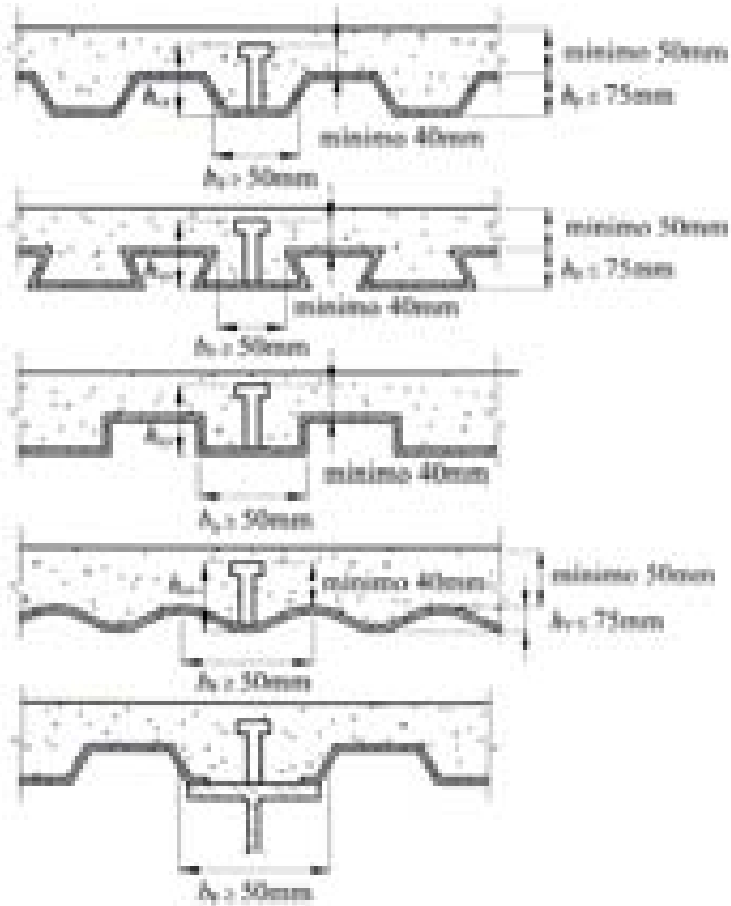


Figura 2.8 – Lajes de concreto com forma de aço incorporada – ABNT NBR 8800:2008

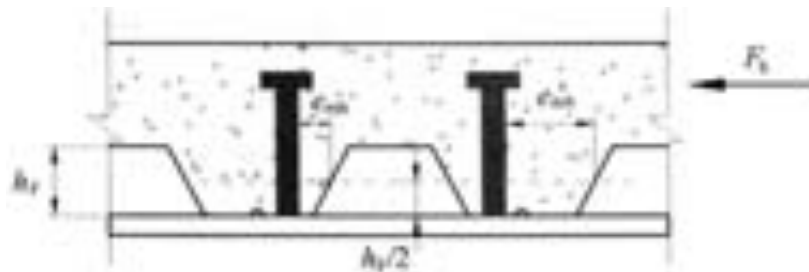


Figura 2.9 – Ilustração do valor a ser tomado para  $e_{mh}$  – ABNT NBR 8800:2008

## 2.2 Vigas Mistas

### 2.2.1 Generalidades

Qualquer peça estrutural na qual dois ou mais materiais, tendo diferentes relações tensões versus deformações, são combinados e passam a trabalhar em conjunto é denominada peça mista.

A ABNT NBR 8800:2008 aborda o dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto, que consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, sendo geralmente utilizado um perfil I, podendo ser uma seção caixão ou tubular retangular, desde que sejam feitas adaptações nas prescrições apresentadas ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje previstos são: maciça moldada no local, mista ou com pré-laje de concreto pré-moldada. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço. Alguns dos tipos mais usuais de seções de vigas mistas são indicados na figura 2.10.



Figura 2.10 – Alguns tipos mais usuais de vigas mistas – EUROCODE 4:2001

A grande vantagem de se usar o aço estrutural juntamente com o concreto reside no fato do primeiro ter um ótimo desempenho à tração e o segundo à compressão, formando assim um sistema mais rígido se comparado à viga somente de aço. Além disso, esse acréscimo de resistência e de rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e de concreto, possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, implicando em economia de material. A principal desvantagem reside na necessidade de provisão dos conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas, o que é mais usual, ou podem ser contínuas. As simplesmente apoiadas contribuem para a maior eficiência do sistema misto,

pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão. As vigas contínuas, devido à presença de momentos fletores negativos, apresentam um comportamento estrutural diferente das simplesmente apoiadas. Embora a presença exclusiva de momentos fletores positivos contribua para a maior eficiência do sistema misto, deve-se notar que a continuidade das vigas traz vantagens sob o ponto de vista de estabilidade global da estrutura, devido ao efeito de pórtico.

Com relação ao método construtivo, pode-se optar pelo não escoramento da laje devido à necessidade de velocidade de construção. Por outro lado, o escoramento da laje pode ser apropriado caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva. Podemos observar essa diferença de comportamento estrutural na figura 2.11.

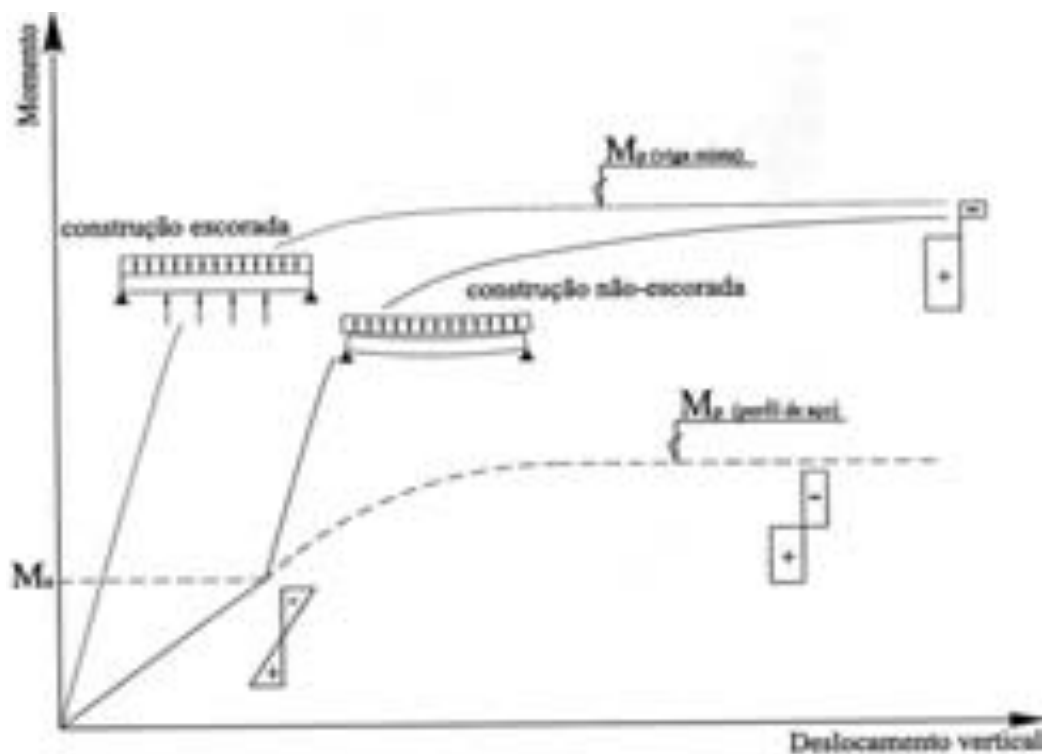


Figura 2.11 – Relação momento/deslocamento em função da presença de escoramento na fase construtiva

Outros fatores que influenciam o comportamento das vigas são a fluência e a retração do concreto. Ambas conduzem a deformações por carregamentos de longa duração maiores que a sua deformação inicial.

### 2.2.2 Transferências de forças internas

De acordo com Oehlers (1989), o fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera na interface entre a laje de concreto e a viga de aço, em vigas mistas, é transferido por meio de um número discreto de pontos, representados pelos conectores de cisalhamento. No caso do conector pino com cabeça, as forças de cisalhamento longitudinal são transferidas da laje de concreto para a viga de aço, conforme ilustra a figura 2.12.

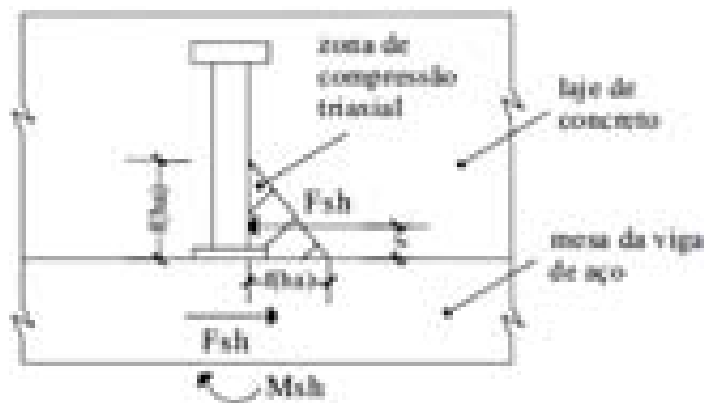


Figura 2.12 – Transferência de forças de cisalhamento longitudinal

Conforme mencionado por Oehlers e Park (1992), o fuste do conector é submetido à força de cisalhamento ( $F_{sh}$ ), distante da mesa do perfil metálico de uma distância  $z$ . O produto da força  $F_{sh}$  pela correspondente excentricidade  $z$  gera um momento  $M_{sh}$ . Logo, essas forças atuantes resultam em tensões de cisalhamento e normais aplicadas ao corpo do conector.

A magnitude dessas tensões não depende somente da força de cisalhamento  $F_{sh}$ , mas também na excentricidade  $z$  que é função da rigidez relativa entre o concreto e o conector. Se a rigidez do concreto é muito maior que a rigidez apresentada pelo conector, a excentricidade  $z$  tenderá a zero, caso contrário  $z$  tenderá a metade da altura do conector pino com cabeça. Com base na figura 2.12 a zona de concreto que se encontra imediatamente em frente ao conector de cisalhamento, denominada zona de compressão tri-axial, está sujeita a elevadas tensões de compressão. Segundo os mesmos autores, existem diversos mecanismos que levam à ruptura do conector pino com cabeça quando da transferência das forças de cisalhamento longitudinal da laje para a viga:

- a) quando o concreto for menos rígido comparado ao conector, o concreto começa a fissurar antes que o conector plastifique, proporcionando assim o aumento da excentricidade  $z$ .

Conseqüentemente, as tensões normais no pino do conector aumentarão mais rapidamente que as tensões de cisalhamento, conduzindo o conector à ruptura;

- b) se o conector for menos rígido que o concreto,  $z$  diminui, reduzindo assim o momento ( $M_{sh}$ ) no conector. Além disso, a zona de compressão triaxial se reduzirá, diminuindo a altura efetiva do conector, ocasionando assim a ruptura do concreto na zona de compressão triaxial e, conseqüentemente, o aumento de  $z$ , já que a rigidez do concreto diminui. A partir daí, retorna-se ao mecanismo de ruptura descrito no item a.

Outro fato importante que deve ser mencionado é com referência aos modos de fissuração que ocorrem na laje, associados à ruptura do conector de cisalhamento, por conseqüência da redução gradual da resistência e rigidez do concreto na zona de compressão tri-axial. Segundo Oehlers (1989), podem ocorrer três tipos de fissuração na laje:

- fissuração perpendicular à direção longitudinal da viga;
- fissuração que se propaga na direção das bielas de compressão;
- fissuração longitudinal à viga, sendo essa a mais nociva ao concreto, tendo como conseqüência a ruptura do conector.

Segundo essa mesma referência, a armadura transversal não impede a ruptura do concreto, porém limita a propagação das fissuras. Os tipos de fissuração estão ilustrados na figura 2.13.

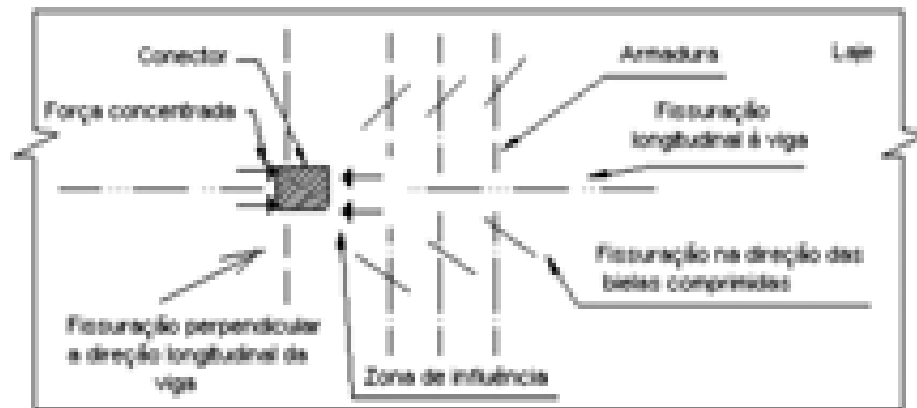


Figura 2.13 – Tipos de fissuração na laje

Ensaio descritos em Davies (1969), Lema (1982), Lam, Elliot e Nethercot (2000) mostraram que em vigas mistas simplesmente apoiadas com variações na taxa de armadura transversal, quanto maior for a taxa de armadura transversal na laje de concreto (dentro de uma quantidade tolerável), maior será a resistência última à flexão alcançada pela viga mista. Dessa forma, recomenda-se que sejam colocadas armaduras transversais com o objetivo de se limitar a propagação da fissura longitudinal na região onde se encontram as linhas de

conectores de cisalhamento. Vale salientar que em trabalhos semelhantes esta fissura longitudinal não influencia significativamente na resistência última ao momento fletor.

A vista superior de uma laje está ilustrada na figura 2.14. O modelo de treliça, para o cálculo da armadura transversal, está representado pelo triângulo 123, no qual 23 representa a armadura por unidade de comprimento da viga, e  $C$  representa a força de cisalhamento, também, por unidade de comprimento da viga. A força  $C$  é resistida pelas diagonais comprimidas 12 e 13, que formam um ângulo de aproximadamente  $45^\circ$  com o eixo da viga. Por equilíbrio, as forças de compressão em 2 e 3 são equilibradas pelas forças de tração na armadura e compressão no concreto. A falha neste modelo ocorre quando a armadura entra em escoamento.

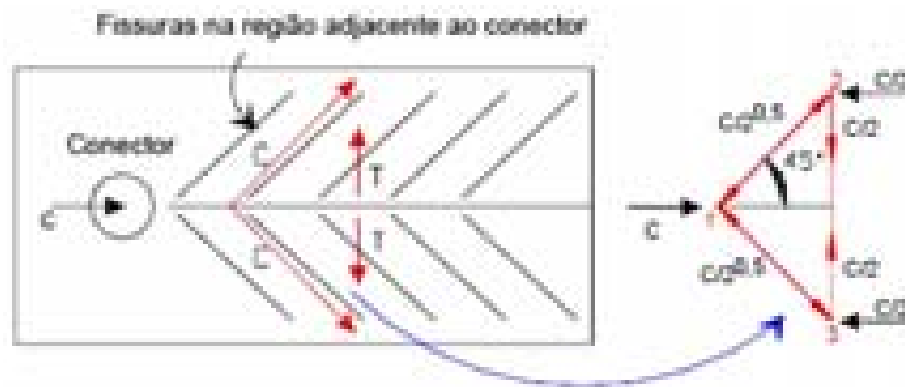


Figura 2.14 – Vista superior da formação de fissuras em uma laje

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 a fissuração da laje, causada por cisalhamento na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta, deve ser controlada por armadura adicional, transversal à viga, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas, sejam suficientes para esta finalidade.

A referida armadura, denominada armadura de costura, deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento  $L_m$ , distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo. A área da seção dessa armadura,  $A_s$ , não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo em nenhum caso inferior a  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

David (2003) realizou ensaios de cisalhamento direto em conectores tipo U em perfil formado a frio embutidos em laje de vigotas treliçadas pré-moldadas, tendo como

variáveis a altura e a espessura do conector, além da resistência do concreto. Foram realizados também ensaios em quatro vigas, sendo um metálica e três mistas. Destes ensaios, verificou-se que o tipo de laje, maciça ou treliçada, não afetou a resistência das vigas, visto que a linha neutra situava-se na capa de concreto. A ausência da armadura transversal posicionada na face inferior da laje nas vigas mistas com laje treliçada causou a formação de uma fissura longitudinal na face superior da laje, figura 2.15.



Figura 2.15 – Fissura longitudinal nas vigas mistas com laje treliçada – David (2003)

### 2.2.3 Largura Efetiva

O sistema de piso com vigas mistas consiste essencialmente de uma série de vigas T paralelas com mesa larga e delgada. A presença de deformações de cisalhamento no plano da laje de concreto faz com que as seções não mais permaneçam planas, provocando uma variação das tensões normais ao longo da largura da mesa (“shear lag”). A tensão é maior imediatamente sobre a viga, decrescendo à medida que se vai distanciando da linha de centro, como mostrado na figura 2.16. Assim, a contribuição da mesa de concreto não é totalmente efetiva, levando ao conceito de largura colaborante ou largura efetiva.

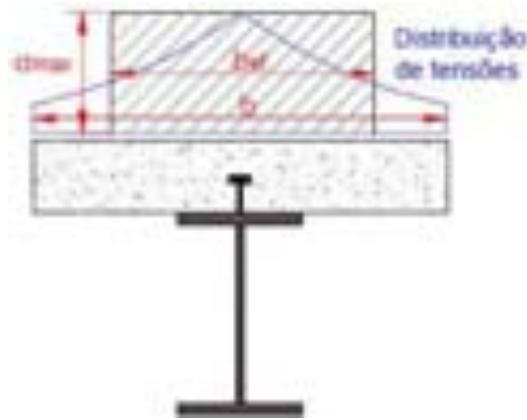


Figura 2.16 – Distribuição de tensões na laje

O cálculo exato da largura efetiva no regime elástico depende de uma série de fatores, tais como:

- condições de apoio;
- tipo do carregamento e, conseqüentemente, da distribuição de momentos;
- proporção existente entre a espessura da laje e a altura da viga;
- armadura longitudinal colocada na laje de concreto;

Dessa forma, o cálculo exato da largura efetiva, o qual encontra base na teoria da elasticidade, torna-se muito trabalhoso, visto que é necessário avaliar não somente os fatores já citados, como também resolver as equações que regem o fenômeno, o que inviabiliza seu cálculo em nível de projeto. Por esse motivo, o efeito “shear lag” é levado em consideração pelas normas através de recomendações práticas para a determinação do valor da largura efetiva.

Para o caso de vigas mistas bi-apoiadas a ABNT NBR 8800:2008 e a AISC: 2005 recomendam que a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve se igual ao menos dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Para os casos de vigas mistas contínuas e semicontínuas as larguras efetivas podem ser determinadas como no caso de vigas mistas bi-apoiadas, tomando-se em lugar dos vãos da viga as distâncias entre os pontos de momento nulo. Admite-se, simplificadaamente, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias (conforme figura 2.17):

- Nas regiões de momento positivo:
  - 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;

- $7/10$  da distância entre apoios, para vãos internos;
- b) Nas regiões de momento negativo:
  - $1/4$  da soma dos vãos adjacentes.

O critério que considerava a espessura da laje na determinação da largura efetiva, como sendo 16 vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga metálica, presente na ABNT NBR 8800:1986 foi abandonado na revisão de 2008.

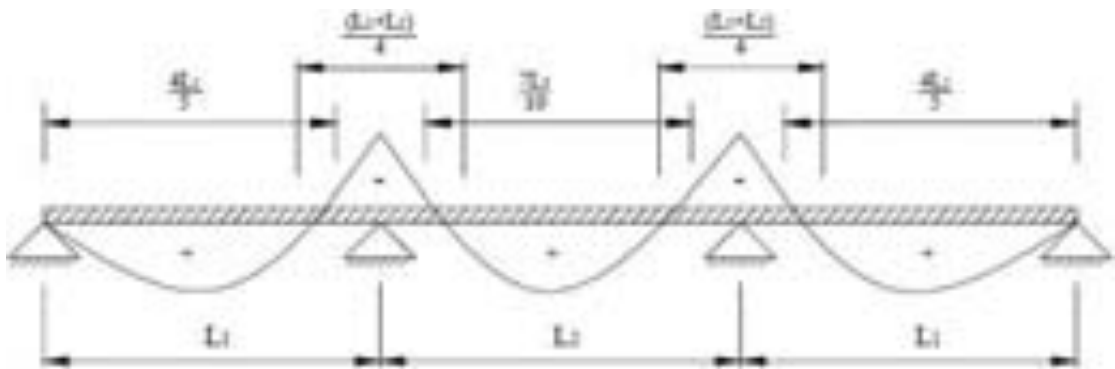


Figura 2.17 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua – ABNT NBR 8800:2008

No caso de vigas mistas em balanço e trecho em balanço de viga mista, a largura efetiva da região envolvendo o balanço e a região de momento negativo adjacente também pode ser determinada como no caso de viga mista bi-apoiada, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço. Já no caso das vigas mistas com trecho em balanço, toma-se como vão da viga mista o comprimento do balanço somado ao comprimento real da região de momento negativo adjacente.

#### 2.2.4 Dimensionamento de vigas mistas bi-apoiadas

O dimensionamento de vigas mistas esteve associado durante um longo período de tempo a uma análise elástica de tensões, na qual os valores extremos das tensões solicitantes eram comparados com valores admissíveis, ou seja, tensões resistentes reduzidas por um coeficiente de segurança (Método das Tensões Admissíveis). Em meados da década de 80, algumas normas começaram a adotar uma nova metodologia de cálculo denominada Método dos Estados Limites. Este novo procedimento estabelece condições de colapso da estrutura, baseado em critérios de resistência última ou instabilidade, citando-se a hipótese de plastificação da seção e através de critérios de utilização, determinado por um limite de deslocamento excessivo.

### 2.2.4.1 Resistência ao momento fletor

Os procedimentos de cálculo do momento resistente das vigas mistas são semelhantes nas normas brasileira, americana e européia.

Neste item, são apresentadas as formulações normativas, segundo a NBR 8800:2008, utilizadas na determinação das tensões através do método elástico simplificado, utilizado para avaliar o comportamento da viga em situações de serviço onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade, e do método plástico, utilizado para se determinar o momento resistente último desta seção.

A norma brasileira apresenta seu procedimento de cálculo de vigas mistas de acordo com a classe da seção de aço referente à flambagem local da alma (FLA), pois a mesa comprimida (mesa superior) é contida pela laje e, portanto, não sujeita à flambagem local (FLM).

Para seções com relação  $h/t_w \leq 3,76 \cdot \sqrt{E/f_y}$ , pode ser admitida a plastificação total da seção mista. Esta análise é baseada em relações tensão-deformação do tipo rígido-plástico com deformações ilimitadas para o aço e o concreto desconsiderando a resistência do concreto à tração. Sendo assim, esta análise só se aplica aos casos onde não há problemas de instabilidade local ou global. De maneira geral, esta análise se divide em três casos: interação completa e linha neutra plástica na laje, interação completa e linha neutra plástica na viga de aço ou interação parcial.

Para seções com relação  $3,76 \cdot \sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$ , o momento fletor resistente deve ser calculado em regime elástico e para  $h/t_w > 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$  não se admite a consideração da ação mista. A seguir, estão ilustrados nas figuras 2.18 e 2.19 os modelos teóricos de distribuições de tensões.

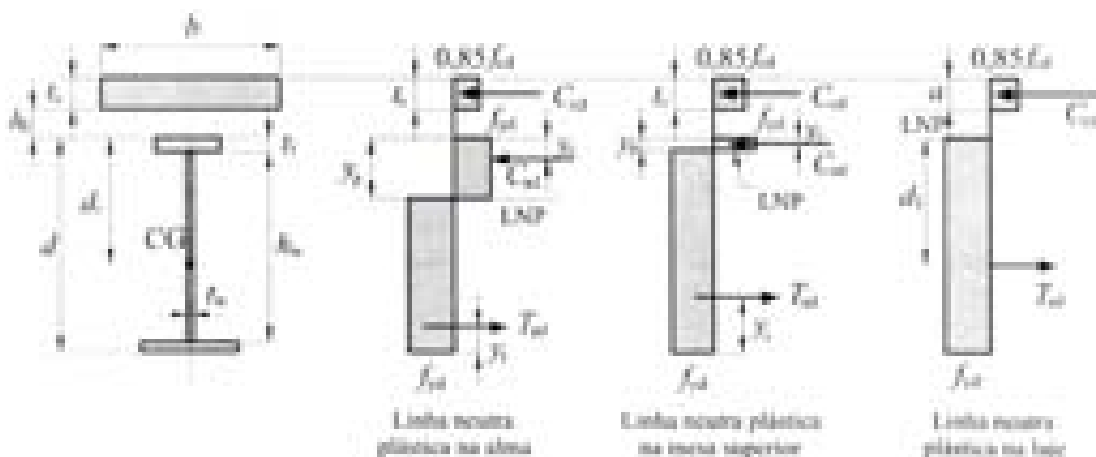


Figura 2.18 – Distribuição de tensões – Interação completa, ABNT NBR 8800:2008

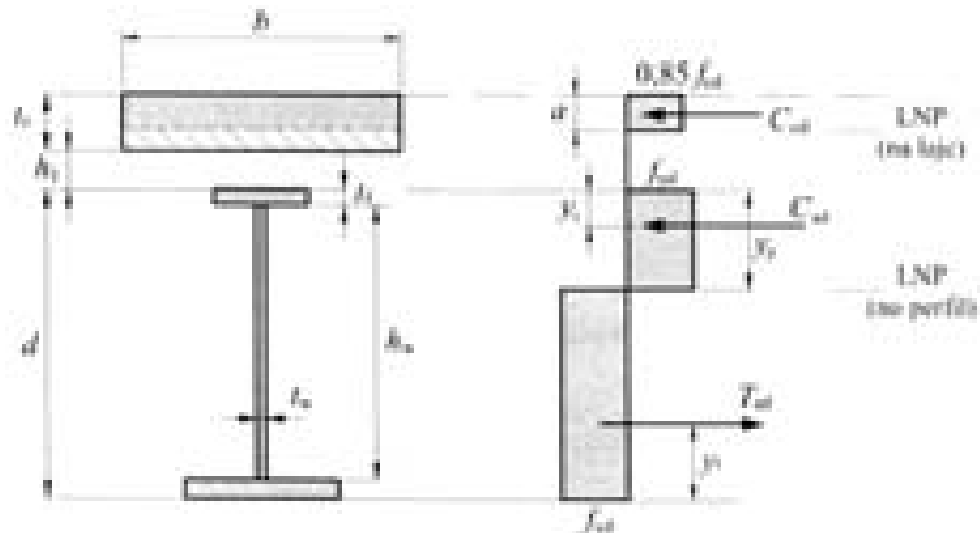


Figura 2.19 – Distribuição de tensões – Interação parcial, ABNT NBR 8800:2008

#### 2.2.4.2 Resistência ao esforço cortante

Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante de cálculo,  $V_{rd}$ , é dada por:

a) para  $\lambda \leq \lambda_p$ :

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.8)$$

b) para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.9)$$

c) para  $\lambda > \lambda_r$ :

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

Os coeficientes de flambagem, são calculados da seguinte forma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.11)$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} \quad (2.12)$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} \quad (2.13)$$

Onde:

$K_v = 5,0$  para almas sem enrijecedores transversais, para  $\frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$  ou

$5,0 + \frac{5}{(a/h)^2}$ , para todos os outros casos;

$V_{pl}$  é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

$a$  é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

$h$  é a altura da alma, tomada à distância entre as faces internas da mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância ente alma nos perfis laminados;

$t_w$  é a espessura da alma;

$\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço.

A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w f_y \quad (2.14)$$

Nessa equação,  $A_w$  é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a:

$$A_w = d \cdot t_w \quad (2.15)$$

Onde:

$d$  é a altura total da seção transversal;

$t_w$  é a espessura da alma.

### 2.2.4.3 Determinação do grau de interação

Para vigas mistas de alma cheia, o grau de interação é dado por:

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (2.16)$$

Onde:

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$F_{hd}$  é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, dado pelo menor valor entre  $A_a \cdot f_{yd}$  e  $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$ .

O grau de interação não pode ser inferior a:

a) Quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas iguais:

- Para  $L_c \leq 25$  m

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_c) \geq 0,40 \quad (2.17)$$

- Para  $L_c > 25$  m (interação completa),  $\eta_i = 1$ .

Onde:

$L_c$  é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros, podendo ser tomado como na figura 2.16 para as vigas contínuas e semicontínuas;

b) Quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior ou igual a três vezes a área da mesa superior:

- Para  $L_c \leq 20$  m

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} \cdot (0,30 - 0,015 \cdot L_c) \geq 0,40 \quad (2.18)$$

- Para  $L_c > 20$  m (interação completa),  $\eta_i = 1$ .

Para situações intermediárias entre as previstas nos itens “a” e “b”, pode-se efetuar interpolação linear. Outras situações não são previstas.

## 2.2.5 Recomendações da NBR 8800:2008

### 2.2.5.1 Construção escorada

#### 2.2.5.1.1 Vigas mistas de alma cheia com $h/t_w \leq 3,76 \cdot \sqrt{E/f_y}$

O Momento resistente de cálculo,  $M_{rd}$ , pode ser determinado de acordo com os itens “a”, “b” e “c”. O coeficiente 0,85 que multiplica a resistência à compressão característica,  $f_{ck}$ , nos referidos itens corresponde preponderantemente aos efeitos de longa duração (efeito Rüsçh). O coeficiente  $\beta_{vm}$ , que aparece na equação de  $M_{rd}$  nos itens “a”, “b” e “c” é igual a 0,85 , 0,90 ou 0,95 para as vigas semicontínuas, conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação. Para vigas biapoiadas ou contínuas,  $\beta_{vm}$  é igual a 1,00.

**a) Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, conforme figura 2.17:**

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a \cdot f_{yd} \quad (2.19)$$

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \geq A_a \cdot f_{yd} \quad (2.20)$$

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a \quad (2.21)$$

$$T_{ad} = A_a \cdot f_{yd} \quad (2.22)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \leq t_c \quad (2.23)$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left( d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (2.24)$$

**b) Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço, conforme figura 2.17:**

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \quad (2.25)$$

$$A_a \cdot f_{yd} \geq 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \quad (2.26)$$

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \quad (2.27)$$

$$C_{ad} = \left( \frac{1}{2} \right) (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.28)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (2.29)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como a seguir indicado:

- para  $C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}$  – linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f \quad (2.30)$$

- para  $C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}$  – linha neutra na alma

$$y_p = t_f + h_w \cdot \left( \frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{aw} \cdot f_{yd}} \right) \quad (2.31)$$

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \cdot \left[ C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (2.32)$$

**c) Viga mista de alma cheia com interação parcial, conforme figura 2.18:**

$$\sum Q_{Rd} < A_a \cdot f_{yd} \quad (2.33)$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \quad (2.34)$$

Ocorrendo essas condições e as referentes ao grau de interação, tem-se:

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd} \quad (2.35)$$

Para a determinação de  $C_{ad}$ ,  $T_{ad}$  e  $y_p$ , são válidas as expressões já apresentadas anteriormente, com o novo valor de  $C_{cd}$ . O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \cdot \left[ C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (2.36)$$

Com:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (2.37)$$

Para as expressões dadas nas alíneas “a”, “b” e “c”, tem-se:

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

$C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

$A_a$  é a área do perfil de aço;

$A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil de aço;

$A_{sw}$  é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto  $h_w \cdot t_w$ ;

$A_{bi}$  é a área do banzo inferior da treliça e aço;

$b$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$t_c$  é a altura da laje de concreto (se houver pré-laje de concreto pré-moldada, é a espessura acima desta pré-laje e, se houver laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras);

$a$  é a espessura da região comprimida da laje ou, na interação parcial, a espessura considerada efetiva;

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$h_F$  é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver pré-laje ou fôrma de aço incorporada,  $h_F = 0$ );

$d$  é a altura total do perfil de aço;

$h_w$  é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas;

$t_w$  é a espessura da alma;

$d_1$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$d_2$  é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

$t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil de aço.

### 2.2.5.1.2 Vigas mistas de alma cheia com $3,76 \cdot \sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

A tensão de tração de cálculo na face inferior do perfil de aço não pode ultrapassar  $f_{yd}$  e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ultrapassar  $f_{cd}$ . Ambas as tensões devem ser determinadas de acordo com o seguinte:

**a) Interação completa, isto é,  $\sum Q_{Rd}$  igual ou superior ao menor dos dois valores:  $A_a \cdot f_{yd}$  ou  $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$ :**

As tensões correspondentes ao momento fletor solicitante de cálculo  $M_{Sd}$  devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção mista homogeneizada. A fluência do concreto deve ser considerada se for desfavorável. As tensões de cálculo são dadas por:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i} \quad (2.38)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\alpha_E \cdot (W_{tr})_s]} \quad (2.39)$$

**b) Interação parcial:**

A determinação de tensões é feita como em “a”, alterando-se apenas o valor de  $(W_{tr})_i$ , para:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \cdot [(W_{tr})_i - W_a]} \quad (2.40)$$

Onde:

$\sigma_{td}$  é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

$\sigma_{cd}$  é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

$(W_{tr})_i$  é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$  é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;

$W_a$  é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

### 2.2.5.2 Construção não escorada

Além da verificação como viga mista conforme abordado para a consideração de construção escorada, devem ser atendidas as seguintes exigências:

- O componente de aço, por si só, deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir uma resistência igual a  $0,75.f_{ck}$ ;
- Nas vigas mistas de alma cheia biapoiadas com  $3,76.\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70.\sqrt{E/f_y}$ , deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_{yd} \quad (2.41)$$

Onde:

$M_{Ga,Sd}$  e  $M_{L,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir a  $0,75.f_{ck}$ ;

$W_a$  e  $W_{ef}$  são o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço e efetivo, respectivamente.

Com relação ao cálculo de deslocamentos, deve-se considerar o efeito de escorregamento (slip) no caso de interação parcial, onde o momento de inércia da seção homogeneizada é substituído por um momento de inércia efetivo  $I_{ef}$ , calculado conforme a expressão:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr} - I_a) \quad (2.42)$$

Onde:

$I_a$  é o momento de inércia da viga de aço;

$I_{tr}$  é o momento de inércia da seção mista homogeneizada.

Com respeito à construção não escorada, os deslocamentos devem ser obtidos considerando-se a superposição de dois casos: o carregamento atuante na viga de aço antes da cura do concreto e o carregamento atuante após a cura do concreto, considerando-se agora a seção mista.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 Introdução

Para que se pudesse comparar o desempenho estrutural entre os conectores em perfil U laminado, U e L formados a frio, foram realizados ensaios experimentais de cisalhamento direto tipo “push-out tests”.

A fim de verificar o comportamento estrutural das vigas mistas formadas por esses conectores, foram realizados também ensaios em peças compostas de perfil tipo “I” laminado e laje maciça de concreto, trabalhando à flexão simples. Todos os ensaios foram desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Goiás.

As peças para o ensaio de cisalhamento direto foram confeccionadas de modo a se obter três peças idênticas para cada tipo de conector. Na nomenclatura dessas peças para cada trio de corpos de prova, apenas um foi instrumentado com extensômetros elétricos, correspondendo ao modelo com índice de nomenclatura 3. A tabela 3.1 resume o detalhamento dessas peças.

Tabela 3.1 – Caracterização dos modelos de cisalhamento direto (*push-out tests*)

Modelo	Tipos de conectores	Comprimento (mm)	Espessura da laje <sup>1</sup> (mm)	$f_{c28,m}^2$ (Mpa)
CD11	U 3"x6.1	80	100	30
CD12	U 3"x6.1	80	100	30
CD13*	U 3"x6.1	80	100	30
CD21	U 76x36x4.32	80	100	30
CD22	U 76x36x4.32	80	100	30
CD23*	U 76x36x4.32	80	100	30
CD31	L 76x36x4.32	80	100	30
CD32	L 76x36x4.32	80	100	30
CD33*	L 76x36x4.32	80	100	30

\* Conectores instrumentados com extensômetros elétricos.

<sup>1</sup> Laje maciça de concreto.

<sup>2</sup> Resistência alvo do concreto aos 28 dias.

Os modelos de vigas mistas ensaiados foram confeccionados de forma a se obter duas peças idênticas para cada tipo de conector. Cada par se diferencia em A e B em função de terem sido ou não, respectivamente, instrumentados com extensômetros elétricos. O objetivo da repetição das peças foi para se avaliar a repetibilidade dos resultados obtidos, aumentando ou não a confiabilidade. A tabela 3.2 resume as características dos modelos.

Tabela 3.2 – Caracterização dos modelos das vigas mistas

Vigas <sup>1</sup>	Seção da viga de aço	Tipos de conectores	Grau de interação
V1A*	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	U 3"x6.1	0,46
V1B	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	U 3"x6.1	0,46
V2A*	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	U 76x36x4.32	0,32
V2B	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	U 76x36x4.32	0,32
V3A*	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	L 76x36x4.32	0,26
V3B	W 310x21 (303x101x5,1x5,7)	L 76x36x4.32	0,26

\* Viga e conectores instrumentados com extensômetros elétricos.  
<sup>1</sup> Todos os modelos com vão teórico igual a 2,80 m e duas forças concentradas a uma distância de 0,90 m de cada extremidade. Laje com 80 cm de largura e 10 cm de espessura.

Os ensaios de caracterização dos materiais foram realizados no Laboratório de Materiais da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

As propriedades dos materiais empregados, a execução dos elementos estruturais, a aplicação do carregamento, a instrumentação e o sistema de aquisição de dados utilizados para a realização dos ensaios são descritos a seguir. Para uma melhor compreensão deste trabalho, os ensaios de conectores serão detalhados separadamente dos ensaios em vigas.

## 3.2 Propriedades dos materiais

### 3.2.1 Aço empregado nas vigas e nos conectores

Os perfis metálicos laminados empregados na confecção das vigas, dos conectores e as chapas dos perfis formados à frio, tiveram suas propriedades mecânicas determinadas através de ensaios de tração direta em uma máquina universal de ensaio à tração modelo VEB WERKSTOFFTRUFMASCHINEN LEIPZIG, com capacidade de carga máxima de 10.000 KN, localizada no Laboratório de Estruturas de Escola de Engenharia Civil da UFG.

Foram retirados 2 corpos-de-prova para cada tipo de perfil utilizado, resultando em um total de 6 peças. Do perfil I laminado foram retiradas as amostras da região próxima ao apoio (região de menores esforços), após o ensaio da peça. Já dos conectores, foram retirados dos perfis que sobraram do corte das barras.

O aço empregado na fabricação do perfil tipo “I” laminado das vigas foi o ASTM A572-GR50, para o conector “U” laminado o ASMT A36 e para os conectores formados a frio “U” e “L” o aço de qualidade comum SAE 1020, em função de ser o mais adotado para esse tipo de perfil na região. Todos os ensaios foram realizados seguindo as prescrições da norma ASTM A370:2008, com o corpo-de-prova com dimensões adaptadas, conforme mostra a figura 3.1.

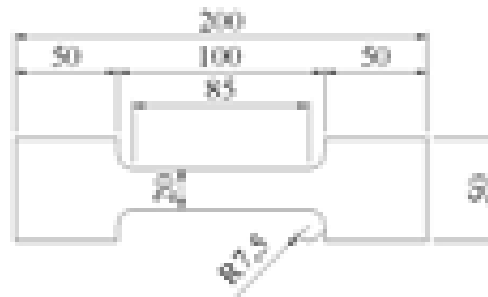


Figura 3.1 – Dimensões do corpo de prova utilizado nos ensaios de tração do aço

### 3.2.2 Concreto

Para a determinação das propriedades mecânicas do concreto foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ctm,sp}$ ), módulo de elasticidade ( $E_{cs}$ ) e resistência à compressão ( $f_{cm}$ ). Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados e curados segundo as especificações da ABNT NBR 5738:1984 e ensaiados em uma prensa hidráulica no Laboratório de Materiais da UFG.

O concreto utilizado foi o convencional usinado, com resistência alvo de 30 MPa e *slump* de 12 cm, dosado e fornecido pela empresa Realmix.

A figura 3.2 ilustra os ensaios de caracterização do concreto realizados.



a) Compressão



b) Módulo de elasticidade



c) Tração por compressão diametral

Figura 3.2 – Ensaio de caracterização da resistência do concreto

### 3.3 Detalhamento dos modelos

#### 3.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

Foram confeccionados três corpos-de-prova para cada tipo de conector, conforme estabelece o EUROCODE 4:2001, adotando o menor valor das forças de ruptura obtido nos ensaios como a força última  $P_u$ . Para os três tipos de conectores analisados foram confeccionados um total de nove modelos para ensaio. Na figura 3.3, pode-se observar a configuração dos modelos.

O perfil utilizado para a confecção dos modelos foi o W300x21 laminado. Os conectores foram os perfis U 3"x6.1, U 76x36x4.32 e L 76x36x4.32. A figura 3.4 ilustra o detalhamento das seções dos perfis adotados para os conectores de cisalhamento e a viga metálica. Na figura 3.5 pode-se visualizar os modelos que foram confeccionados para cada tipo de conector, já instrumentados com os extensômetros, e as formas prontas para a concretagem.

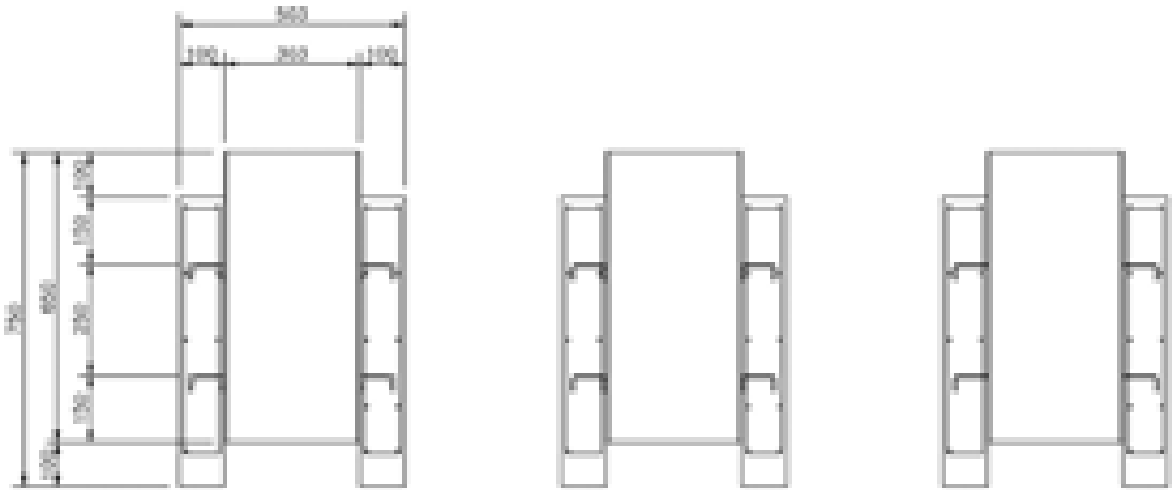


Figura 3.3– Modelos para ensaio Push-Out com conectores tipo U laminado, U e L formados a frio

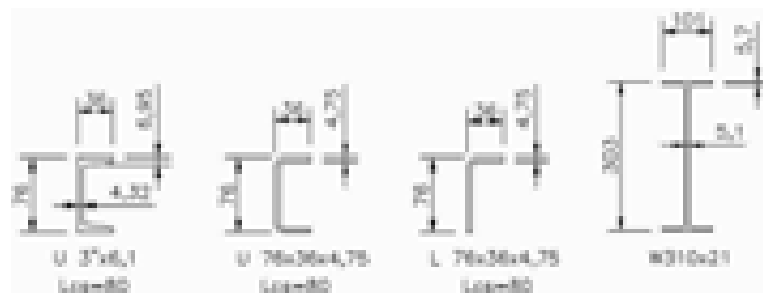


Figura 3.4 – Seções dos perfis dos conectores e viga metálica



Figura 3.5 – Modelos confeccionados para o ensaio de cisalhamento direto

Na figura 3.6 observa-se a disposição da armadura e as dimensões da laje maciça de concreto utilizada nesse ensaio.

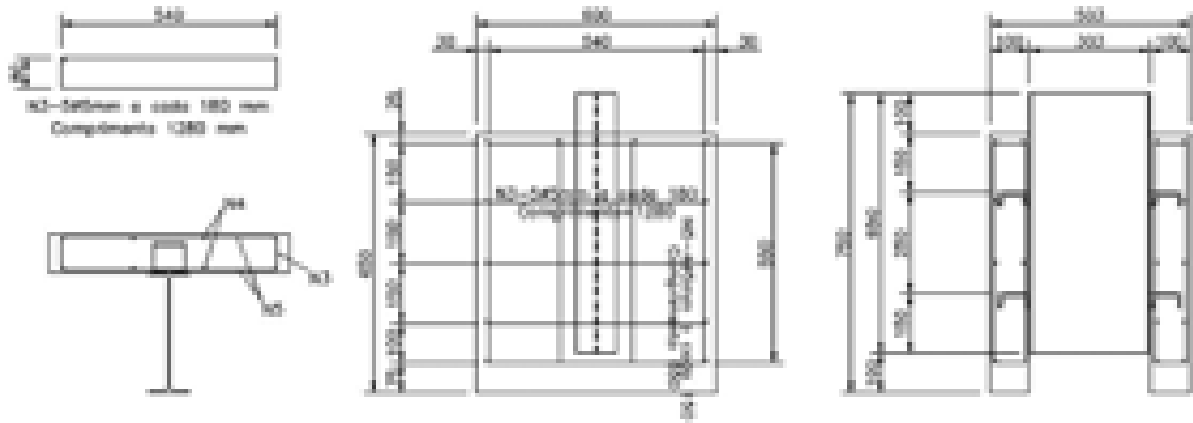
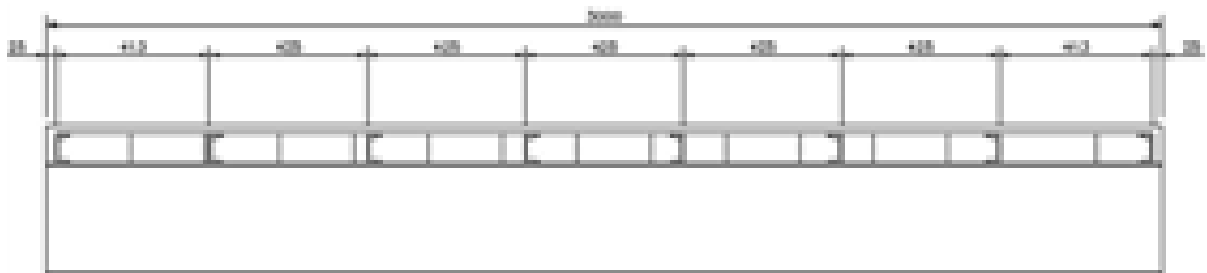


Figura 3.6 – Dimensões da laje de concreto para ensaio de cisalhamento direto dos conectores e da viga metálica

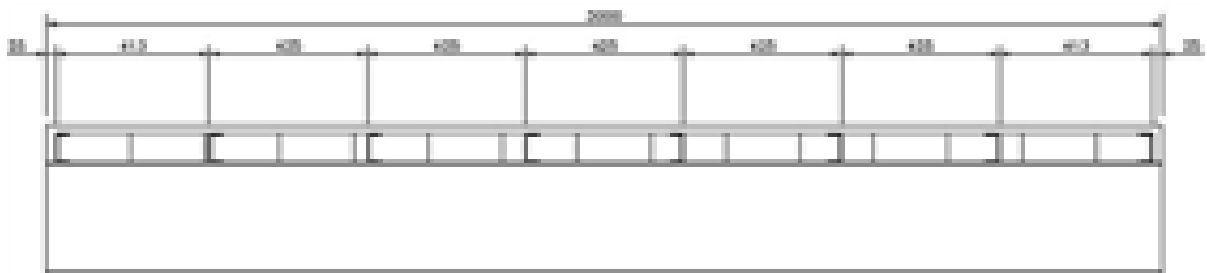
### 3.3.2 Ensaio de flexão em vigas mistas

Para que se pudesse verificar o comportamento estrutural dos conectores analisados, atuando diretamente na interface da viga mista com a laje de concreto, foram realizados também ensaios de flexão.

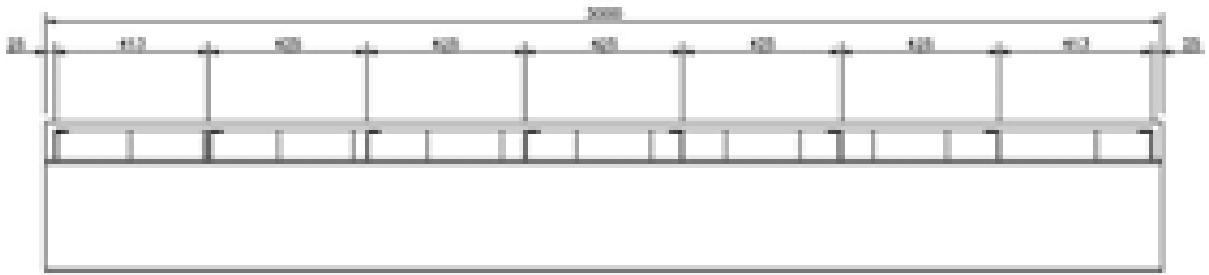
Os ensaios de flexão foram realizados em duas vigas mistas idênticas para cada tipo de conector, possuindo mesmas dimensões, espaçamento de conectores, espessura de laje e resistência do concreto. As peças de cada par de vigas se diferenciam pela instrumentação, ou não, com extensômetros elétricos. No total foram ensaiados 6 modelos, divididos conforme figura 3.7.



(a) Viga com conector U laminado



(b) Viga com conector U formado a frio



(c) Viga com conector L formado a frio

Figura 3.7 – Modelos para ensaio de flexão simples em vigas mistas com conectores tipo U laminado, U e L formados a frio, respectivamente

As figuras 3.8 e 3.9 apresentam as dimensões da laje de concreto e as disposições construtivas das armaduras, adotadas como armadura mínima.

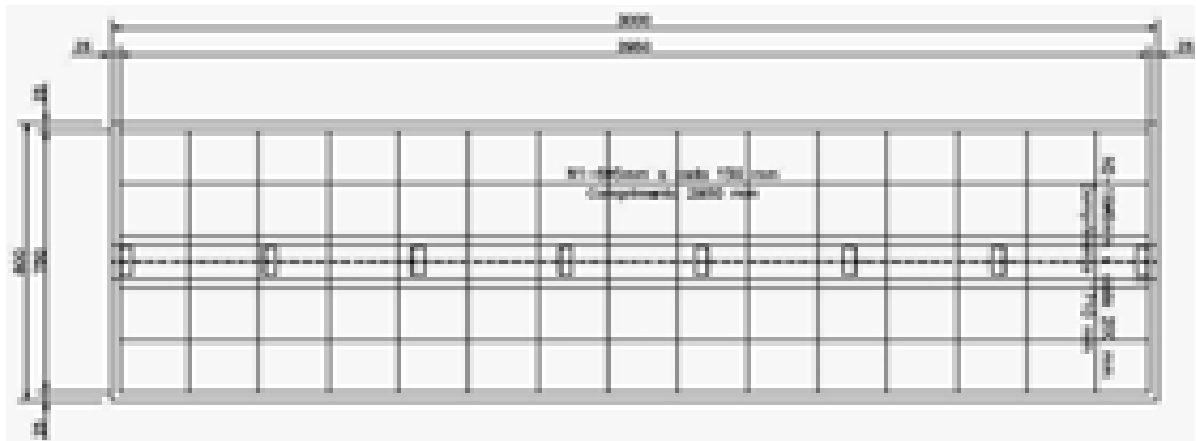


Figura 3.8 – Dimensões da laje de concreto para ensaio de viga mista a flexão

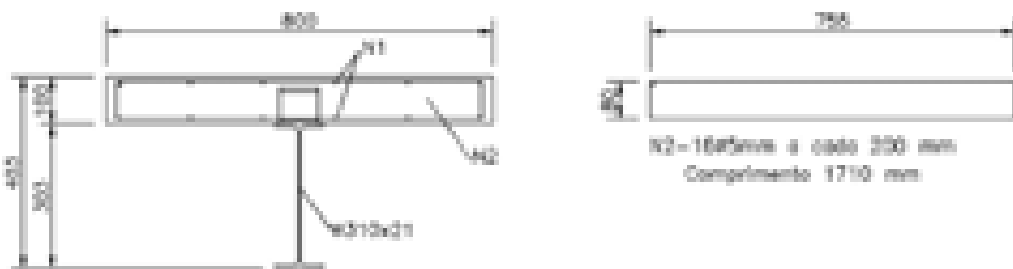


Figura 3.9 – Seção transversal da viga mista e detalhe de armadura

A figura 3.10 mostra a imagem da forma de duas vigas mistas, sendo uma com e a outra sem extensômetros, e a execução da concretagem.



Figura 3.10 – Formas das vigas mistas e execução da concretagem

### 3.4 Instrumentação

#### 3.4.1 Instrumentação utilizada nos ensaios “*Push-out*”

Para os ensaios de cisalhamento direto foram utilizados defletômetros digitais da marca *MITUTOYO*, com precisão de 0,01 mm e curso de 14 mm, posicionados na região dos conectores, a fim de se medir os deslocamentos relativos na interface entre a viga metálica e a laje de concreto e o afastamento entre os mesmos. Para isso, foram utilizados dois defletômetros na direção vertical e dois na horizontal, nomeados de R1 à R4. A figura 3.11 apresenta o posicionamento desses medidores.

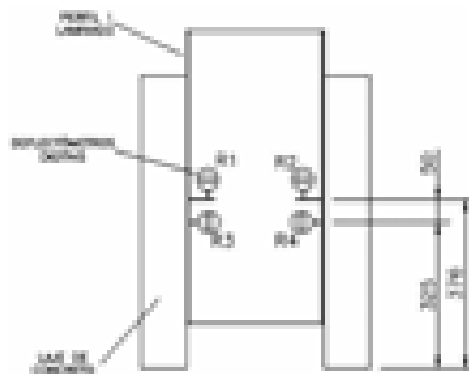


Figura 3.11 – Posicionamento dos defletômetros digitais no ensaio de cisalhamento direto

Foram utilizados também dois extensômetros elétricos uniaxiais da marca *EXCEL* e modelo PA-06-250BA-120-L, em cada conector de cisalhamento de três modelos, sendo um de cada tipo de perfil, nomeados de CD13, CD23 e CD33. A figura 3.12 apresenta o posicionamento desses extensômetros nos conectores.

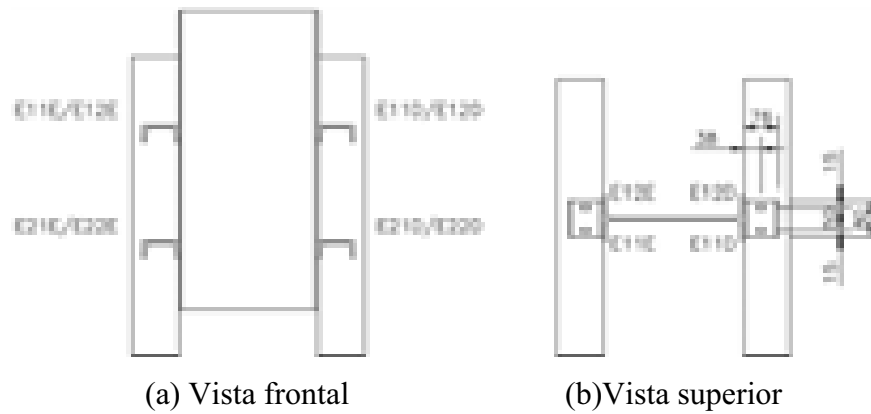


Figura 3.12 – Posicionamento dos extensômetros nos conectores

### 3.4.2 Instrumentação utilizada nos ensaios de flexão das vigas mistas

Todas as peças ensaiadas à flexão simples foram instrumentadas com defletômetros digitais e três delas com extensômetros elétricos.

Os defletômetros digitais da marca *MITUTOYO*, com precisão de 0,01 mm e curso de 14 mm, comuns às seis vigas, foram utilizados para medir os deslocamentos horizontais relativos na interface da viga metálica com a laje de concreto (relógios nomeados de R1 à R4), e as deflexões no 1/2 e a 1/4 do vão (relógios R5 e R6). O posicionamento desses medidores pode ser observado na figura 3.13.

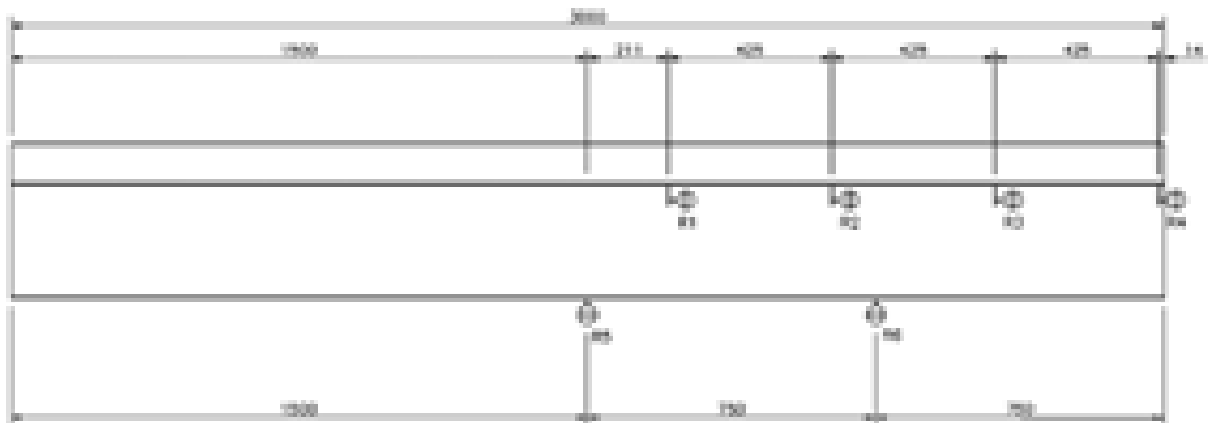


Figura 3.13 – Posicionamento dos deflectômetros no ensaio de flexão de viga mista

Os extensômetros elétricos uniaxiais e as rosetas foram utilizados para medir as deformações específicas e os esforços de cisalhamento. As peças com essa instrumentação foram chamadas de V1A, V2A e V3A, onde os extensômetros elétricos uniaxiais da marca *EXCEL* e modelo PA-06-250BA-120-L, foram posicionados no 1/2 do vão da viga e nos conectores de cisalhamento, a fim de se obter as deformações na seção central. As rosetas da

mesma marca e modelo PA-06-250RB-120-L, foram posicionadas a 300 mm das extremidades do perfil para análise das tensões de cisalhamento. A figura 3.14 apresenta o posicionamento dos mesmos ao longo da viga mista. Na figura 3.15 está representado o posicionamento na seção transversal central da viga. Os extensômetros modelo PA-06-201BA-120-L posicionados na face superior da laje de concreto, serviram para analisar o comportamento da distribuição de tensões ao longo da largura efetiva da viga mista.

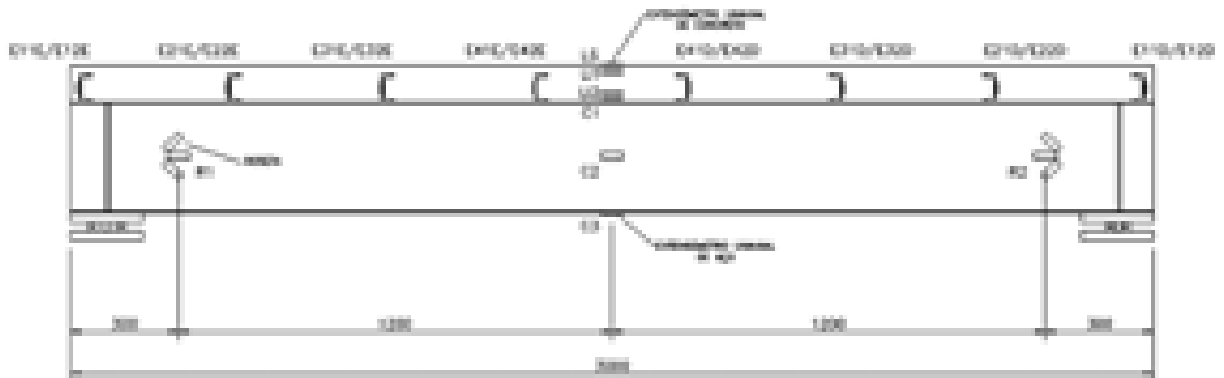


Figura 3.14 – Posicionamento dos extensômetros elétricos no ensaio de flexão de viga mista

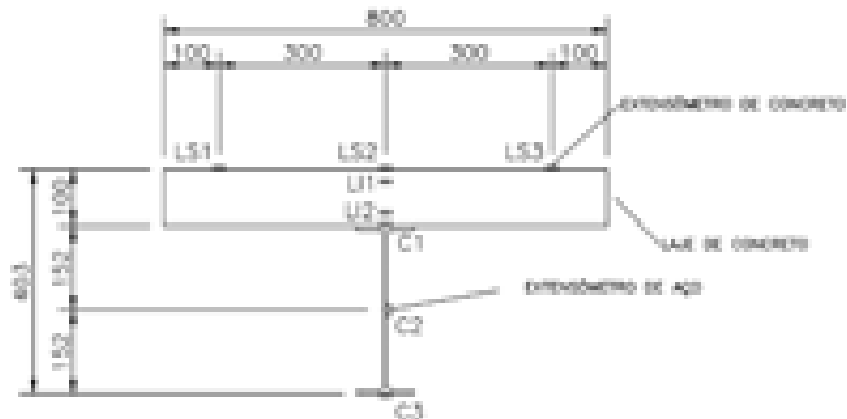


Figura 3.15 – Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal central da viga mista

### 3.5 Esquemas de ensaio

#### 3.5.1 Montagem e mecanismos de ensaio *Push-out*

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o auxílio de um pórtico de reação, composto por uma viga metálica de elevada inércia (seção caixa 525x210x21x2300) ligada a dois tirantes metálicos de 3" de diâmetros, que transferem os esforços para uma laje de reação de 1,2 m de espessura.

A superfície de contato entre a laje de reação e as lajes do corpo-de-prova foi regularizada com uma camada de gesso estrutural. O esforço foi aplicado com o auxílio de um conjunto de atuador e bomba hidráulicos de capacidade de 150 Ton, ambos da marca *Yellow Power*, e medido através da leitura de uma célula de carga com capacidade de 100 Ton.

A figura 3.16 ilustra o esquema de ensaio que foi utilizado.

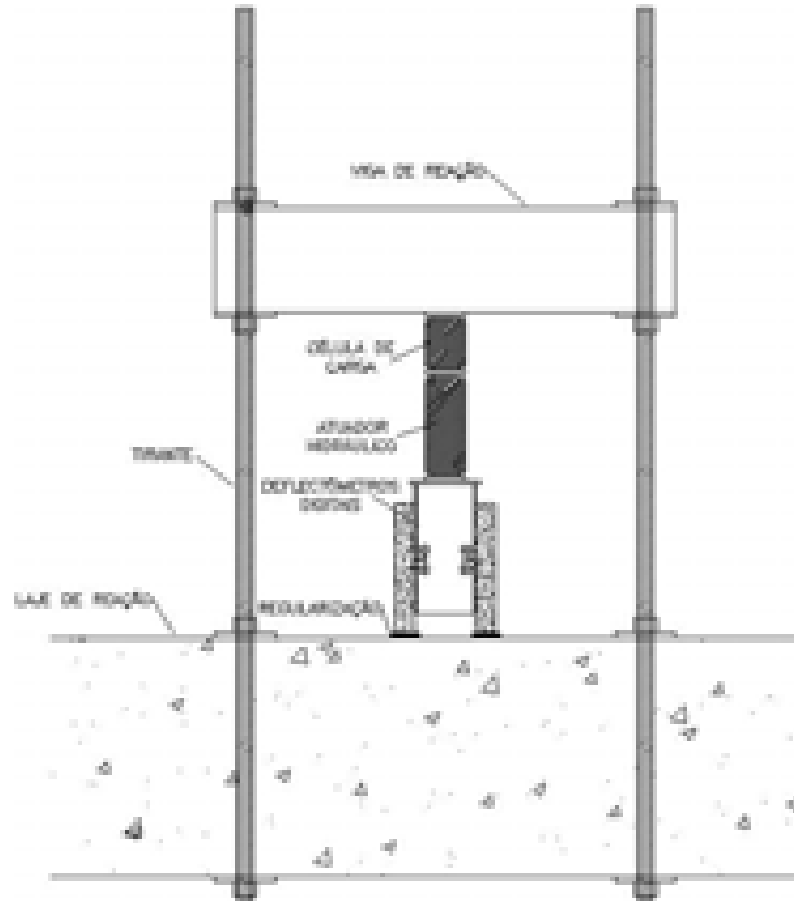


Figura 3.16 – Esquema geral de ensaio *Push-Out*

A figura 3.17 ilustra uma vista geral do esquema de ensaio adotado para as peças instrumentadas sem e com extensômetros elétricos, respectivamente. Na figura 3.18 pode-se observar melhor os detalhes do sistema de aplicação de carga, da regularização da bases apoiadas das lajes e do posicionamento dos defletores.



(a) Ensaio sem extensômetro

(b) Ensaio com extensômetro

Figura 3.17 – Esquemas de ensaio *Push-Out* executados

(a) Atuador hidráulico e célula de carga

(b) Regularização da base

(c) deflectômetros digitais

Figura 3.18 – Detalhes para execução do ensaio de cisalhamento direto

### 3.5.2 Montagem e mecanismos de ensaio de flexão em vigas mistas

A estrutura de aplicação de carga para o ensaio a flexão foi o mesmo empregado no push-out, com o acréscimo de uma viga para a distribuição da carga em dois pontos, a fim de se obter uma região de flexão simples no 1/2 do vão. As figuras 3.19 e 3.20 ilustram o esquema de ensaio adotado.

O sistema de aquisição de dados utilizado é composto de uma caixa comutadora da marca *Agilent* e modelo *34970 A*, com capacidade para até 3 pentes de 24 canais, ligado a um micro-computador com o software *Data Logger 3*.

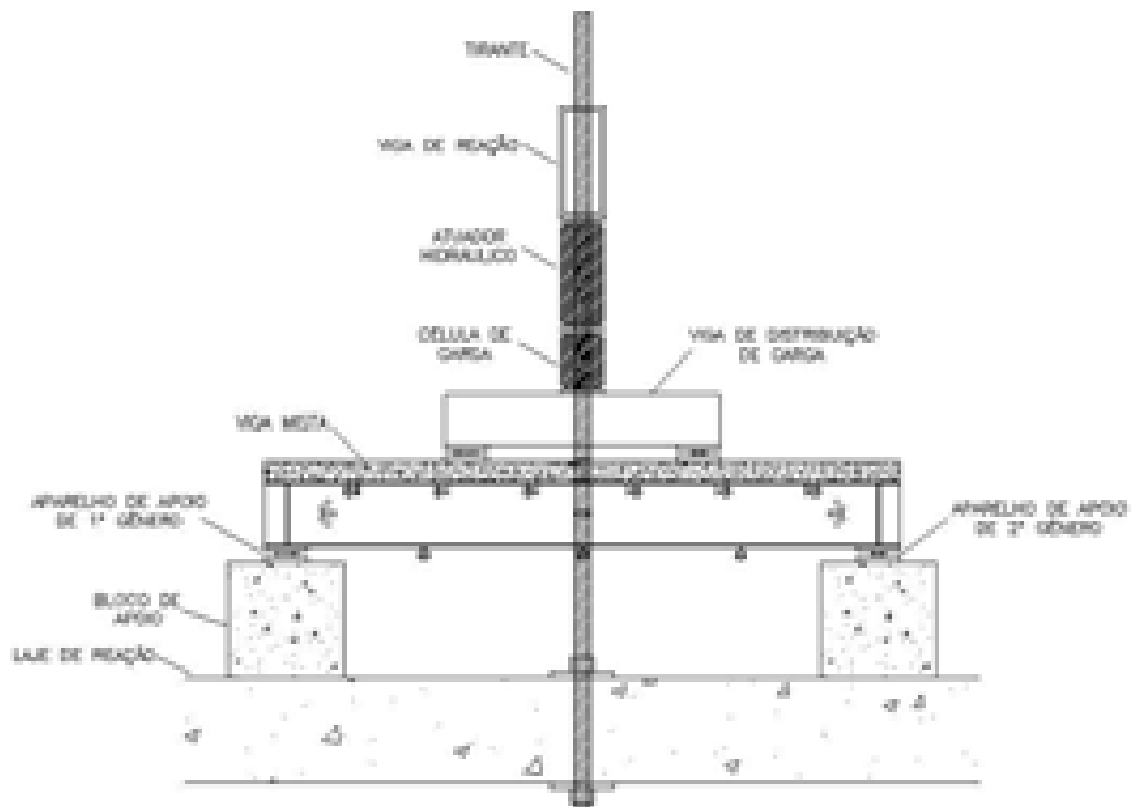


Figura 3.19 – Esquema geral de ensaio de flexão – vista frontal.

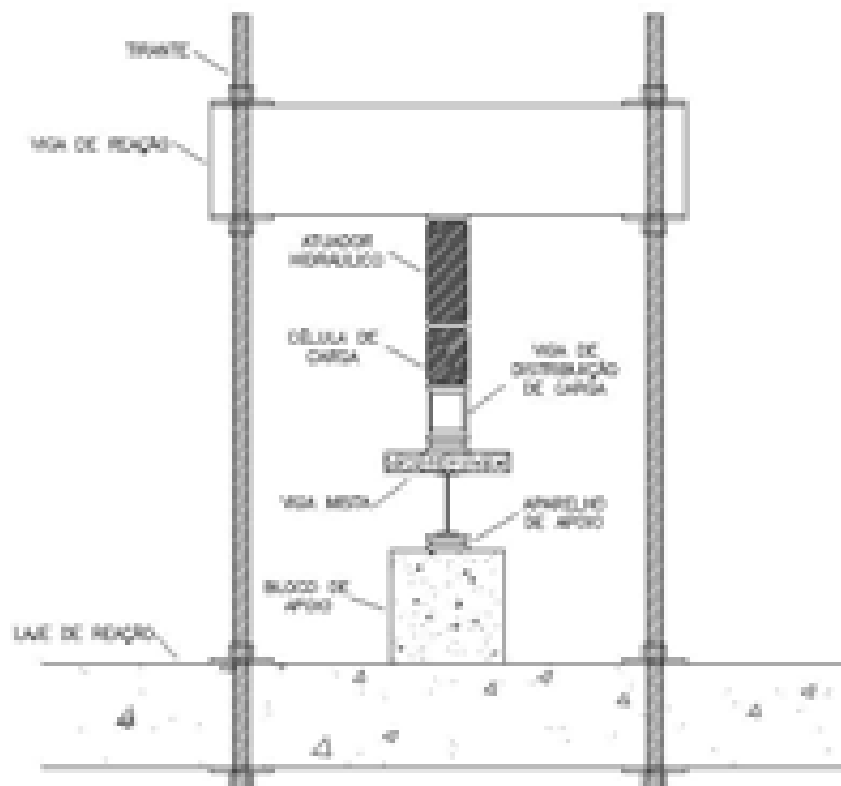


Figura 3.20 – Esquema geral de ensaio de flexão – vista lateral

A figura 3.21 mostra o esquema de ensaio executado. Na figura 3.22 pode-se visualizar detalhes dos aparelhos de apoio das vigas ensaiadas e da viga de transmissão de carga, dos equipamentos do sistema de aplicação de carga e aquisição de dados.



(a) Ensaio sem extensômetro



(b) Ensaio com extensômetro

Figura 3.21 – Esquema geral de ensaio de flexão em viga mista



(a) aparelhos de apoio de primeiro e segundo gênero da viga ensaiada



(b) viga de transmissão de carga e seus aparelhos de apoio de segundo e primeiro gênero



(c) atuador hidráulico e célula de carga



(d) bomba hidráulica



(e) deflectômetros digitais



(f) sistema de aquisição de dados

Figura 3.22 – Esquema de ensaio de flexão executado.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Caracterização dos materiais

#### 4.1.1 Aço do perfil e conectores

Para a caracterização do aço utilizado na fabricação dos perfis adotados, foram retirados 2 corpos-de-prova para cada tipo de perfil, resultando em um total de 6 peças, conforme mostra a figura 4.1(a). Na figura 4.1(b) pode-se observar a configuração das peças após a ruptura.



(a) Corpos de prova antes do ensaio



(b) Corpos de prova rompidos

Figura 4.1 – Corpos de prova metálicos antes a após o ensaio

O ensaio de caracterização desse material foi realizado no Laboratório de Estruturas da UFG. Todos os ensaios foram realizados seguindo as prescrições da norma ASTM A370:2008, a figura 4.2 ilustra a realização do ensaio. Nas imagens, pode-se observar a mudança de comportamento da peça tracionada do estado elástico para o plástico, visível pelo início da estrição da seção transversal próximo à região central, até a sua ruptura.



(a) Regime elástico (b) Plastificação da seção central (c) Ruptura

Figura 4.2 – Execução do ensaio de tração direta em corpos de prova metálicos

O aço empregado na fabricação do perfil tipo “I” laminado das vigas foi o ASTM A572-GR50, para o conector “U” laminado o ASTM A36, e para os conectores “U” e “L” formados a frio o aço de qualidade comum SAE 1020, em função de ser o mais utilizado para a esse tipo de perfil na região.

Na tabela 4.1 são apresentados os resultados obtidos da caracterização dos aços, onde  $f_y$  e  $f_u$  são as tensões de escoamento e ruptura, respectivamente, e  $A$  o alongamento.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

Corpos-de-prova	Cargas		Nominal (mín.)		Experimental		$A$ (%)	
	Escoamento	Ruptura	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$		
	(KN)	(KN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
Conectores em U 3"x6.1	CP1	2.450	3.825	250	400-550	306	478	26
	CP2	2.525	3.875			316	484	29
	Média					<b>311</b>	<b>481</b>	<b>28</b>
Conectores em U76x36x4.75 e L76x36x4.75	CP3	1.850	3.375	210	380	231	422	28
	CP4	1.910	3.350			239	419	31
	Média					<b>235</b>	<b>420</b>	<b>30</b>
Viga metálica W310x21	CP5	3.250	4.200	345	450	406	525	32
	CP6	3.325	4.250			416	531	28
	Média					<b>411</b>	<b>528</b>	<b>30</b>

#### 4.1.2 Concreto

Todas as lajes foram concretadas em uma única etapa. Após a concretagem, o ganho de resistência do concreto foi monitorado através de ensaios para determinação da resistência à compressão em corpos-de-prova cilíndricos, de dimensões 10x20 cm, aos três, sete, 14 e 28 dias. Para cada idade foram rompidos dois corpos-de-prova, sendo que os valores obtidos são apresentados na tabela 4.2 e na figura 4.3.

Tabela 4.2 – Acompanhamento do ganho de resistência do concreto

Dias	<i>f<sub>cm</sub></i> (Mpa)		
	CP1	CP2	Maior
3	22,50	22,30	22,50
7	27,40	28,40	28,40
14	33,70	34,80	34,80
28	33,87	35,01	35,01



Figura 4.3 – Curva do ganho de resistência do concreto utilizado

A tabela 4.3 apresenta as propriedades mecânicas do concreto, resultantes dos ensaios de caracterização do mesmo.

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado

Resistência à compressão ABNT NBR-5739:2007 <i>f<sub>cm</sub></i> (Mpa)				Resistência à tração ABNT NBR-7222:1994 <i>f<sub>ctm</sub></i> (Mpa)				Módulo de elasticidade ABNT NBR-8522:2008 <i>E<sub>cs</sub></i> (Mpa)			
Corpos de prova			Maior	Corpos de prova			Média	Corpos de prova			Média
CP1	CP2	CP3		CP1	CP2	CP3		CP1	CP2	CP3	
32,72	33,87	35,01	<b>35,01</b>	3,21	3,17	3,06	<b>3,15</b>	33.135	34.460	32.605	<b>33.400</b>

## 4.2 Resultados experimentais dos ensaios de cisalhamento direto

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados em forma de gráficos e tabelas. Em todos os gráficos a força se refere a um conector, ou seja, a força aplicada foi dividida por quatro. No Apêndice B são mostrados todos os resultados obtidos desses ensaios.

Como é comum nesse tipo de caracterização experimental, os resultados obtidos apresentaram significativa variabilidade causada principalmente pela influência da forma de concretagem, adensamento e arranjo dos agregados. Levando em consideração tal variabilidade, presente até mesmo em ensaios idênticos, percebe-se que não houve alterações significativas no comportamento dos conectores de mesmo tipo, sendo possível a comparação de todos os corpos-de-prova. As figuras 4.4 à 4.6 mostram as curvas força *versus* deslizamento para os corpos-de-prova ensaiados. Nesses gráficos são apresentados os deslizamentos relativos obtidos pela média das leituras de R1 e R2 de cada corpo-de-prova, e a carga  $Q_{max}$  adotada para cada tipo de conector, representada pela linha tracejada horizontal.

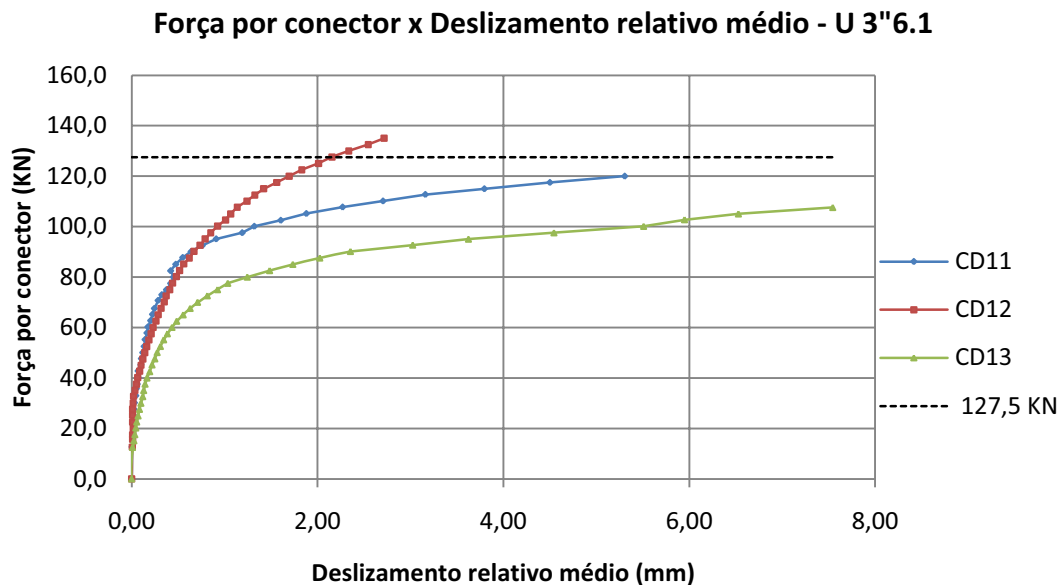


Figura 4.4 – Curva força x deslizamento relativo médio – perfil U laminado

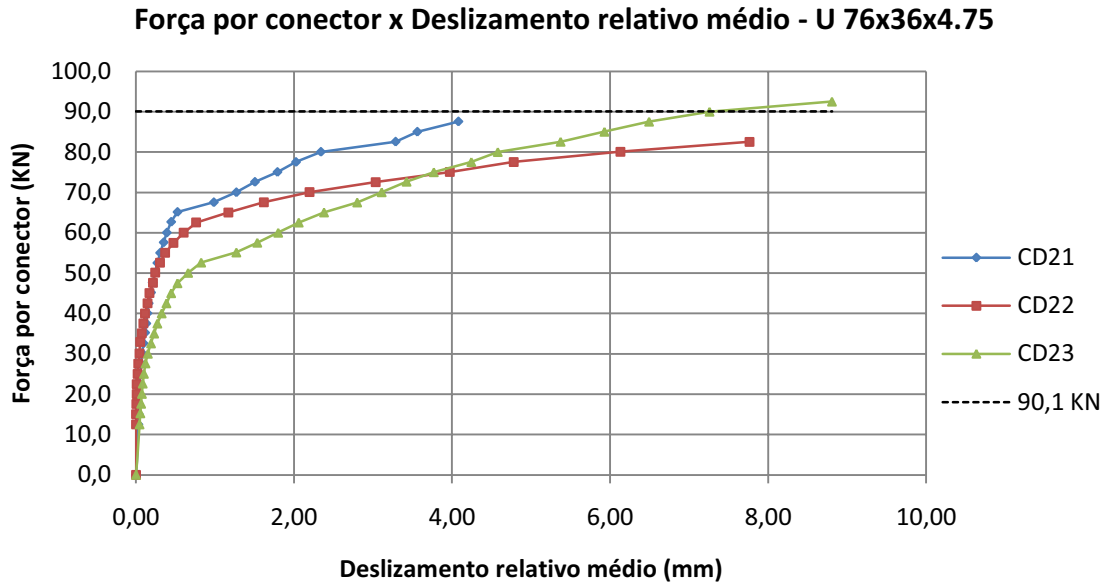


Figura 4.5 – Curva força x deslizamento relativo médio – perfil U formado a frio

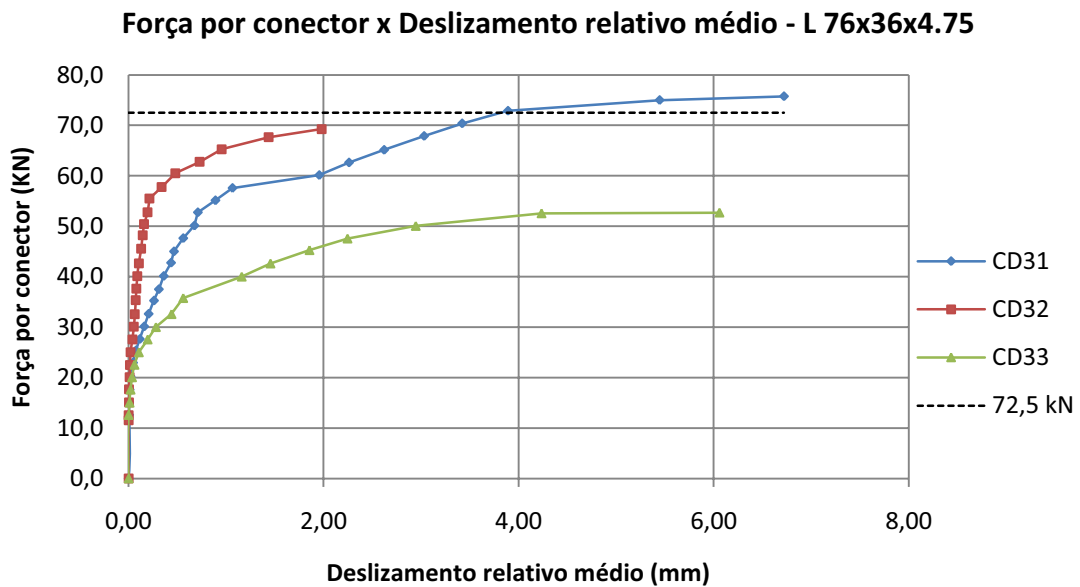


Figura 4.6 – Curva força x deslizamento relativo médio – perfil L formado a frio

Os resultados de resistência máxima de carga por conector ( $Q_{max}$ ) e da capacidade de escorregamento característico ( $\delta uk$ ), para cada modelo ensaiado, encontram-se na tabela 4.4. Como critério para estabelecimento da carga máxima para cada tipo de conector, foi desconsiderado o menor dos três valores obtidos para cada série do mesmo tipo e feita a média dos dois maiores. São apresentados também os valores teóricos de resistência, obtidos de acordo com as formulações presentes na NBR 8800:2008 para perfis U laminado e formado a frio, e o modelo proposto por David (2007) para perfis U formado a frio.

Tabela 4.4 – Força máxima, deslocamento relativo e modo de ruptura para os diferentes conectores

Conector	Corpo-de-prova	Q <sub>max</sub> (KN)	δ <sub>uk</sub> (mm)	Q <sub>R, NBR</sub> (KN)	Q <sub>R, DAVID</sub> (KN)	Q <sub>max</sub> /Q <sub>R, NBR</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>R, DAVID</sub>	Modo de ruptura
U 3"x6,1	CD11	120,0	5,31	236,3	-	0,51	-	1
	CD12	135,0	2,72	236,3	-	0,57	-	1
	CD13	107,6	7,55	236,3	-	0,46	-	2
	<b>Adotado</b>	<b>127,5</b>	<b>6,43</b>	<b>236,3</b>		<b>0,54</b>		
U 76x36x4,75	CD21	87,6	4,08	184,9	166,5	0,47	0,53	1
	CD22	82,6	7,77	184,9	166,5	0,45	0,50	1
	CD23	92,5	8,81	184,9	166,5	0,50	0,56	3
	<b>Adotado</b>	<b>90,1</b>	<b>8,29</b>	<b>184,9</b>	<b>166,5</b>	<b>0,49</b>	<b>0,54</b>	
L 76x36x4,75	CD31	75,8	6,72	-	-	-	-	1
	CD32	69,3	1,98	-	-	-	-	1
	CD33	52,7	6,06	-	-	-	-	1
	<b>Adotado</b>	<b>72,5</b>	<b>6,39</b>					

- : não aplicável;

1 : deslizamento excessivo;

2 : ruptura na solda;

3 : ruptura do conector na região próximo a solda.

Dos resultados apresentados pode-se observar que há uma significativa variação de resistência entre os diferentes tipos de conectores, onde os conectores em perfis U e L formados à frio apresentam resistências menores que o conector em U laminado. Verifica-se também que as resistências obtidas experimentalmente para o perfil U laminado representam, em média, apenas 54% da resistência teórica, de acordo com o estabelecido pela NBR 8800:2008. Comparando a resistência do perfil U formado a frio com a referida norma, este atinge apenas 49% da mesma, e em relação à equação proposta por David (2007) esse valor sobe para 54%. Não foram encontradas justificativas para essa diferença de aproximadamente metade do valor da resistência esperada, de modo que esses resultados não são conclusivos sobre a aplicação de tais formulações, uma vez que as mesmas já se mostraram satisfatórias em outros trabalhos como David (2007) e Chaves (2009).

A figura 4.7 expõe de forma comparativa a diferença de comportamento e resistência entre os conectores estudados, onde são apresentados os gráficos força *versus* deslizamento para um modelo de cada tipo de conector ensaiado.

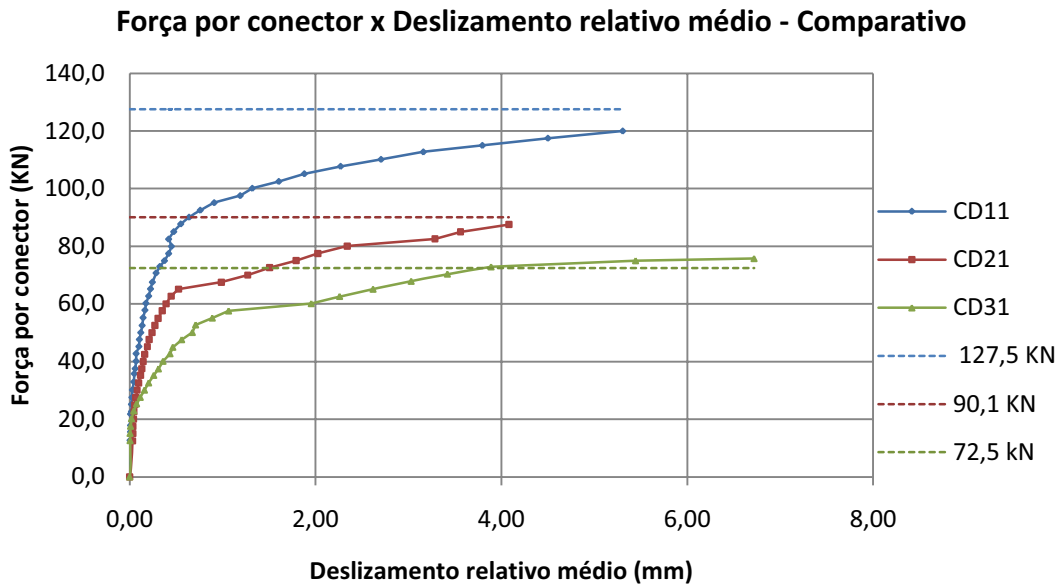


Figura 4.7 – Curva força x deslizamento relativo médio comparativo entre os conectores

Em quase todos os corpos-de-prova observou-se que as fissuras tinham origem no centro das lajes, se propagando em duas bielas de compressão em relação à maior dimensão da laje até a base. Na figura 4.8 são mostrados alguns dos esquemas típicos de fissuração observados e na figura 4.9 alguns dos modos de ruptura observados, além daqueles que não ficaram bem nítidos onde provavelmente ocorreu a ruptura do concreto após um deslizamento excessivo do conector.



(a) Fissuração horizontal e vertical



(b) Fissuração localizada no conector

Figura 4.8 – Esquema típico das fissuras observadas



(a) Ruptura do conector

(b) Ruptura da solda

Figura 4.9 – Modos de ruptura

Nas figuras 4.10 à 4.12 são apresentadas as curvas força *versus* deformação média para os conectores ensaiados.

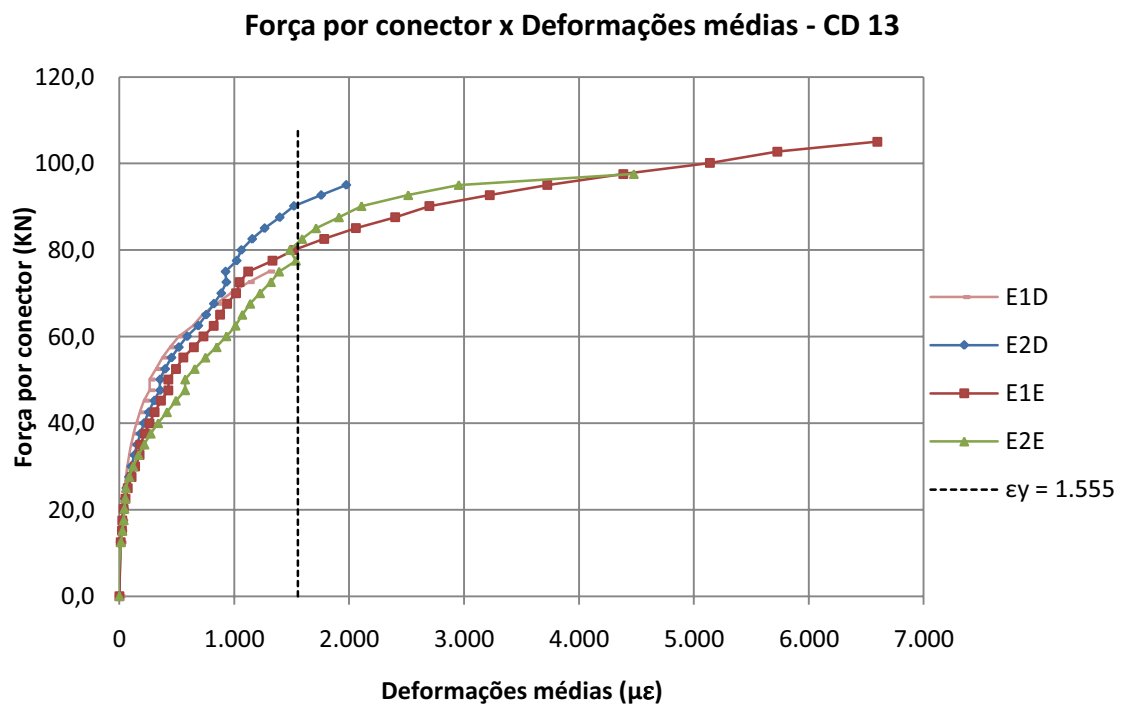


Figura 4.10 – Curva força x deformação média para cada conector – CD13

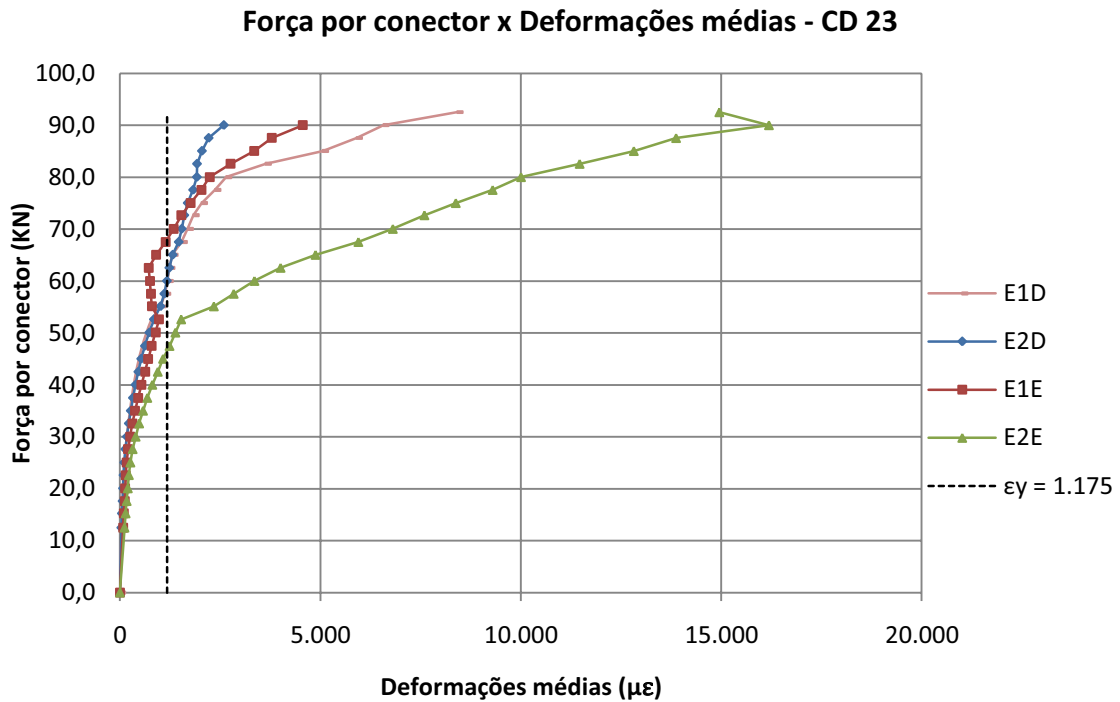


Figura 4.11 – Curva força x deformação média para cada conector – CD23

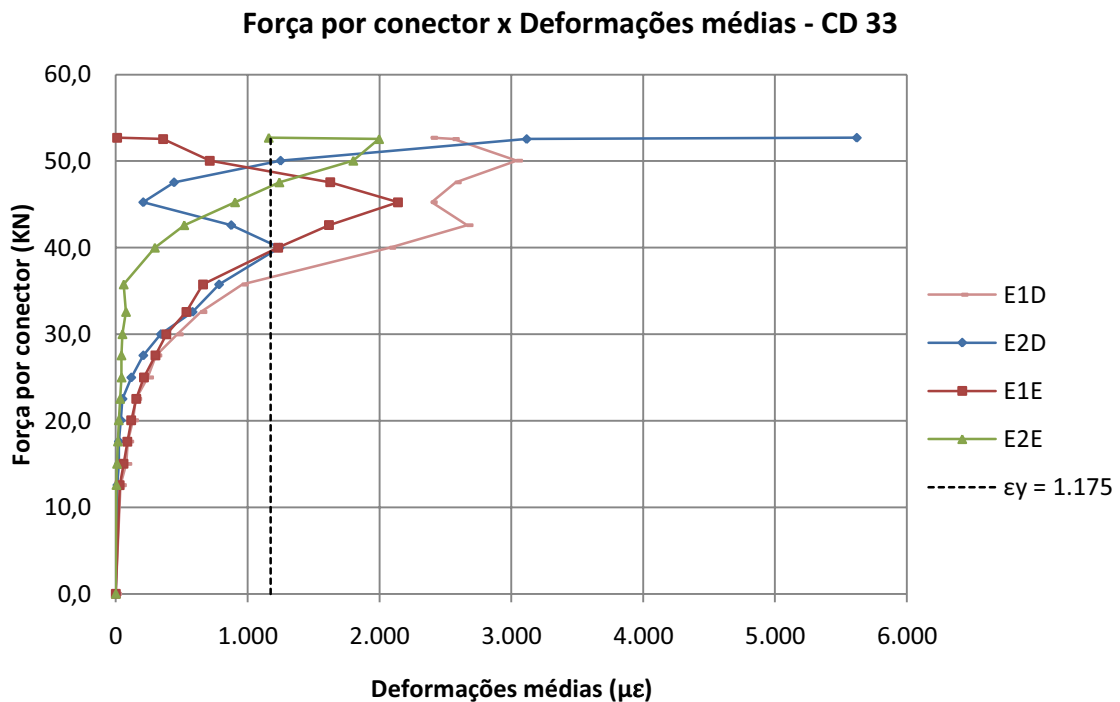


Figura 4.12 – Curva força x deformação média para cada conector – CD33

A figura 4.13 mostra uma comparação entre as curvas força *versus* deformações médias dos conectores ensaiados. São apresentadas as deformações médias para a primeira

linha de conectores dos lados direito e esquerdo da peça de cisalhamento direto, nomeados de E1D e E1E, respectivamente.

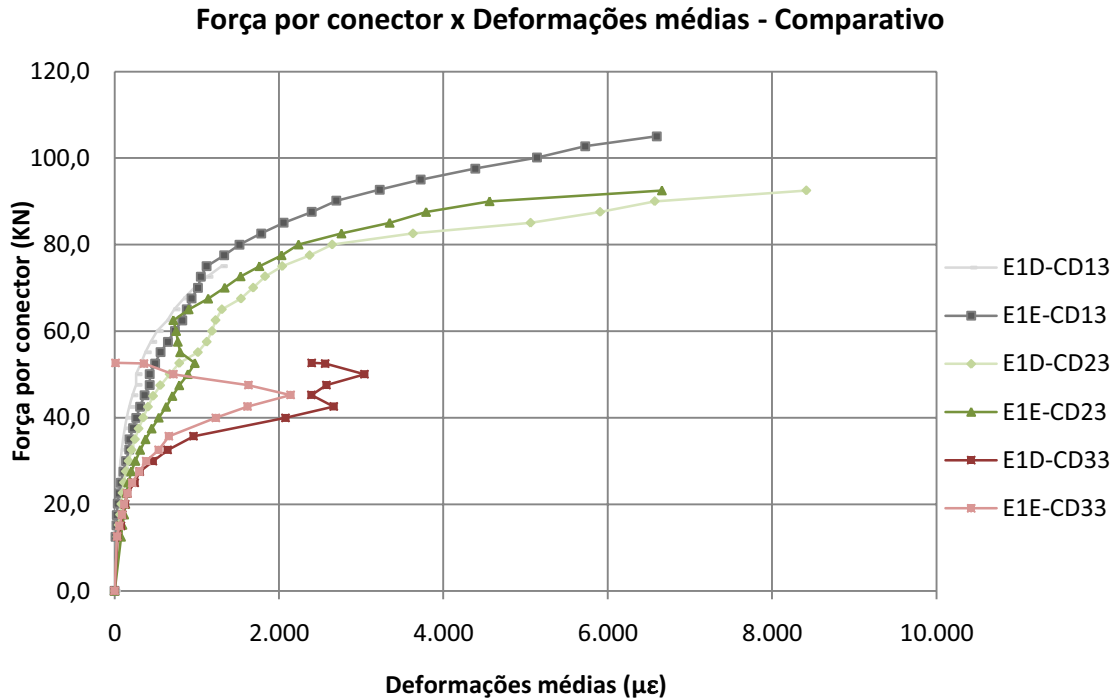


Figura 4.13 – Curva comparativa da deformação entre conectores

Deste gráfico, pode-se observar que as deformações dos conectores em posições simétricas são semelhantes. As curvas dos conectores U laminado e U formado a frio apresentam um comportamento próximo, sendo que o primeiro apresenta menores deformações para um mesmo carregamento, o que demonstra sua maior rigidez. Já o conector em perfil L apresenta um comportamento bem diferente dos outros dois, caracterizado por suas menores rigidez e resistência.

### 4.3 Resultados experimentais das vigas mistas

Os resultados das seis vigas ensaiadas estão apresentados em forma de gráficos e tabelas, onde são comparados os valores experimentais com os obtidos analiticamente, sendo divididos em: avaliação teórica da resistência, carga e modo de ruptura, deformações na seção transversal, deformações nas rosetas, deslocamentos verticais, deslizamento relativo na interface e distribuição de tensões nos conectores.

No apêndice B encontram-se todos os resultados obtidos nesses ensaios.

### 4.3.1 Avaliação teórica da resistência

Na tabela 4.5 são apresentadas as propriedades mecânicas de cada viga e na 4.6 os momentos resistentes elásticos e plásticos, teóricos e experimentais das peças ensaiadas. O método de cálculo dos momentos resistentes é apresentado no apêndice A. Para os cálculos dos momentos resistentes, não foi levado em consideração o fator de redução da resistência do concreto de 0,85; por se tratar de um fator de redução devido ao carregamento ao longo do tempo.

Tabela 4.5 – Propriedades geométricas e mecânicas das vigas mistas

Vigas	$E_c$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$I_a$ (cm <sup>4</sup> )	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma Q_n$ (KN)	$\eta$
V1A	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	510	0,46
V1B	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	510	0,46
V2A	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	360	0,32
V2B	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	360	0,32
V3A	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	290	0,26
V3B	33.400	35,01	200.000	411	3.776	27,2	290	0,26

Tabela 4.6 – Momentos resistentes experimentais e analíticos

Vigas	Mom. Exp. Elástico (KN.cm) (1)	Mom. Exp. Plástico (KN.cm) (2)	Mom. Anal. Elástico (KN.cm) (3)	Mom. Anal. Plástico (KN.cm) (4)	(1)/(3)	(2)/(4)	Modo de ruptura
V1A	15.607	17.407	15.568	18.232	1,00	0,95	1
V1B	15.697	18.442	15.568	18.232	1,01	1,01	1
V2A	14.707	17.407	14.718	17.717	1,00	0,98	2
V2B	14.797	17.182	14.718	17.717	1,01	0,97	2
V3A	12.142	14.437	14.259	16.816	0,85	0,86	3
V3B	13.357	15.652	14.259	16.816	0,94	0,93	3

Modos de ruptura:

- 1 - Ruptura da laje de concreto seguida de flambagem local da alma
- 2 - Ruptura da laje de concreto e escoamento da viga de aço
- 3 - Ruptura dos conectores e escoamento da viga de aço.

Dos valores obtidos observa-se que, com exceção das vigas com conectores em perfil L, as demais apresentam momento experimental elástico coincidente com os valores analíticos esperados. Comparando os valores de momento plástico, essa coincidência sofre uma pequena redução, mas ainda apresenta valores experimentais bem próximos dos teóricos.

### 4.3.2 Força máxima e modo de falha

A tabela 4.7 mostra um resumo das cargas experimentais e analíticas de ruptura das vigas mistas ensaiadas.

Tabela 4.7 – Força máxima experimental e analítica obtida para as vigas

Vigas	Força máxima experimental (KN) (1)	Força máxima analítica (KN) (3)	(1)/(2)
V1A	380	405	0,94
V1B	403	405	1,00
V2A	380	394	0,96
V2B	375	394	0,95
V3A	314	374	0,84
V3B	341	374	0,91

As vigas V1A e V1B, com conectores em perfil U laminado e grau de interação igual a 0,46, romperam com 380 e 403 KN, respectivamente. O modo de falha ocorreu por ruptura do concreto na região próxima ao ponto de aplicação de carga, associado à flambagem local do perfil nesse ponto. Tal fato se deve ao aumento das tensões de compressão na região superior da alma do perfil, após a perda de parte da contribuição da laje na resistência da peça, em função da sua ruptura. A figura 4.14 ilustra os modos de ruptura das duas vigas.



Figura 4.14 – Modos de rupturas das vigas V1A e V1B

Para as vigas V2A e V2B, com conectores em perfil U formado a frio e grau de interação de 0,32, obteve-se cargas de ruptura de 380 e 375 KN, respectivamente. Pode-se observar que o modo de falha ocorreu devido a ruptura da laje de concreto no ponto de aplicação da carga e escoamento da viga de aço. A figura 4.15 mostra a deflexão máxima no meio do vão em relação a uma linha esticada nos apoios e a ruptura do concreto. Na figura

4.16 pode-se observar a configuração geral da viga V2B após o ensaio (semelhante para todas as peças ensaiadas) e o detalhe da abertura na ruptura do concreto.



Figura 4.15 – Deflexão máxima e ruptura do concreto na viga V2A



Figura 4.16 – Configuração geral após o ensaio e detalhe de ruptura do concreto V2B

Nas vigas V3A e V3B, com conectores em perfil L formado a frio e grau de interação de 0,26, obteve-se cargas de ruptura de 314 e 340 KN. Foi observado que o modo de falha se caracterizou pela ruptura do conector (percebido durante o ensaio devido a estalos escutados dentro da laje) seguida de deflexões excessivas em função do escoamento do perfil metálico. A figura 4.17 mostra a configuração final da viga ensaiada e um detalhe da fissuração da face inferior da laje.



Figura 4.17 – Configuração geral após o ensaio e detalhe de fissuração do concreto das vigas V3A e V3B

### 4.3.3 Deformações longitudinais na seção transversal do meio do vão

A colagem de extensômetros elétricos na viga e na laje teve como objetivo obter as deformações e, conseqüentemente, avaliar a interação das vigas mistas através das descontinuidades das deformações como também verificar a plastificação da seção.

Na figura 4.18 está representado o posicionamento dos extensômetros que foram colocados na seção transversal do meio do vão da viga mista, para o estudo dessa região.

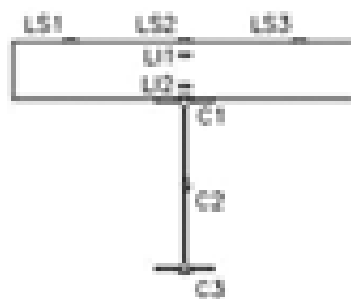


Figura 4.18 – Instrumentação da seção transversal

As figuras 4.19 à 4.24 apresentam as curvas força total aplicada *versus* deformação específica para os pontos instrumentados, como também a distribuição de deformações na seção transversal no meio do vão, para três diferentes valores de carregamento de 25, 50, 75 e 100% da força máxima atingida para as vigas mistas V1A à V3A.

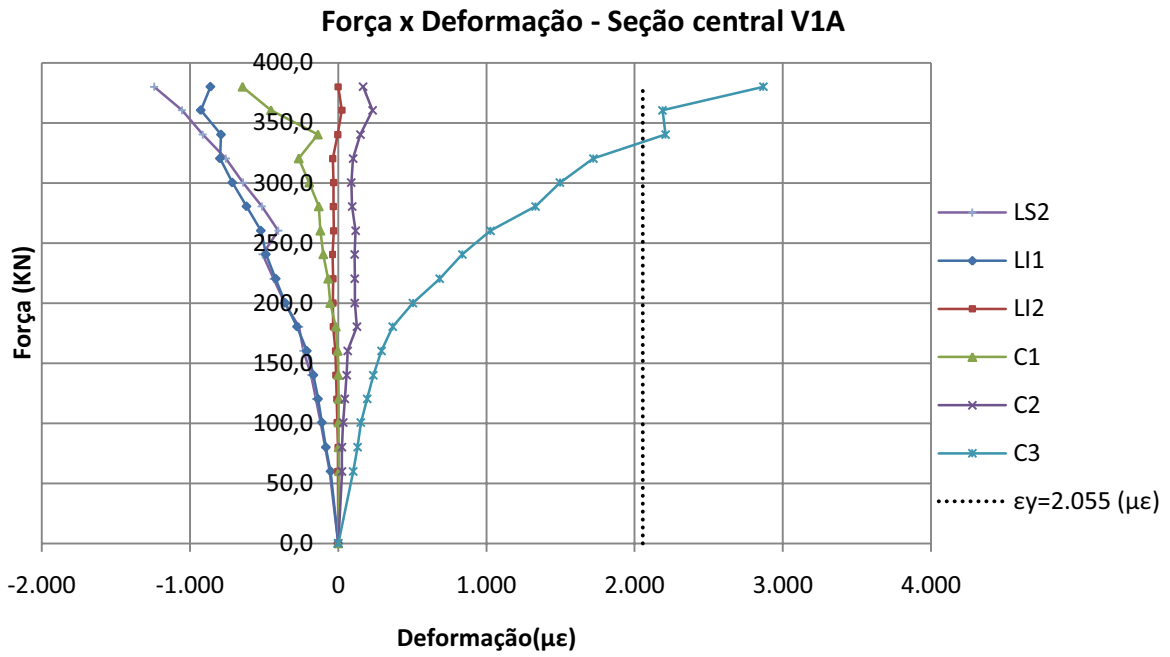


Figura 4.19 – Curva força x deformação – V1A

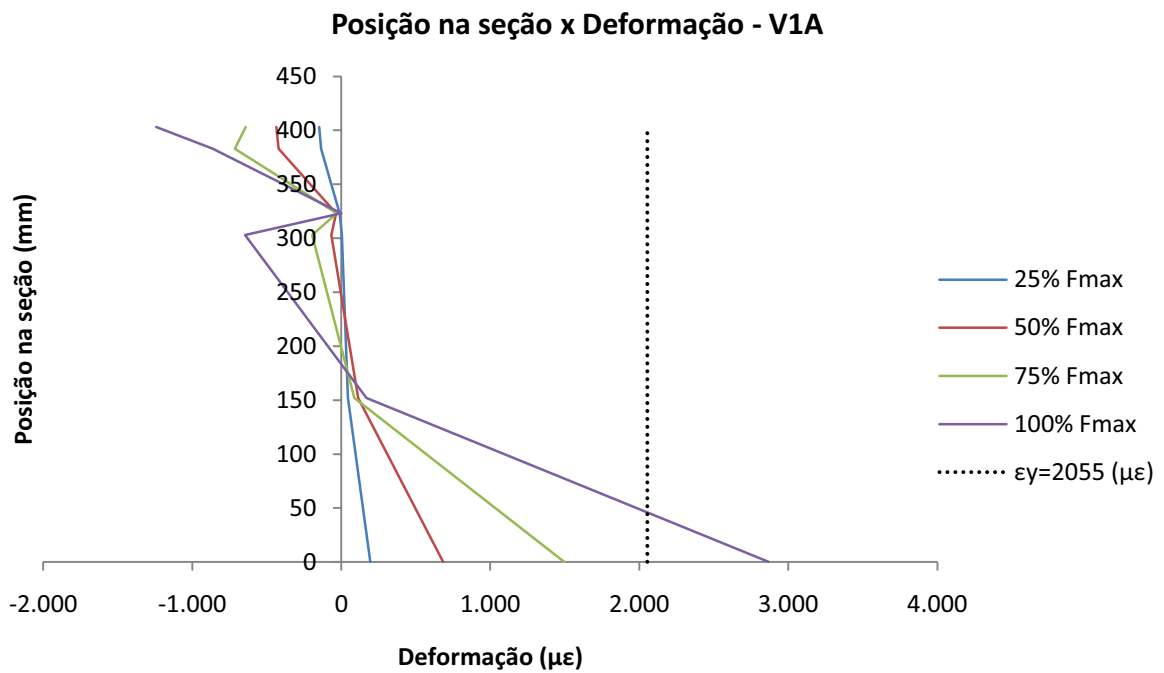


Figura 4.20 – Curva de distribuição das deformações – V1A

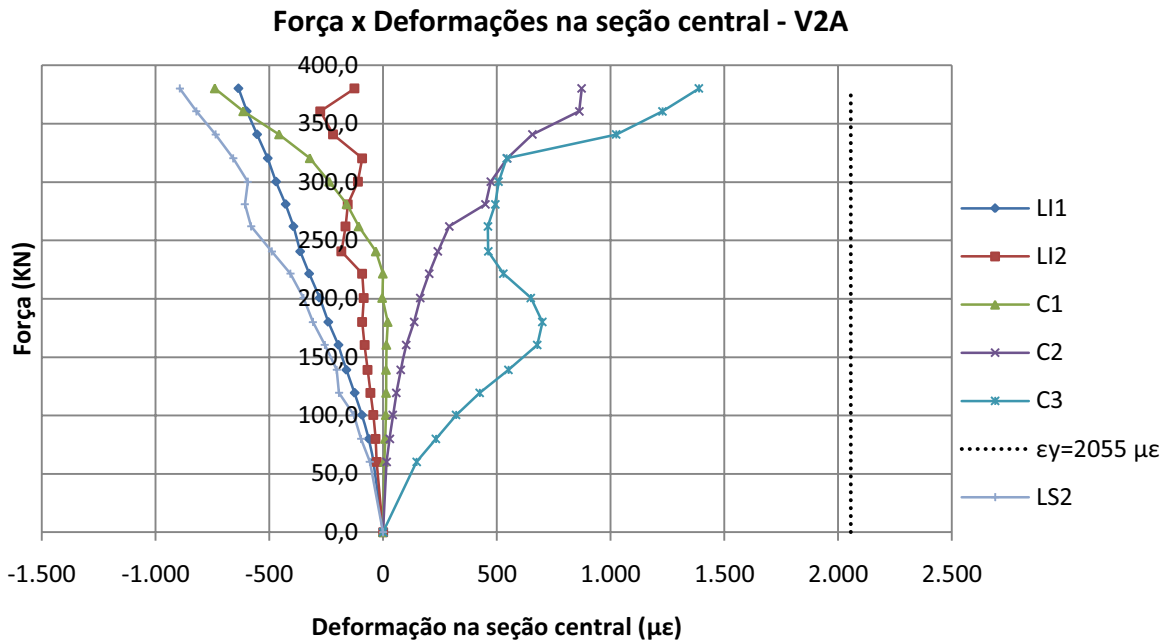


Figura 4.21 – Curva força x deformação – V2A

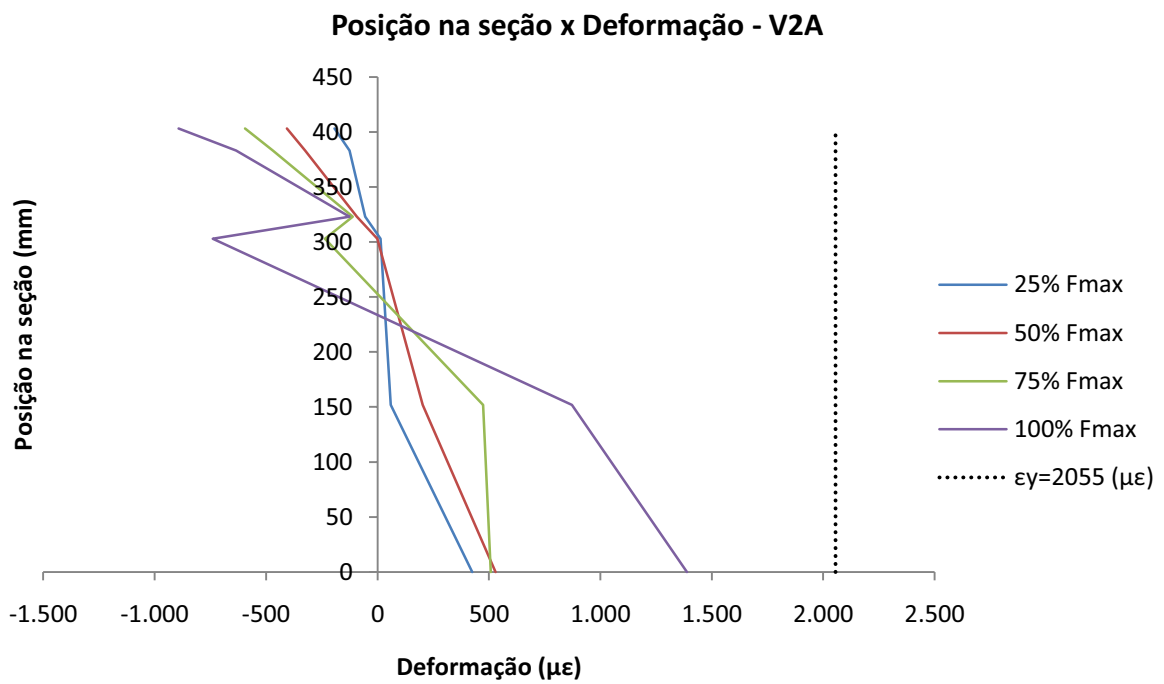


Figura 4.22 – Curva de distribuição das deformações – V2A

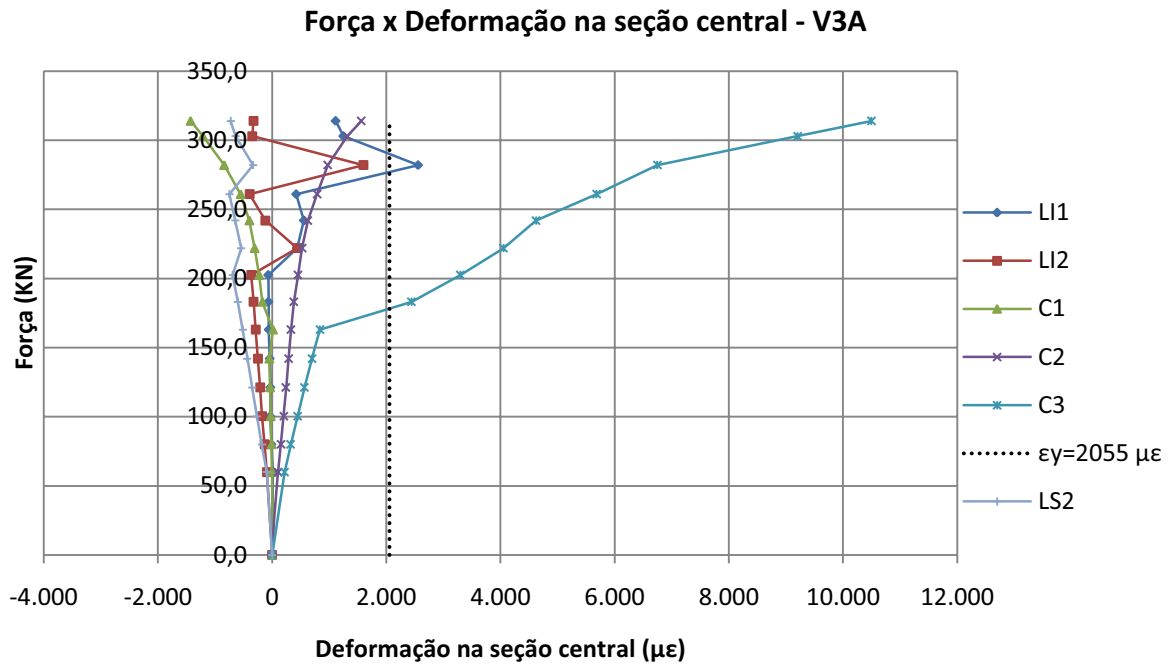


Figura 4.23 – Curva força x deformação – V3A

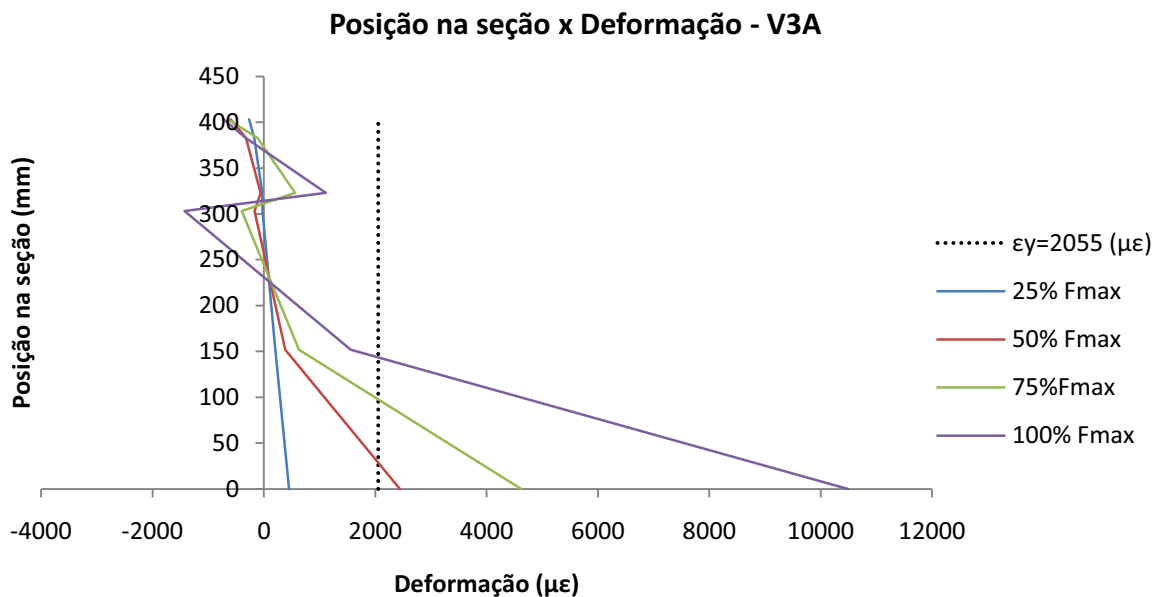


Figura 4.24 – Curva de distribuição das deformações – V3A

Analisando-se os diagramas observa-se para a viga V1A a existência de duas linhas neutras, uma na laje e outra no perfil, confirmando a consideração de interação parcial. Verifica-se também que no perfil metálico a linha neutra encontra-se na alma, confirmando a análise teórica onde a mesa superior do perfil deveria estar comprimida.

A viga V2A apresenta um comportamento semelhante ao da V1A, exceto pela fibra mais tracionada do perfil metálico, representado pelo ponto C3, não atingir a deformação

de escoamento. Analisando o gráfico da figura 4.22, observa-se que após o carregamento de 180 kN inicia-se um trecho de decréscimo de deformações até a carga de 320 kN. Pode-se supor que nesse intervalo de carregamento houve uma perda de aderência entre o extensômetro e a viga metálica, com posterior retomada do crescimento das deformações. Dessa forma, se imaginarmos que, ao contrário do mostrado pelas medições, nesse trecho as deformações continuariam crescentes, pode-se supor que as mesmas ultrapassariam o limite de escoamento.

Na viga V3A observa-se que após 50% do carregamento máximo ocorre uma grande perda de interação, sendo possível se verificar que a viga e a laje passam a se comportar como se tivesse trabalhando isoladamente. Observa-se também que as deformações na fibra mais tracionada do perfil metálico ultrapassam consideravelmente a deformação de escoamento.

#### 4.3.4 Deformações das Rosetas

A tensão de cisalhamento vertical foi comparada ao valor teórico calculado pela expressão 4.1, e pelas deformações obtidas por meio das rosetas foi possível calcular as tensões nas direções principais e a tensão máxima de cisalhamento, admitindo regime elástico. Nas figuras 4.25 à 4.27 são apresentadas as curvas força *versus* deformação angular, experimental e analítica para as vigas V1A, V2A e V3A. Nem todos os gráficos apresentam o resultado das 2 rosetas coladas em cada viga devido a problemas na colagem das rosetas ou no sistema de aquisição de dados durante o ensaio.

$$\tau = \frac{V \cdot M_s}{I_a \cdot t} \quad (4.1)$$

Onde:

$\tau$  é a tensão de cisalhamento vertical na alma;

$V$  é a força cortante;

$M_s$  é o momento estático em relação à posição da roseta;

$I_a$  é o momento de inércia da viga metálica;

$t$  é a espessura da alma.

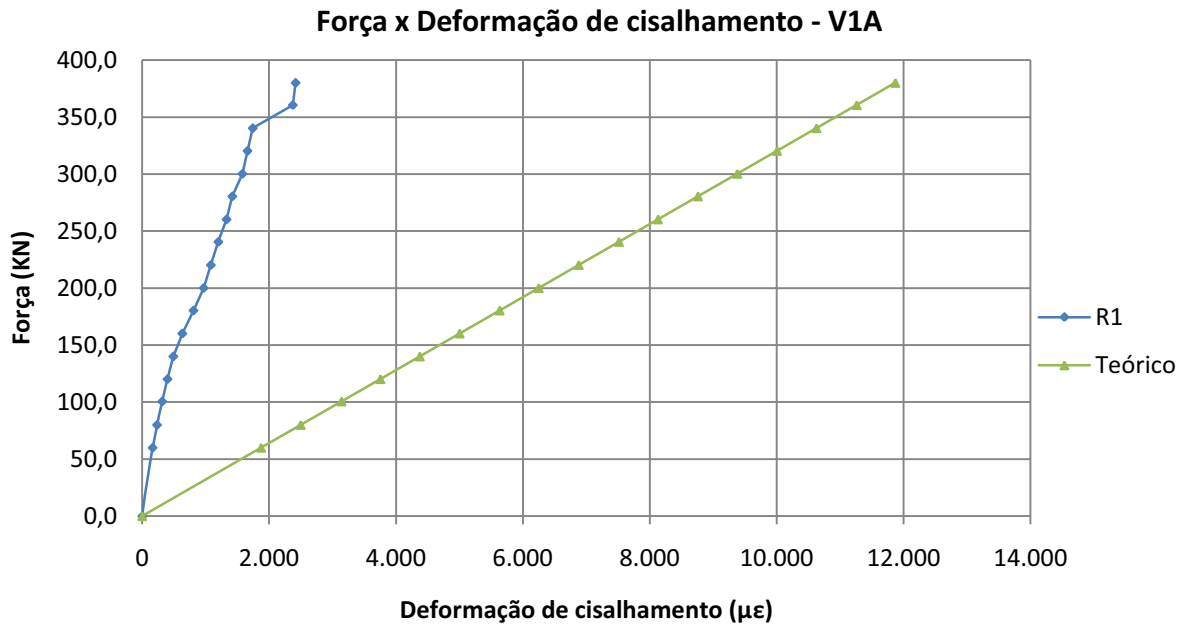


Figura 4.25 – Curva força x deformação angular teórico e experimental – V1A

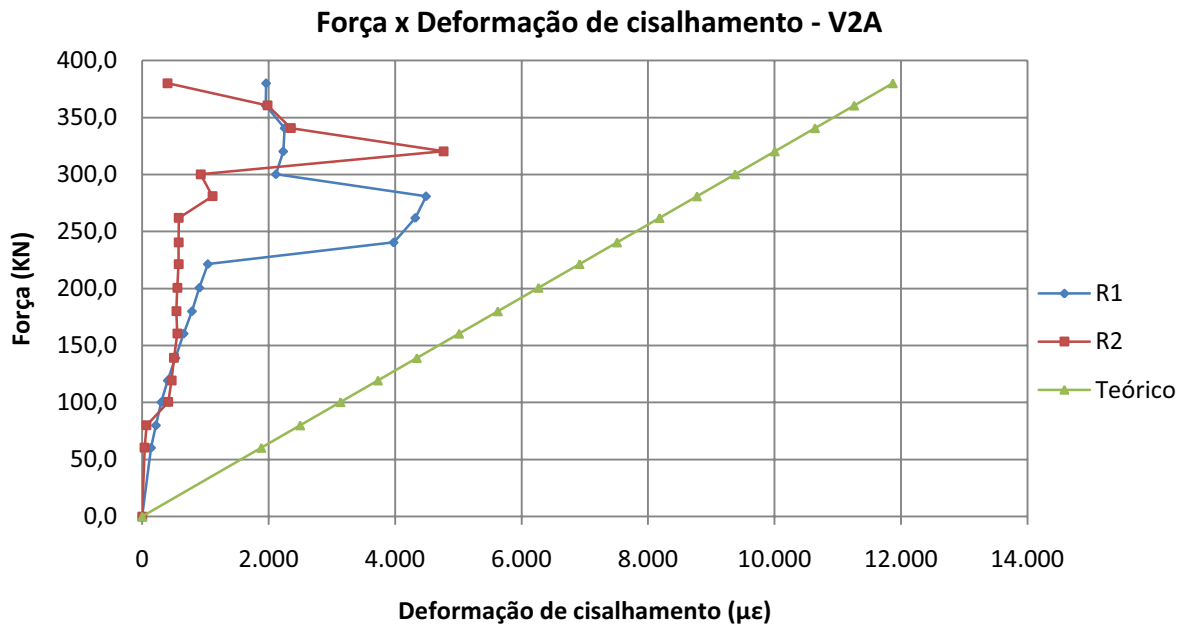


Figura 4.26 – Curva força x deformação angular teórico e experimental – V2A

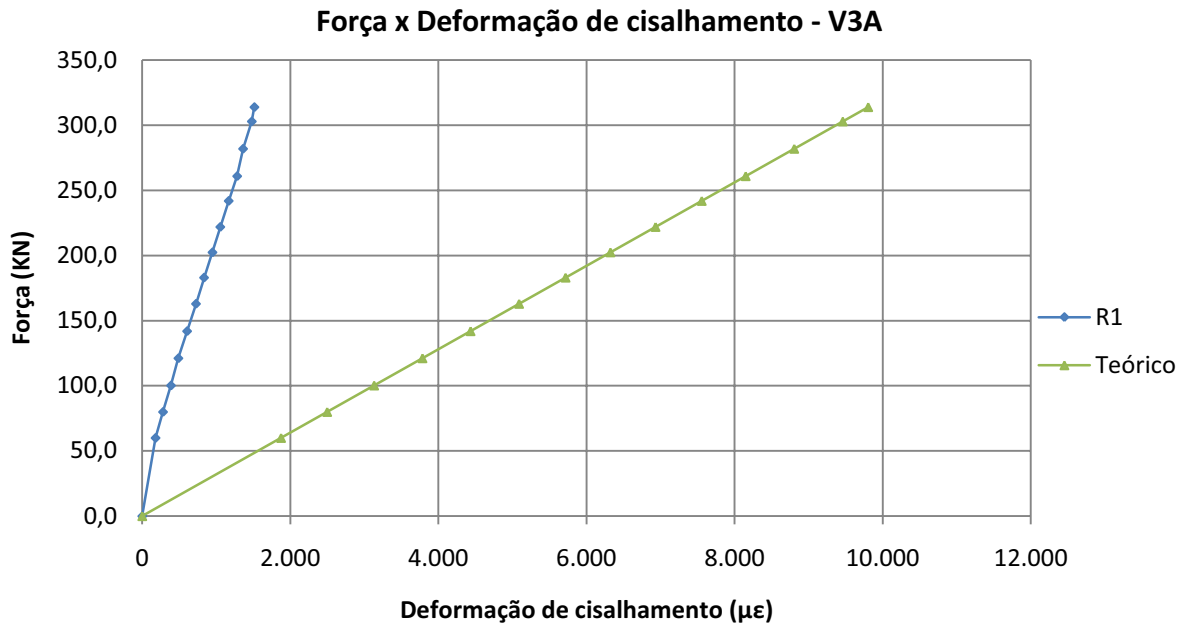


Figura 4.27 – Curva força x deformação angular teórico e experimental – V3A

Percebe-se que as deformações angulares teóricas foram maiores que as experimentais, mostrando que parte do esforço de cisalhamento pode ter sido resistido pelo concreto. Dessa forma, a prática de dimensionamento onde a laje participa apenas da resistência aos esforços de flexão, ficando os de cisalhamento resistidos apenas pela viga metálica é a favor da segurança.

#### 4.3.5 Deslocamentos verticais

Um importante parâmetro avaliado foi o deslocamento vertical máximo no meio do vão. A figura 4.28 ilustra de forma comparativa os valores do deslocamento vertical obtidos experimentalmente para cada tipo de viga mista ensaiada.

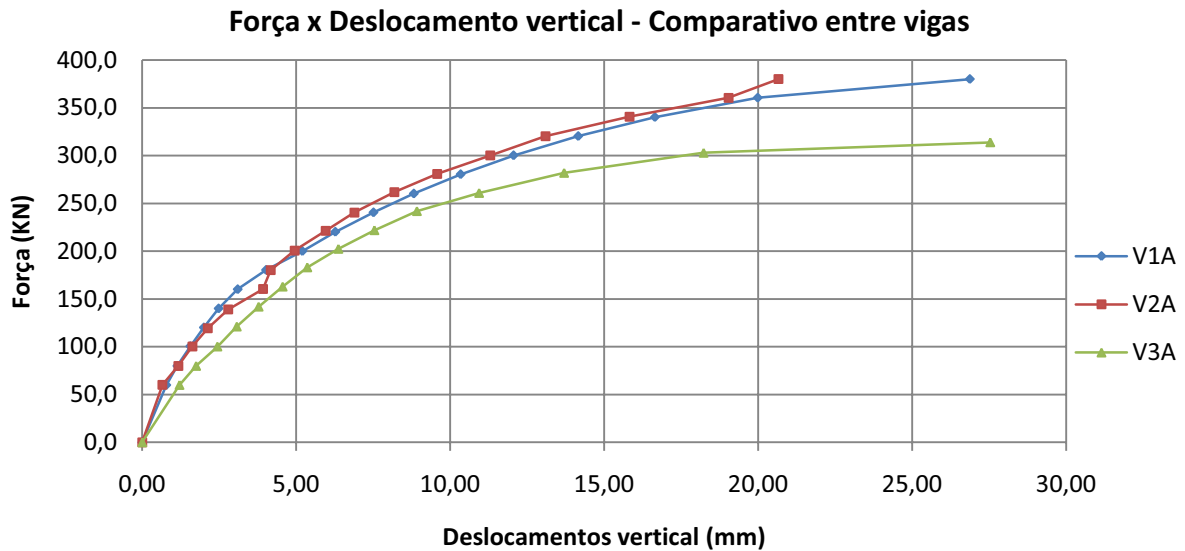


Figura 4.28 – Curva força x deslocamento vertical – comparativo entre vigas

As figuras 4.30 à 4.32 mostram as curvas força versus deslocamento para as vigas mistas ensaiadas, comparando com o valor teórico analítico obtido por meio de uma análise elástica, segundo o esquema estático da figura 4.29 e da equação 4.2.

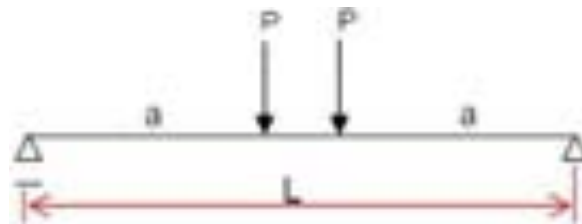


Figura 4.29 – Esquema de carregamento das vigas ensaiadas

$$\delta = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I_{ef}} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot L^2) \quad (4.2)$$

Onde:

$P$  é a força aplicada;

$L$  é o vão da viga;

$E$  é o módulo de elasticidade do material para qual a seção foi homogeneizada;

$I_{ef}$  é o momento de inércia efetivo da seção mista.

Os momentos de inércia efetivos das vigas mistas, foram calculados de acordo com a equação 4.3 e estão apresentados na tabela 4.8, utilizando as resistências dos conectores obtidas dos ensaios.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr} - I_a) \quad (4.3)$$

Onde:

$I_a$  é o momento de inércia da viga de aço;

$I_{tr}$  é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_R$  dos conectores de cisalhamento situados ente a seção de momentos positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$F_{hd}$  é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, igual ao menos valor entre  $A_a \cdot f_{yd}$  e  $f_{cd} \cdot t_c$ .

Tabela 4.8 – Momento de inércia das vigas

Vigas	Grau de interação	Momento de inércia efetivo (cm <sup>4</sup> )
V1A	0,46	10.726,03
V1B	0,46	10.726,03
V2A	0,32	9.616,38
V2B	0,32	9.616,38
V3A	0,26	9.016,45
V3B	0,26	9.016,45

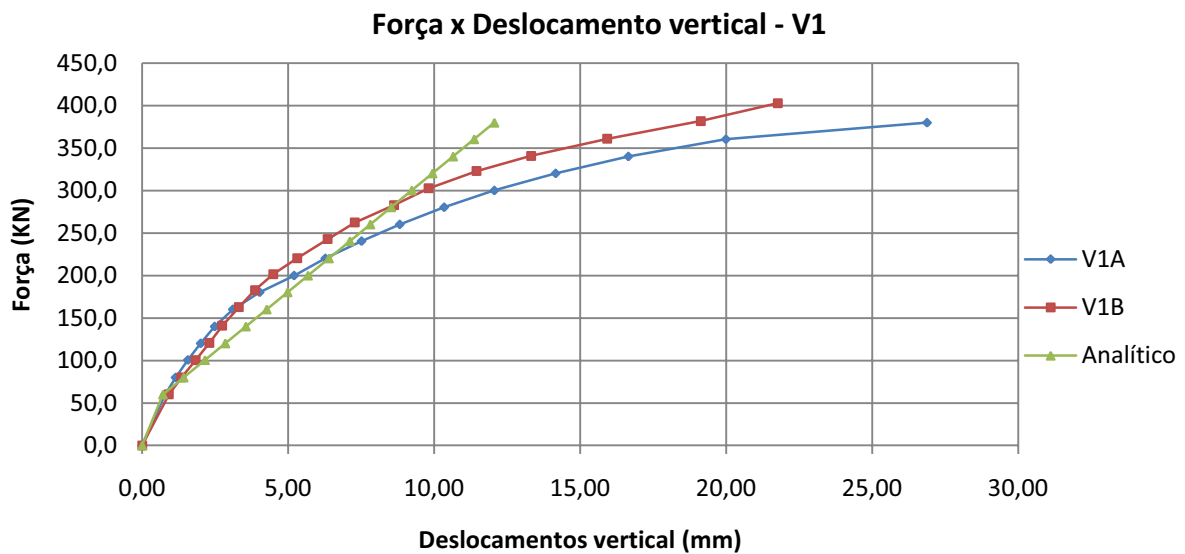


Figura 4.30 – Curva força x deslocamento vertical viga V1A e V1B

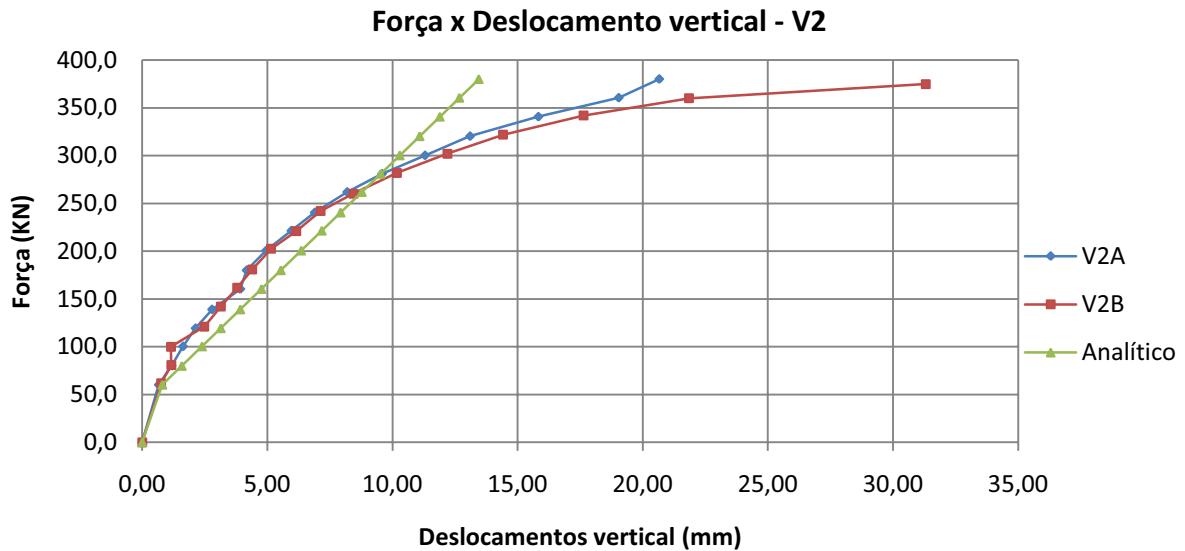


Figura 4.31 – Curva força x deslocamento vertical viga V2A e V2B

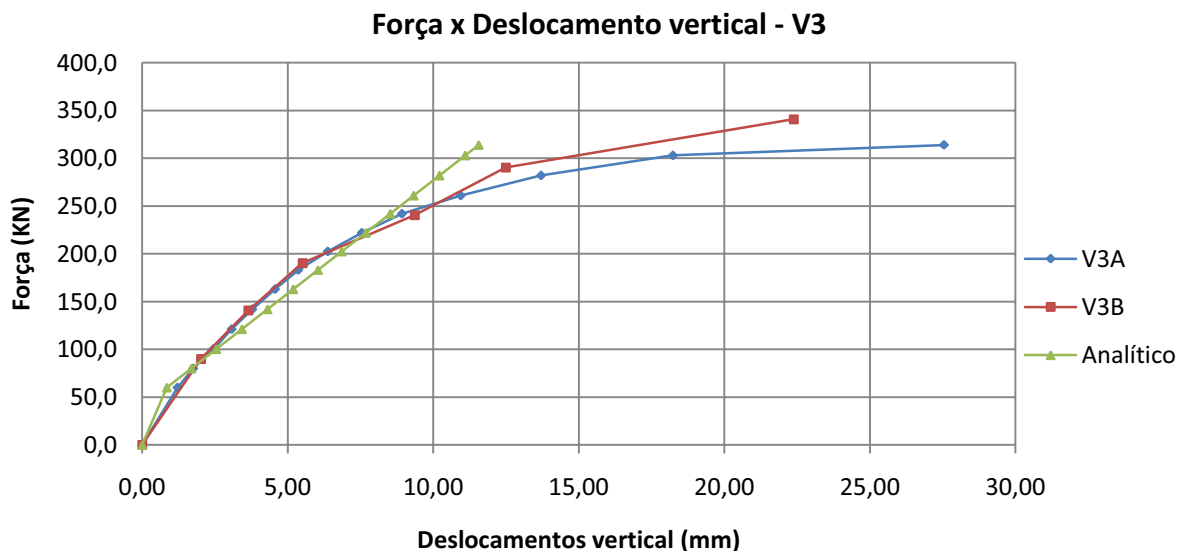


Figura 4.32 – Curva força x deslocamento vertical V3A e V3B

Como se pode observar o deslizamento relativo tem enorme influência na rigidez das vigas mistas.

Para as vigas da série V1, com grau de interação de 0,42 observa-se que o deslocamento teórico foi ligeiramente maior que o experimental.

Nas vigas mistas com grau de interação próximo a 0,3 (vigas das séries V2 e V3), o momento de inércia efetivo é bem menor que o momento de inércia considerando interação completa, para essas vigas os deslocamentos experimentais foram, em média, próximos aos teóricos até certo limite de proporcionalidade.

### 4.3.6 Deslizamento relativo na interface

Os deslizamentos relativos entre a viga metálica e a laje de concreto, foram medidos através de deflectômetros digitais posicionados conforme figura 4.33.

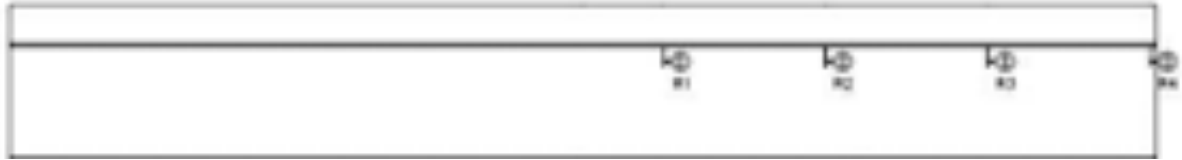


Figura 4.33 – Posicionamento dos deflectômetros para medida de deslizamento relativo

Nas figuras 4.34 à 4.36 são apresentados os deslizamentos relativos medidos para cada viga ensaiada, com um incremento de carga de aproximadamente 40 kN entre cada leitura, a fim de facilitar a visualização gráfica do mesmo.

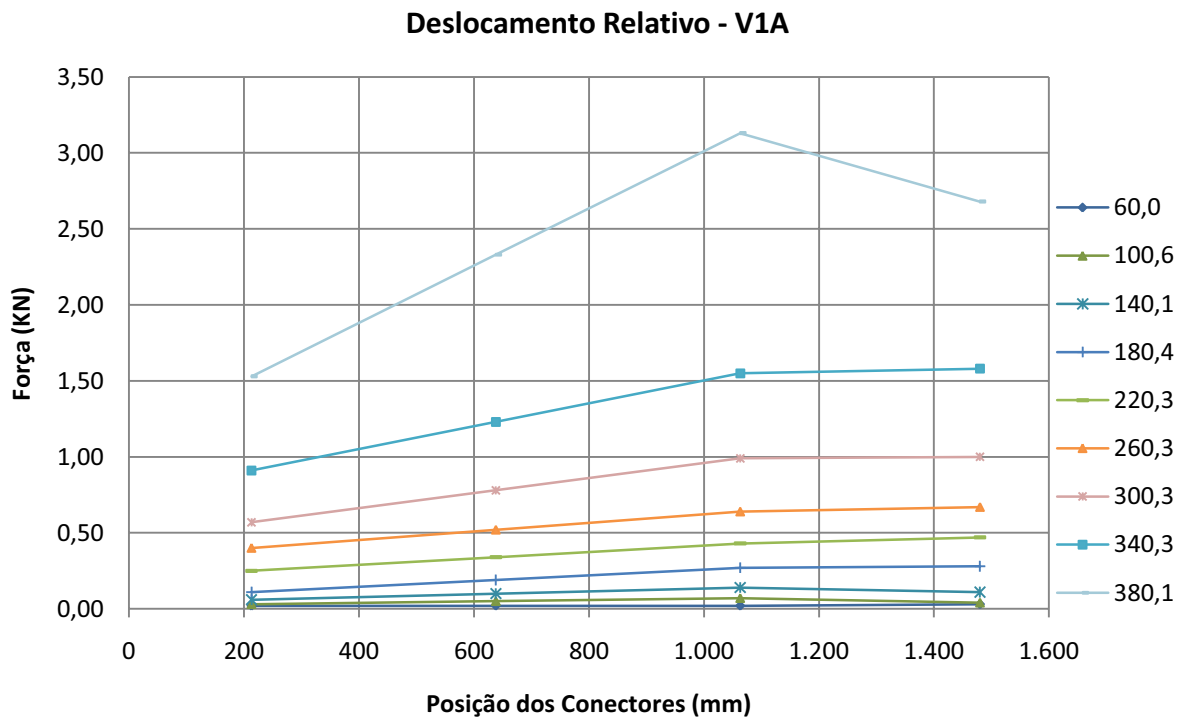


Figura 4.34 – Deslizamento relativo – V1A

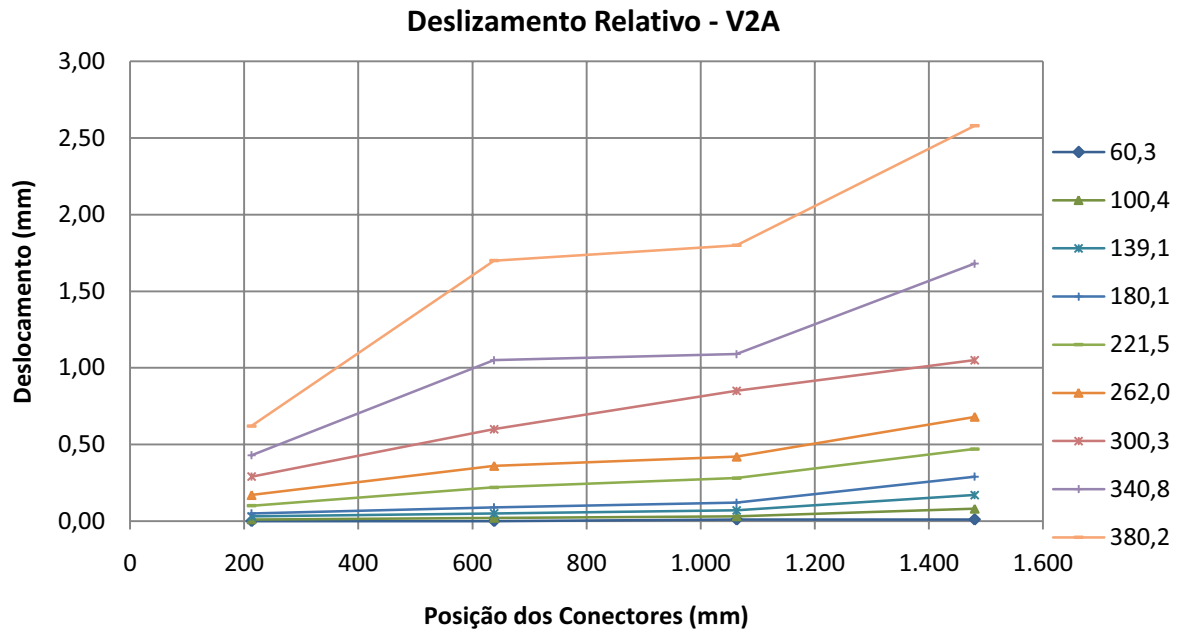


Figura 4.35 – Deslizamento relativo – V2A

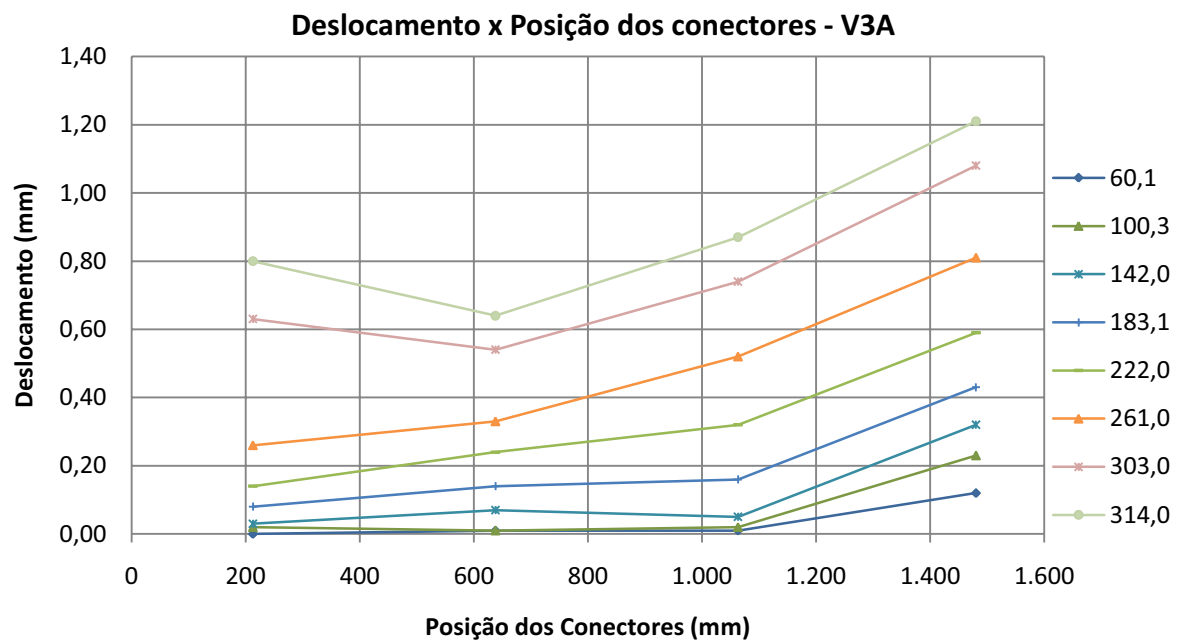


Figura 4.36 – Deslizamento relativo – V3A

Pelas curvas apresentadas percebe-se que o deslizamento relativo entre a laje e o perfil foi praticamente nulo enquanto houve aderência entre eles. A força para a qual essa aderência foi rompida variou de viga para viga.

Da figura 3.34, observa-se que para a viga V1A os deslizamentos medidos pelos defletores “R3”, situados a 1063 mm do meio do vão, foram maiores que os deslizamentos medidos por outros defletores. Isso reflete a um comportamento que

lembra o caso de interação total, onde os deslizamentos na região anterior aos apoios são bem maiores que os demais, podendo ser explicado pelo maior grau de interação dessa viga, que é de 0,46, se comparada às demais.

Para as primeiras fases de carregamento verifica-se que o comportamento das vigas V2A e V3A são próximos, com deslocamentos crescentes partindo do centro em direção à extremidade, onde é maior o fluxo de cisalhamento. Nas etapas finais de carregamento, nota-se uma mudança no comportamento da V3A, passando a apresentar maiores deslocamentos relativos no centro da viga, região onde o fluxo de cisalhamento é menor. Tal comportamento pode estar associado à ruptura dos conectores na fase final do ensaio, gerando uma redistribuição de esforços e conseqüente aumento de deslizamento.

A figura 4.37 mostra uma comparação entre as curvas de deslizamento relativo para as vigas V1A, V2A e V3A. Pode-se observar que os deslizamentos na interface das vigas mistas V2A e V3A apresentam um comportamento semelhante, porém a V3A atingiu uma força última menor que a V2A.

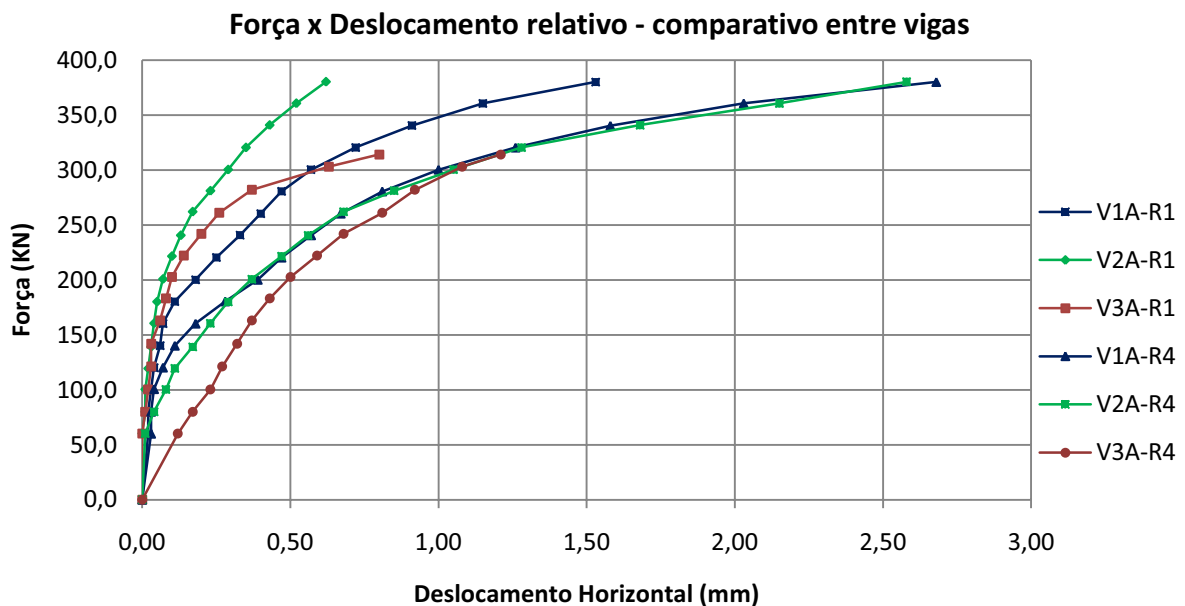


Figura 4.37 – Curva deslizamento relativo comparativo – V1A, V2A e V3A

#### 4.3.7 Distribuição de tensões nos conectores

Nas vigas mistas cada conector foi instrumentado com dois extensômetros colados na altura média do mesmo. A figura 4.38 ilustra como foi atribuída a nomenclatura do conector em função da posição ao longo da viga.

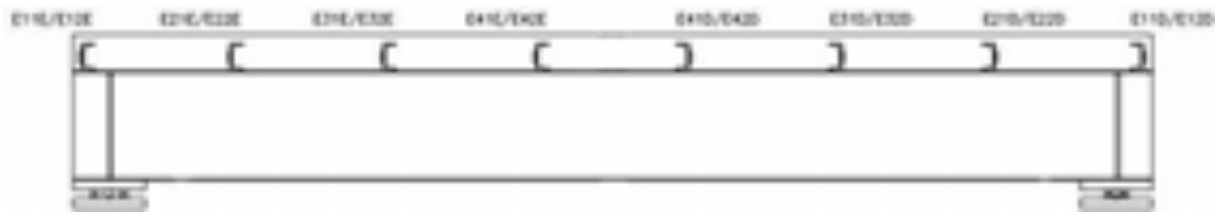


Figura 4.38 – Posição dos extensômetros nos conectores das vigas mistas

As figuras 4.39 à 4.41 mostram as curvas de distribuição de tensões nos conectores, que foram obtidas das médias das leituras dos extensômetros colados num mesmo conector.

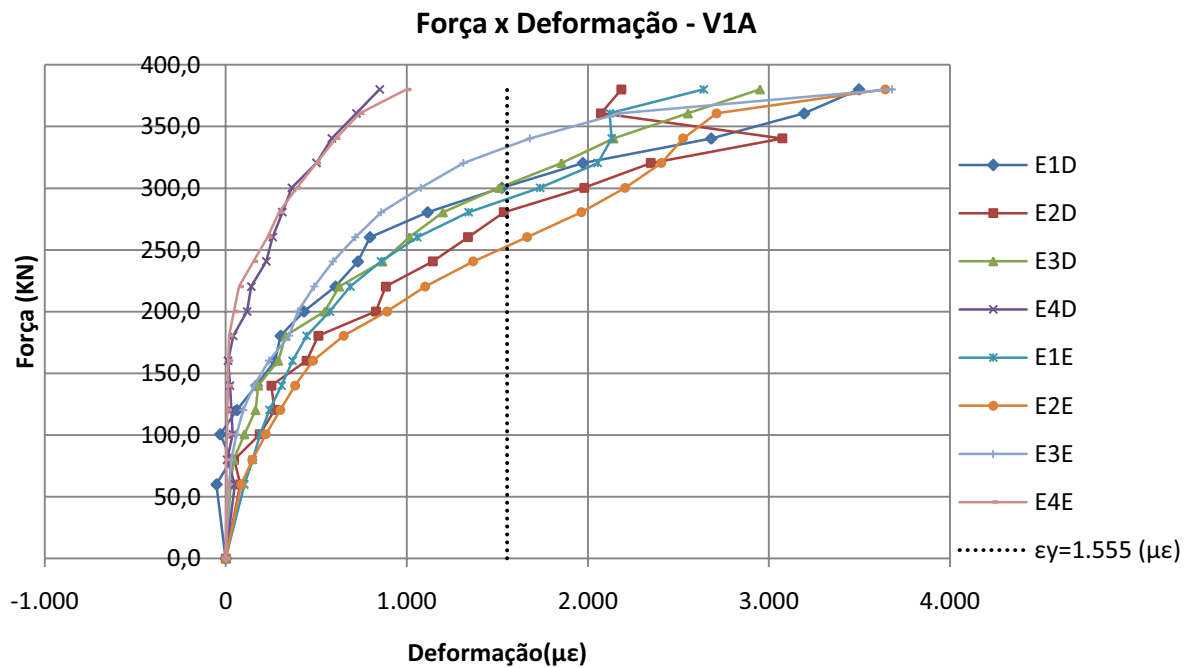


Figura 4.39 – Curva força x deformação por conector – V1A

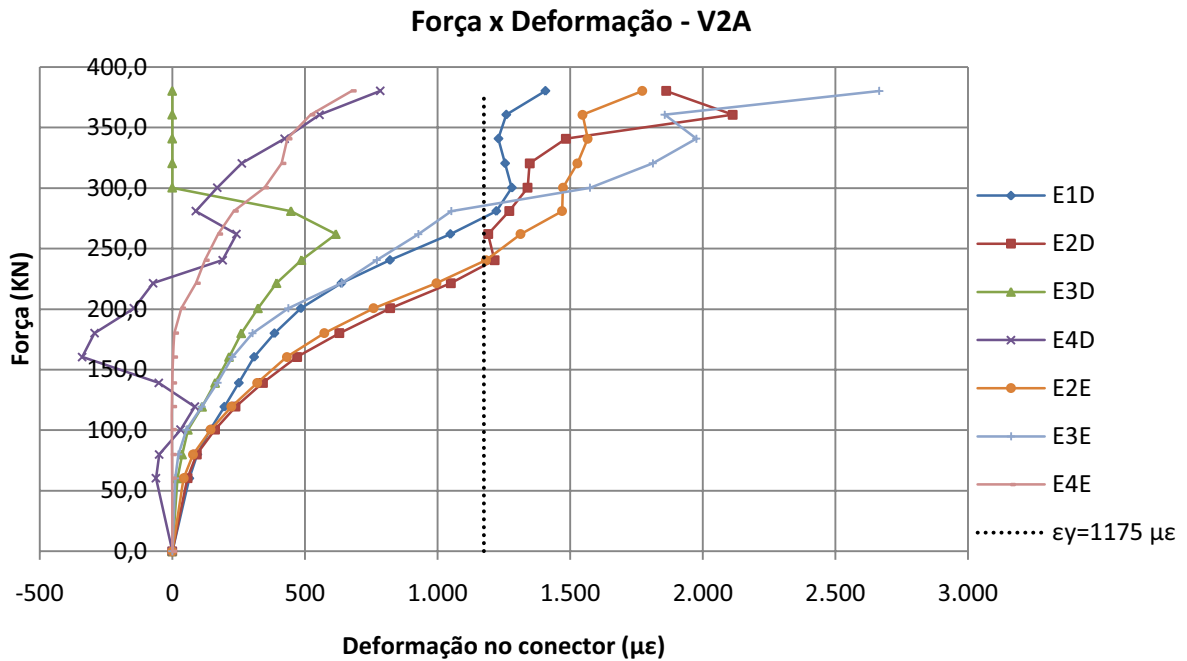


Figura 4.40 – Curva força x deformação por conector – V2A

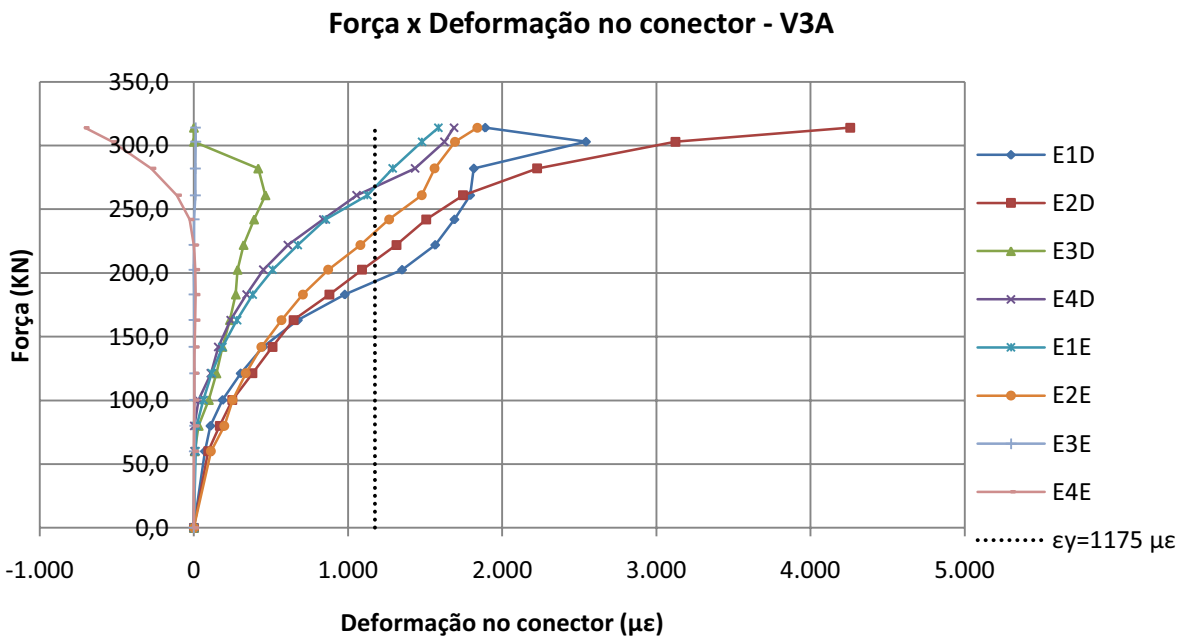


Figura 4.41 – Curva força x deformação por conector – V3A

Observa-se que, de maneira geral, os pares de conectores posicionados em posições simétricas apresentaram deformações semelhantes.

Para alguns conectores, no local onde foram colados os extensômetros as deformações no instante da ruptura das vigas foram inferiores à deformação de escoamento do aço (1555  $\mu\epsilon$  para conectores U laminado e 1175  $\mu\epsilon$  para U e L formados a frio). Porém,

conforme observado por David (2003), a concentração de tensões nos conectores é maior na base, sendo aproximadamente o dobro da tensão do centro do conector. Sendo assim, pode-se concluir que mesmo com os extensômetros colados na região central de alguns conectores não tendo registrado deformações superiores à de escoamento, na região de maior concentração de tensões, junto à solda, provavelmente houve o escoamento do aço.

Pode-se verificar também, que as maiores deformações ocorreram nos conectores localizados nas posições simétricas “2E” e “2D”, diminuindo em direção à região central. Nota-se também que, de forma semelhante aos conectores dos ensaios de cisalhamento direto, esses associados às vigas mistas também apresentaram deformações superiores ao limite de escoamento.

## 5 CONCLUSÕES

Motivado pela observação de que na execução de obras metálicas a substituição de perfis especificados em projeto por outros equivalentes é uma prática corriqueira, e que essa substituição nem sempre atende a uma equivalência de comportamento estrutural satisfatória, este trabalho teve como objetivo fazer um estudo comparativo entre os conectores em perfil laminado U 3"x6.1 e os formados a frio U e L 76x36x4,75.

Apesar do estudo das vigas mistas em perfis laminados não ser atual, continua a ser uma linha de pesquisa muito estudada, uma vez que representam a grande maioria das estruturas mistas executadas ainda hoje.

### 5.1 Ensaios de Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto para caracterização dos conectores em perfil U laminado, U e L formados a frio.

Foi verificado que os conectores tipo U 3"x6.1 têm uma resistência 42% maior que o U 76x36x4,75; e este por sua vez é 24% mais resistente que o L 76x36x4,75. Comparando-se os perfis U laminado e L formado a frio, tem-se uma variação 76% da resistência.

A variação da rigidez entre os perfis mostrou-se estar diretamente associada à resistência, onde quanto mais resistente o perfil mais rígido ele é, e menores serão os deslizamentos relativos entre a laje de concreto e o perfil metálico.

Em quase todos os corpos-de-prova observou-se que as fissuras tinham origem no centro das lajes, se propagando em duas bielas de compressão em relação à maior dimensão da laje até a base. Alguns modos de ruptura não ficaram bem nítidos, onde provavelmente ocorreu a ruptura do concreto após um deslizamento excessivo do conector.

Verificou-se também que as resistências obtidas experimentalmente para os perfis U laminados e formados a frio correspondem à aproximadamente a metade do valor teórico esperado. Não foram encontradas justificativas para essa diferença de resistência, de modo que esses resultados não são conclusivos sobre a aplicação de tais formulações, uma vez que

as mesmas já se mostraram satisfatórias em outros trabalhos como David (2007) e Chaves (2009).

## 5.2 Ensaaios de vigas mistas

As vigas V1A e V1B, com conectores em perfil U laminado e grau de interação igual a 0,46, romperam com 380 e 403 KN, respectivamente. O modo de falha ocorreu por ruptura do concreto na região próxima ao ponto de aplicação de carga, associado à flambagem local do perfil nesse ponto.

Para as vigas V2A e V2B, com conectores em perfil U formado a frio e grau de interação de 0,32, obteve-se cargas de ruptura de 380 e 375 KN, respectivamente. Pode-se observar que o modo de falha ocorreu devido a ruptura da laje de concreto no ponto de aplicação da carga e escoamento da viga de aço.

Nas vigas V3A e V3B, com conectores em perfil L formado a frio e grau de interação de 0,26, obteve-se cargas de ruptura de 314 e 340 KN. Foi observado que o modo de falha se caracterizou pela ruptura do conector (percebido durante o ensaio devido a estalos escutados dentro da laje) seguida de deflexões excessivas em função do escoamento do perfil metálico.

Comparando-se a resistência média entre as vigas, verifica-se que a viga V2 em relação a V1 tem uma diminuição da resistência de 4%. Já entre ela e a V3, observa-se uma resistência 16% maior. Analisando a viga V1 em relação à viga V3 observa-se uma redução de 17% da resistência. Com isso, pode-se concluir que a diminuição do grau de interação não é linearmente proporcional a diminuição da resistência da viga mista, uma vez que comparando a V3 com V1 temos uma diminuição de 43% da interação refletindo em uma queda de apenas 17% da resistência.

Pode-se observar que o deslizamento relativo tem enorme influência na rigidez das vigas mistas. Para as vigas com grau de interação de 0,46 observa-se que o deslocamento teórico foi ligeiramente maior que o experimental. Já nas com grau de interação próximo a 0,3 (vigas das séries V2 e V3), o momento de inércia efetivo é bem menor que o momento de inércia considerando interação completa, para essas vigas os deslocamentos experimentais foram, em média, próximos aos teóricos até certo limite de proporcionalidade.

O deslizamento relativo na interface entre a laje de concreto e o perfil metálico é nulo enquanto existe aderência química entre eles e a força na qual essa aderência é rompida varia de viga para viga.

Pelo diagrama de deformações obteve-se a posição das linhas neutras em função das etapas de carregamento, a verificação da influência do grau de interação no comportamento da viga mista e da plastificação da seção transversal.

Dos resultados obtidos das rosetas observou-se que as deformações cisalhantes teóricas foram maiores que as experimentais, refletindo a contribuição da laje na resistência ao esforço cortante.

Em relação às vigas mistas, observou-se que a relação entre o momento resistente experimental e o momento resistente teórico variou de 0,86 a 1,01, cuja média foi 0,95. Isso mostra que os resultados experimentais das vigas apresentaram resultados próximos ao esperado, sugerindo que as resistências experimentais obtidas para os conectores estão correspondendo ao seu comportamento quando associados a vigas mistas, apesar dos mesmos estarem abaixo dos valores teóricos esperados.

Os perfis U e L formados a frio podem ser utilizados como conectores de cisalhamento em vigas mistas, entretanto suas menores resistências e rigidez, se comparados a perfis U laminados, devem ser levadas em consideração do processo de projeto.

### **5.3 Sugestões para trabalhos futuros**

O escopo do presente trabalho foi estudar o comportamento de vigas mistas simplesmente apoiadas, em perfil laminado, com laje de concreto armado e três diferentes tipos de conectores de cisalhamento.

A partir dos resultados dos ensaios foram obtidas várias conclusões e algumas dúvidas surgiram. Ficam como sugestões para trabalhos futuros.

- Ensaiar vigas com os mesmos conectores, porem com diferentes graus de interação, inclusive interação total,
- Verificar o sistema analisado para vigas contínuas e semi-contínuas;
- Realizar um estudo sobre o comportamento estrutural com ênfase na região de momento fletor negativo;
- Aprofundar os estudos a respeito do comportamento estrutural com ênfase na região de conexão viga-pilar;
- Realizar a modelagem numérica para os modelos estudados neste trabalho e comparar os resultados.

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago. 2005

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 5739 – **Concreto – ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro. 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6152 – **Determinação das Propriedades Mecânicas a Tração**. Rio de Janeiro. 1992

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. 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 - ABNT. NBR 8800 – **Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites)**. Rio de Janeiro. 1986

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

BRADFORD, M. A.; OEHLERS, D. J. **Composite Steel and Concrete Structural Members**. 1. ed. Great Britian: Pergamon,1995. 549 p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS-5400, part 5: **Steel, concrete and composites bridges: code of practice for design of composites bridges**. London. 1979

CHAVES, I. A. **Viga Mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. 122p.

DAVID, D. L. **Vigas mistas com laje treliçada e perfis formados a frio: Análise do comportamento estrutural**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003. 218p.

DAVID, D. L. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2007. 256p.

DAVIES, C. Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connector. **The Structural Engineer**, v.47, n.1, p. 29-40. 1969.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4 – Design of Composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings**. Bruxelles. 2001

LAM, D., ELLIOT, K. S., NETHERCOT, D. A. **Experiments on composite steel beams precast concrete hollow core floor slabs**. Proc. Inst. Civil Eng. Struct. & Build. 2000. 140p, p. 127-138.

LEMA, L. G. **Comportamento em Carga Última de Vigas Mistas com Conectores Rígidos e Flexíveis**. Dissertação (Mestrado em Ciências de Engenharia Civil . Estruturas). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982. 269 p.

MALITE, M. **Sobre o Cálculo de Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em Edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990. 144p.

MALITE, M. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada.** Tese. (Doutorado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993. 2 v.

OEHLERS, D. J.; NGUYEN, N. T.; AHMED, M.; BRADFORD, M. A. Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. **Journal of Construcional Steel Research.** 1997. n. 2/3.

OEHLERS, D. J.; PARK, S.M. Shear connector in composite beams with longitudinally cracked slabs. **Journal of Structural Engineering,** 1992. v.118, p. 2004-2022.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MATA. L. A C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto.** Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001. 336 p.

**BIBLIOGRAFIA CONSULTADA**

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. 277 p.

ALVES, C. M. **Análise de elementos fletidos em estruturas de aço constituídas de perfis formados a frio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2001. 200 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2001). NBR 14762. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro.

CATAI, E. **Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. 166 p.

COSTA, I. A. **Estudo paramétrico da resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, ouro Preto, 2001. 114 p.

FARIAS, R da S. **Estudo teórico experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008. 203 p.

FUZHARA, M. A. **Ligações e armaduras de lajes em vigas mistas de aço e de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. 165 p.

KIRCHHOF, L. D. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. 142p.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. 121 p.

MACHADO, R. M. **Estudo teórico-experimental de elementos estruturais de perfis de aço mistos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, ouro Preto, 1998. 109 p.

MELO, H. L. **Metodologias computacionais para análise e Dimensionamento de Perfis Metálicos Sujeitos a flexão em pisos de edifícios de múltiplos pavimentos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2002. 236 p.

MUNIZ, C. F. **Modelos numéricos para análise de elementos estruturais mistos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, ouro Preto, 2005. 173 p.

OLIVEIRA, L. A. F. **Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas.** Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. 107p.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas em Aço Dimensionamento Prático.** 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A. 2000.

PIZA, M. A. **Investigação dos mecanismos de colapso de um piso misto aço-concreto em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, ouro Preto, 2008. 111 p.

SILVA, A. R. **Análise numérica de vigas mistas com interação parcial**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, ouro Preto, 2006. 176 p.

TRISTÃO, G. A. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. 146 p.

TRISTÃO, G. A.; NETO, J. M.; GONÇALVES, R. M. **Modelagem numérica do ensaio tipo “push-out” utilizando conectores de cisalhamento flexíveis**. Mecânica Computacional Vol. XXI, PP. 1810-1824, Argentina, 2002. 15 p.

TRISTÃO, G. A.; NETO, J. M. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7,n. 23, p. 121-144,2005. 24p.

VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R. **Software e ensino de estruturas metálicas: um problema ou uma realidade?**. III Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil”, Belo Horizonte,2000. 10p.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007. 316 p.

## **APÊNDICE A**

**Método de cálculo do momento resistente elástico e plástico**

Neste item é apresentado um roteiro de cálculo para determinação do momento resistente elástico ( $M_e$ ) e plástico ( $M_p$ ), para a viga V1A, sendo que o mesmo foi seguido para o cálculo das demais vigas.

### Momento resistente elástico

#### V1A

$$n = \frac{E}{E_c} = \frac{200.000}{33.400} = 5,99$$

Posição do centro de gravidade da seção transformada, a partir da face superior da laje:

$$y = \frac{(A'_c) \cdot \left(\frac{t_c}{2}\right) + A_a \cdot (d_1 + h_F + t_c)}{A_a + A'_c} = 8,41 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a \cdot ((d_1 + h_F + t_c) - y)^2 + \frac{b \cdot t_c^3}{12 \cdot n} + \frac{(b \cdot t_c)}{n} \cdot \left(y - \frac{t_c}{2}\right)^2 = 14.065,04 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{(d + h_F + t_c) - y} = 411,03 \text{ cm}^3$$

$$W_a = \frac{I_a}{d/2} = 249,24 \text{ cm}^3$$

$$F_h = f_y \cdot A_a = 1.118 \text{ KN}$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{F_h} \cdot [(W_{tr})_i - W_a]} = 378,79 \text{ KN}$$

$$M_e = W_{ef} \cdot f_y = 15.568 \text{ KN.cm}$$

### Momento resistente plástico

$$f_c \cdot b \cdot t_c = 2.800,80 \text{ KN}$$

$$(A \cdot f_y)_a = 1.117,92 \text{ KN}$$

$$C_c = \sum Q_n = 510 \text{ KN}$$

Determinação do grau de interação:

$$\eta = \frac{\sum Q_n}{F_h} = 0,46$$

Posição da linha neutra na laje:

$$a = \frac{C_c}{b \cdot f_c} = 1,82 \text{ cm}$$

$$C_a = 0,5 \cdot (A_a \cdot f_y - C_c) = 303,92 \text{ KN}$$

Posição da linha neutra no perfil a partir da mesa superior:

$$A_{af} \cdot f_y = 236,61 \text{ KN}$$

$$A_{aw} \cdot f_y = 612,06 \text{ KN}$$

- Para  $C_a \leq A_{af} \cdot f_y$ : linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f = 0,73 \text{ cm}$$

- Para  $C_a > A_{af} \cdot f_y$ : linha neutra na alma

$$y_p = t_f + h_w \cdot \left( \frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \right) = 3,78$$

Neste caso:

$$y_p = 3,78 \text{ cm}$$

Os valores de  $y_c$  e  $y_t$  são determinados estáticamente, conforme anexo A.

$$y_c = 0,29 \text{ cm (a partir da mesa superior do perfil)}$$

$$y_t = 10,93 \text{ cm (a partir da mesa inferior do perfil)}$$

$$M_p = C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) = 18.232,21 \text{ KN.cm}$$

## **APÊNDICE B**

**Expressões para o cálculo dos valores de  $y_c$  e  $y_t$**

O cálculo da distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil ( $Y_c$ ), e da parte tracionada do perfil até a face inferior desse perfil ( $Y_t$ ), é realizado levando-se em consideração as situações de linha neutra plástica (LNP) na alma ou na mesa do perfil metálico. A figura 1 ilustra essas possibilidades.

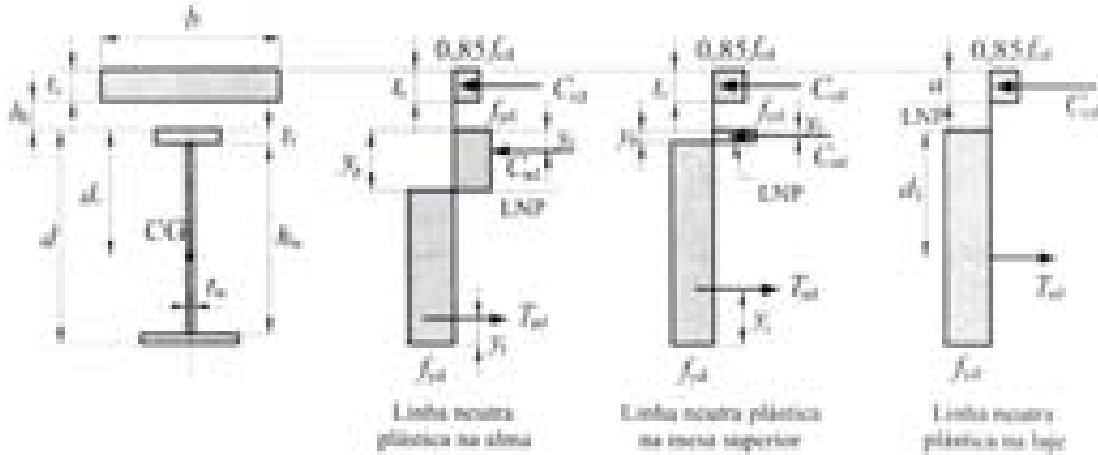


Figura 1 – Possíveis posições da linha neutra plástica na seção transversal.

A figura 2 mostra a seção e o posicionamento dos centros geométricos para a LNP na alma do perfil. Em seguida é apresentado o roteiro de cálculo para determinação do mesmo.

B1 – Cálculo de  $y_c$  e  $y_t$  para o caso da linha neutra plástica na alma do perfil:

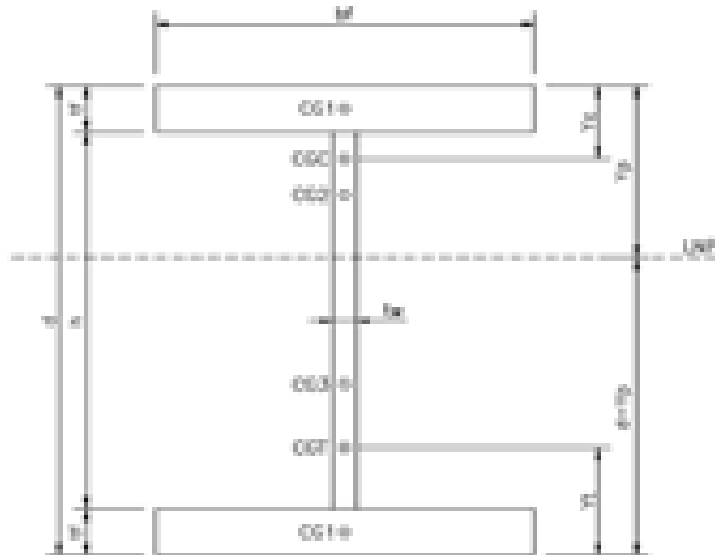


Figura 2 – Linha neutra plástica na alma da seção.

Determinação das áreas da parte comprimida do perfil:

$$A_1 = b_f \cdot t_f$$

$$A_2 = (y_p - t_f) \cdot t_w$$

$$A_{TC} = A_1 + A_2$$

Determinação dos centros geométricos das áreas comprimidas:

$$y_1 = t_f / 2$$

$$y_2 = t_f + \left( \frac{y_p - t_f}{2} \right)$$

Determinação da posição do centro geométrico resultante da parte comprimida do perfil metálico:

$$y_c = \frac{(A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2)}{A_{TC}}$$

Determinação das áreas da parte tracionada:

$$A_3 = \left( (d - y_p) - t_f \right) \cdot t_w$$

$$A_{TT} = A_1 + A_3$$

Determinação dos centros geométricos das áreas tracionadas:

$$y_1 = t_f / 2$$

$$y_3 = t_f + \left( \frac{(d - y_p) - t_f}{2} \right)$$

Determinação do centro geométrico resultante da parte tracionada do perfil metálico:

$$Y_t = \frac{(A_1 \cdot y_1 + A_3 \cdot y_3)}{A_{TT}}$$

B2 – Cálculo de  $y_c$  e  $y_t$  para o caso da linha neutra plástica na mesa do perfil:

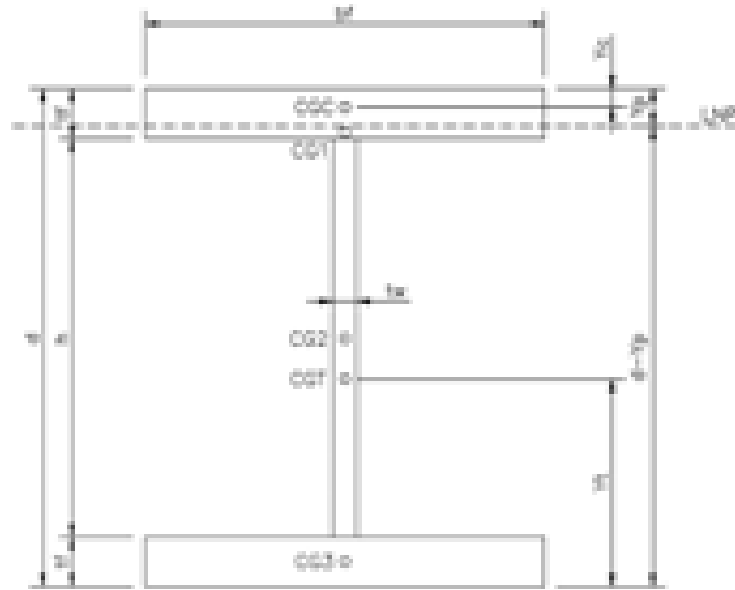


Figura 3 – Linha neutra plástica na mesa da seção.

Determinação da posição do centro geométrico resultante da parte comprimida do perfil metálico:

$$y_c = \frac{Y_2}{2}$$

Determinação das áreas da parte tracionada do perfil:

$$A_1 = b_f \cdot (t_f - Y_p)$$

$$A_2 = t_w \cdot h_w$$

$$A_3 = b_f \cdot t_f$$

$$A_{TT} = A_1 + A_2 + A_3$$

Determinação dos centros geométricos das áreas tracionadas:

$$y_1 = d - \frac{(t_f - Y_p)}{2}$$

$$y_2 = \frac{d}{2}$$

$$y_3 = \frac{t_f}{2}$$

Determinação do centro geométrico resultante da parte tracionada do perfil metálico:

$$Y_t = \frac{(A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3)}{A_{TT}}$$

## **APÊNDICE C**

### **Resultados dos ensaios de cisalhamento direto**

O Apêndice C completa os resultados contidos na dissertação, apresentando todos os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto através de tabelas e gráficos. As figuras 1 e 2 ilustram a posição da instrumentação utilizada, juntamente com as legendas adotadas nos gráficos.

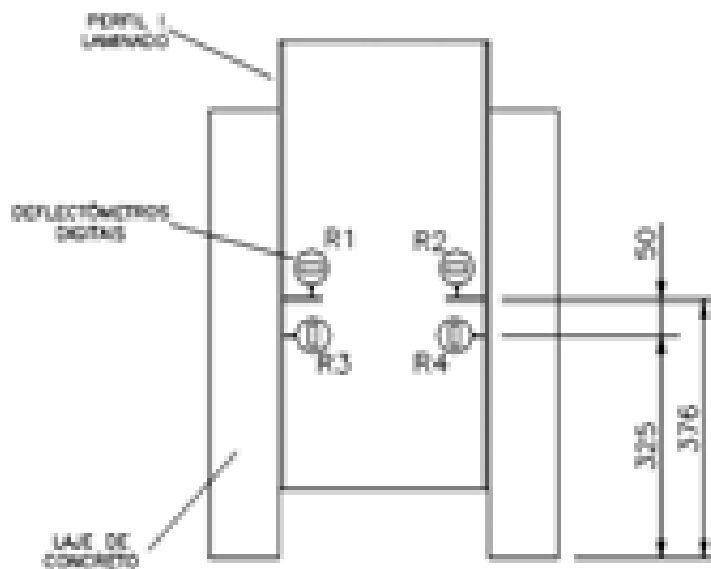


Figura 1 – Posicionamento dos defletômetros digitais no ensaio de cisalhamento direto

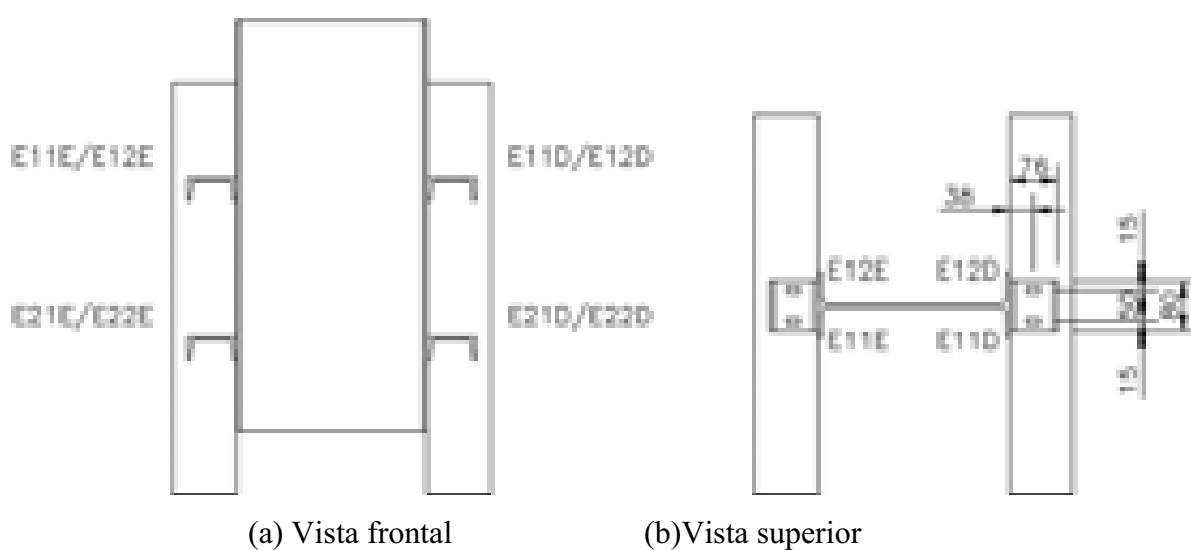
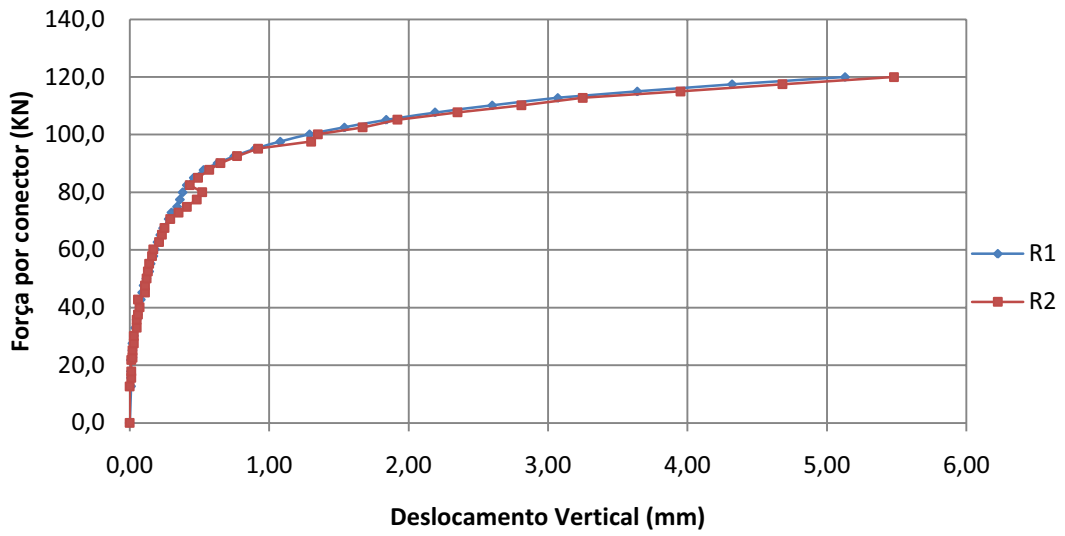


Figura 2 – Posicionamento dos extensômetros nos conectores

Tabela 1 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 11

<b>Modelo CD 11 - U 3"x6.1</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,7	0,01	0,00	0,00	-0,04
15,7	0,01	0,01	0,00	-0,04
17,9	0,01	0,01	0,00	-0,04
21,8	0,01	0,01	0,00	-0,04
22,7	0,02	0,02	0,00	-0,04
25,2	0,02	0,02	0,00	-0,04
27,6	0,02	0,03	-0,01	-0,04
30,2	0,03	0,03	-0,01	-0,04
33,0	0,04	0,05	-0,01	-0,05
35,8	0,05	0,05	-0,02	-0,05
37,6	0,06	0,06	-0,02	-0,05
40,2	0,07	0,07	-0,03	-0,05
42,8	0,08	0,06	-0,03	-0,05
45,3	0,09	0,11	-0,04	-0,06
47,7	0,10	0,11	-0,05	-0,06
50,1	0,12	0,12	-0,06	-0,06
52,6	0,14	0,13	-0,07	-0,06
55,3	0,15	0,14	-0,07	-0,07
57,9	0,17	0,16	-0,08	-0,07
60,3	0,18	0,17	-0,09	-0,07
62,8	0,20	0,21	-0,09	-0,08
65,3	0,22	0,23	-0,10	-0,08
67,6	0,24	0,25	-0,11	-0,09
70,8	0,28	0,29	-0,13	-0,09
73,0	0,30	0,35	-0,14	-0,10
75,0	0,34	0,41	-0,15	-0,11
77,5	0,36	0,48	-0,16	-0,12
80,0	0,38	0,52	-0,16	-0,12
82,5	0,41	0,43	-0,16	-0,13
85,1	0,46	0,49	-0,17	-0,14
87,8	0,53	0,57	-0,19	-0,16
90,1	0,63	0,65	-0,22	-0,19
92,5	0,75	0,77	-0,26	-0,23
95,1	0,90	0,92	-0,32	-0,28
97,6	1,08	1,30	-0,39	-0,34
100,1	1,29	1,35	-0,48	-0,42
102,5	1,54	1,67	-0,59	-0,51
105,2	1,84	1,92	-0,73	-0,62
107,8	2,19	2,35	-0,90	-0,74
110,2	2,60	2,81	-1,11	-0,88
112,8	3,07	3,25	-1,37	-1,03
115,0	3,64	3,95	-1,70	-1,19
117,5	4,32	4,68	-2,11	-1,36
120,0	5,13	5,48	-2,58	-1,55

Força x Deslocamento vertical - CD 11



Força por conector x Deslocamento horizontal - CD11

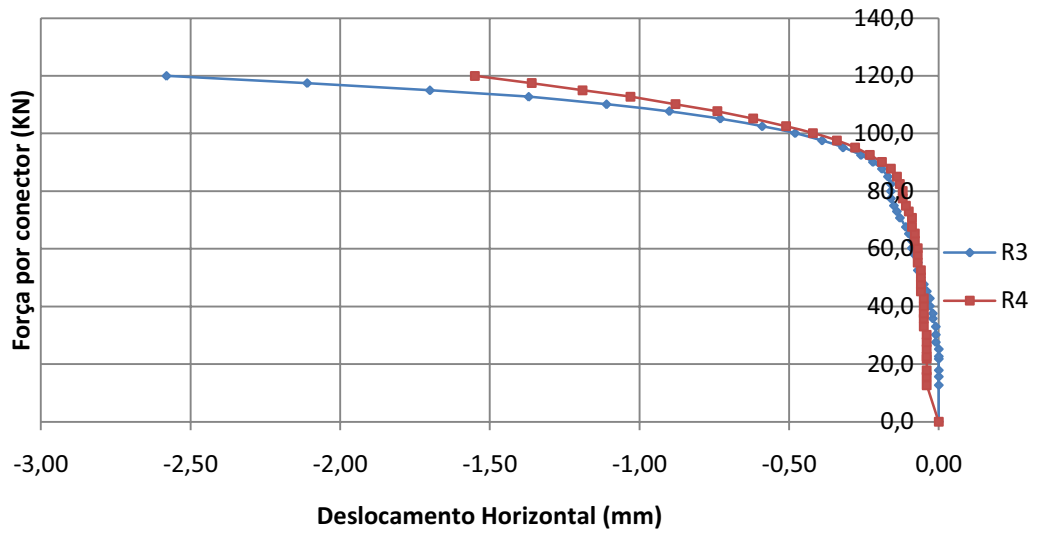
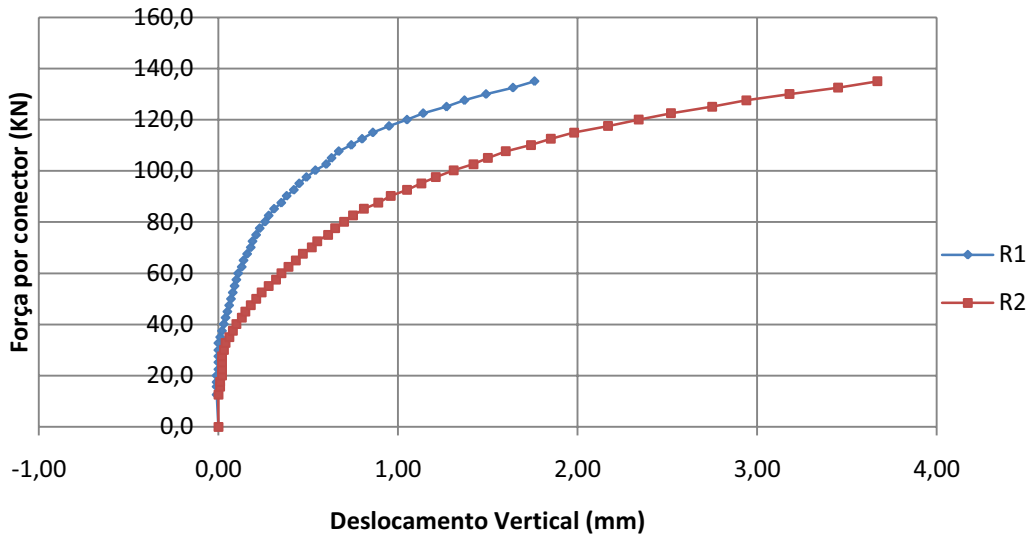


Tabela 2 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 12

Modelo CD 12 - U 3"x6.1									
Força (KN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	Força (KN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	75,0	0,21	0,61	-0,02	-0,10
12,6	-0,01	0,00	0,00	0,00	77,6	0,23	0,65	-0,02	-0,11
15,8	-0,01	-0,01	0,00	0,00	80,2	0,26	0,70	-0,03	-0,13
17,5	-0,01	-0,01	0,00	0,01	82,6	0,28	0,75	-0,04	-0,14
20,1	-0,01	-0,02	0,00	0,01	85,2	0,31	0,81	-0,05	-0,15
22,5	0,00	-0,02	0,00	0,01	87,6	0,35	0,89	-0,06	-0,17
25,3	0,00	-0,02	0,00	0,02	90,3	0,38	0,96	-0,06	-0,20
27,6	0,00	-0,02	0,00	0,02	92,6	0,42	1,05	-0,07	-0,21
30,0	0,00	-0,03	0,00	0,02	95,1	0,45	1,13	-0,07	-0,23
32,8	0,00	-0,04	0,01	0,02	97,6	0,49	1,21	-0,08	-0,26
35,1	0,01	-0,06	0,01	0,02	100,3	0,54	1,31	-0,09	-0,28
37,5	0,02	-0,08	0,02	0,02	102,7	0,60	1,42	-0,10	-0,30
40,2	0,03	-0,10	0,02	0,02	105,1	0,63	1,50	-0,11	-0,32
42,7	0,04	-0,13	0,02	0,02	107,7	0,67	1,60	-0,12	-0,34
45,1	0,05	-0,15	0,02	0,01	110,1	0,74	1,74	-0,14	-0,37
47,5	0,06	-0,18	0,02	0,01	112,5	0,80	1,85	-0,16	-0,39
50,0	0,07	-0,21	0,02	0,00	115,0	0,86	1,98	-0,18	-0,41
52,5	0,08	-0,24	0,02	0,00	117,5	0,95	2,17	-0,19	-0,44
55,1	0,09	-0,28	0,01	0,00	120,0	1,05	2,34	-0,19	-0,49
57,5	0,10	-0,32	0,01	-0,01	122,5	1,14	2,52	-0,19	-0,53
60,0	0,11	-0,35	0,01	-0,02	125,1	1,27	2,75	-0,21	-0,56
62,5	0,13	-0,39	0,00	-0,03	127,6	1,37	2,94	-0,23	-0,59
65,1	0,14	-0,43	0,00	-0,04	130,0	1,49	3,18	-0,26	-0,64
67,6	0,16	-0,47	0,00	-0,06	132,5	1,64	3,45	-0,30	-0,69
70,1	0,18	-0,52	0,00	-0,08	135,0	1,76	3,67	-0,34	-0,73

Força por conector x Deslocamento vertical - CD 12



Força por conector x Deslocament Horizontal - CD 12

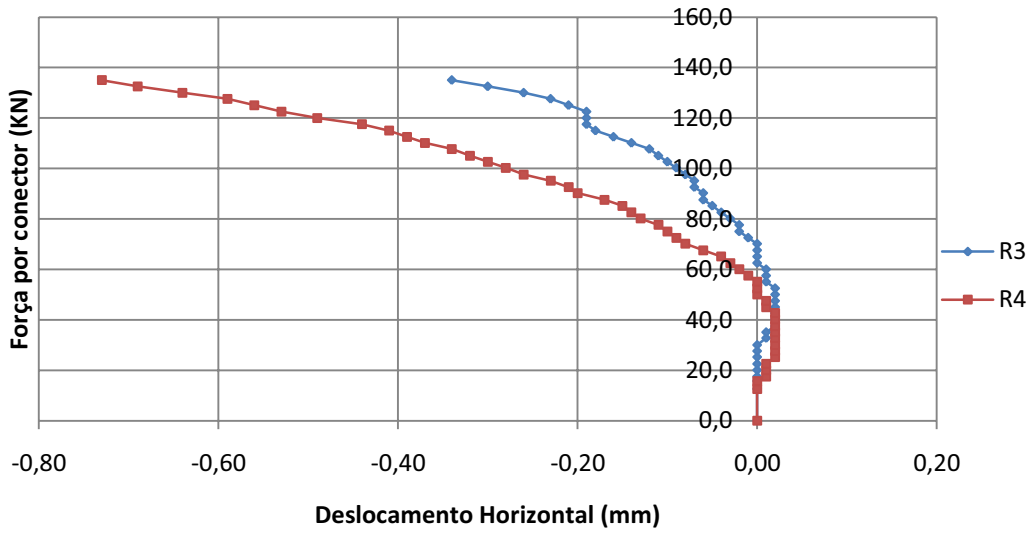
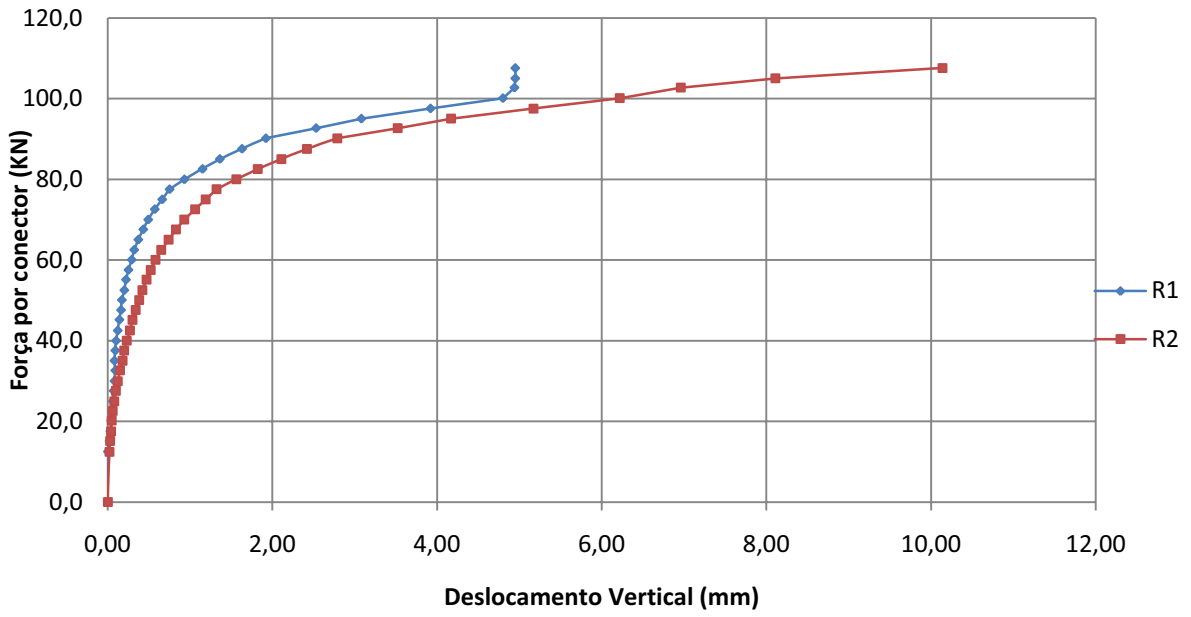


Tabela 3 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 13

Força (KN)	Modelo CD 13 - U 3"x6.1			
	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,00	0,02	0,00	-0,01
15,1	0,02	0,03	0,00	-0,01
17,6	0,03	0,04	-0,01	-0,01
20,2	0,04	0,05	-0,01	-0,01
22,6	0,05	0,06	-0,01	-0,02
25,0	0,06	0,08	-0,02	-0,02
27,6	0,07	0,10	-0,02	-0,03
30,0	0,08	0,12	-0,03	-0,04
32,6	0,09	0,15	-0,03	-0,05
35,1	0,08	0,18	-0,04	-0,06
37,6	0,09	0,20	-0,04	-0,06
40,0	0,10	0,23	-0,04	-0,06
42,5	0,12	0,27	-0,05	-0,06
45,2	0,14	0,30	-0,05	-0,07
47,6	0,16	0,34	-0,06	-0,07
50,1	0,17	0,38	-0,06	-0,07
52,5	0,20	0,42	-0,07	-0,08
55,2	0,22	0,47	-0,08	-0,08
57,6	0,25	0,52	-0,09	-0,08
60,1	0,29	0,58	-0,10	-0,08
62,5	0,32	0,65	-0,12	-0,08
65,1	0,37	0,74	-0,13	-0,08
67,6	0,43	0,83	-0,15	-0,08
70,0	0,49	0,93	-0,16	-0,08
72,6	0,57	1,06	-0,19	-0,08
75,0	0,66	1,19	-0,22	-0,08
77,6	0,75	1,32	-0,25	-0,08
80,0	0,93	1,56	-0,30	-0,09
82,6	1,15	1,82	-0,35	-0,23
85,1	1,36	2,11	-0,40	-0,26
87,6	1,63	2,42	-0,45	-0,29
90,2	1,92	2,79	-0,50	-0,49
92,7	2,53	3,52	-0,62	-0,52
95,1	3,08	4,17	-0,72	-0,55
97,6	3,92	5,17	-0,83	-0,80
100,1	4,80	6,22	-1,01	-0,88
102,8	4,94	6,96	-1,03	-1,04
105,1	4,95	8,11	-1,24	-1,21
107,6	4,95	10,14	-1,52	-1,42

Força por conector x Deslocamento vertical - CD 13



Força por conector x Deslocamento horizontal - CD 13

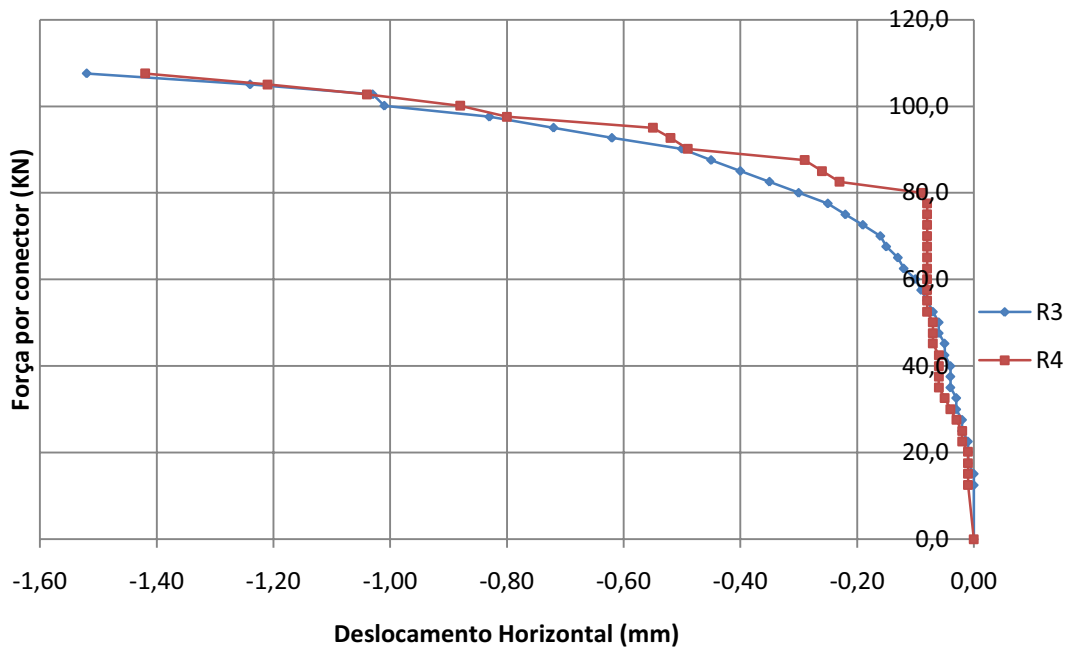
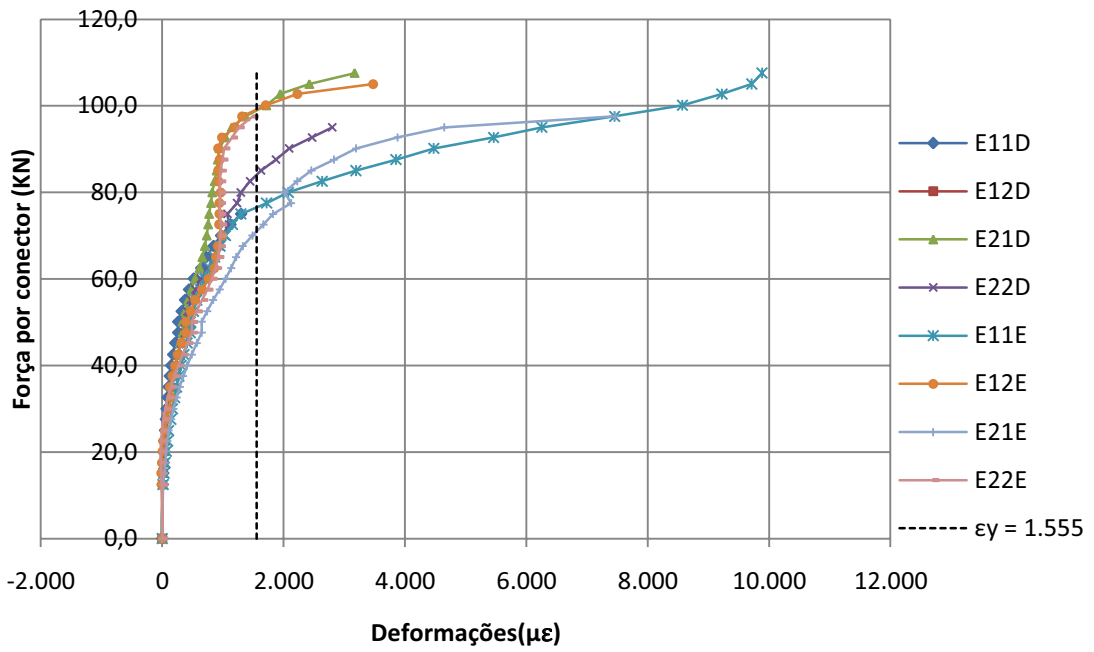


Tabela 4 – Deformações nos conectores CD 13

Força (KN)	Deformações ( $\mu\epsilon$ ) - CD13 - U 3"X6.1							
	E11D	E12D	E21D	E22D	E11E	E12E	E21E	E22E
0,0	0	-	0	0	0	0	0	0
12,5	8	-	11	9	15	-8	17	-10
15,1	15	-	22	18	31	-15	34	-20
17,6	22	-	31	27	49	-6	49	-27
20,2	30	-	41	37	69	6	66	-22
22,6	34	-	49	44	88	17	85	-18
25,0	46	-	62	58	108	41	107	-5
27,6	59	-	83	83	141	74	147	26
30,0	70	-	102	104	169	108	187	53
32,6	86	-	130	132	203	150	238	94
35,1	103	-	155	154	238	126	290	146
37,6	124	-	183	183	275	172	345	201
40,0	147	-	213	215	312	212	411	264
42,5	180	-	253	257	360	256	489	339
45,2	214	-	293	314	411	316	570	413
47,6	263	-	335	373	462	391	654	490
50,1	263	-	335	373	462	391	654	490
52,5	320	-	379	418	514	471	742	569
55,2	376	-	428	478	569	545	841	657
57,6	441	-	483	550	634	662	948	744
60,1	519	-	543	637	700	767	1.049	813
62,5	641	-	615	758	784	861	1.138	884
65,1	724	-	661	849	866	888	1.219	921
67,6	846	-	703	941	956	920	1.330	948
70,0	970	-	735	1.038	1.045	986	1.487	963
72,6	1.125	-	757	1.104	1.159	937	1.670	968
75,0	1.301	-	774	1.074	1.298	943	1.827	954
77,6	-	-	805	1.235	1.720	944	2.126	948
80,0	-	-	825	1.297	2.078	963	2.016	951
82,6	-	-	865	1.447	2.636	931	2.227	954
85,1	-	-	898	1.629	3.192	923	2.460	964
87,6	-	-	916	1.874	3.852	947	2.831	992
90,2	-	-	944	2.093	4.477	921	3.196	1.019
92,7	-	-	1.043	2.469	5.462	987	3.879	1.150
95,1	-	-	1.147	2.802	6.255	1.196	4.647	1.261
97,6	-	-	1.375	-	7.455	1.319	7.464	1.493
100,1	-	-	1.715	-	8.572	1.706	-	-
102,8	-	-	1.947	-	9.223	2.231	-	-
105,1	-	-	2.425	-	9.715	3.478	-	-
107,6	-	-	3.171	-	9.884	-	-	-

**Força por conector x Deformações - CD 13**



**Força por conector x Deformações médias - CD 13**

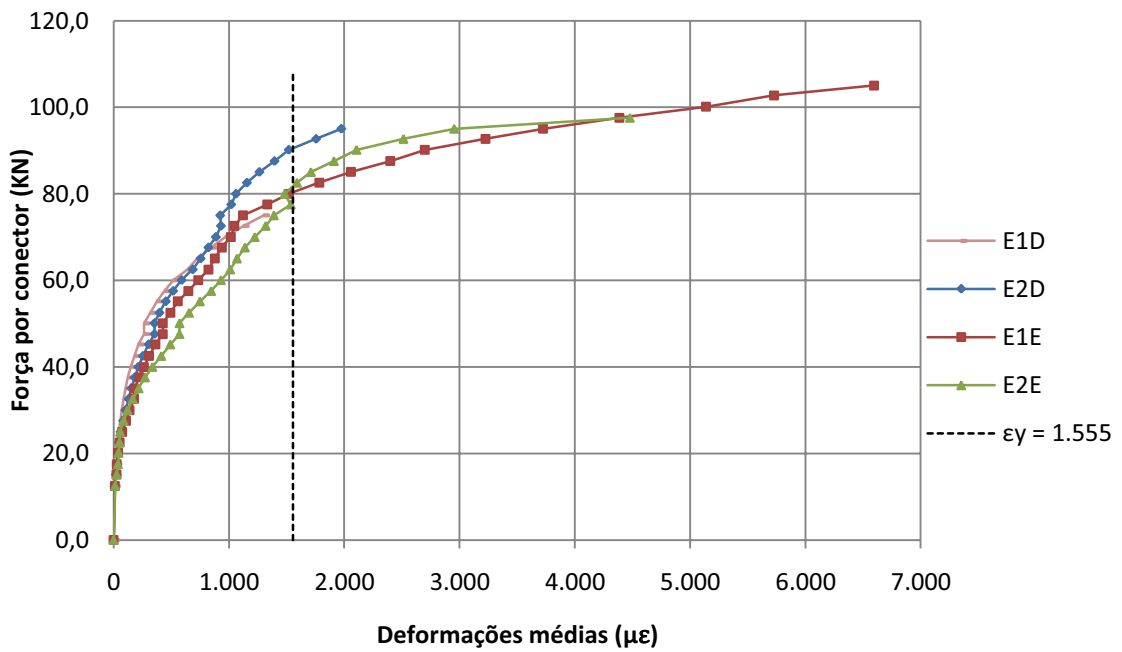
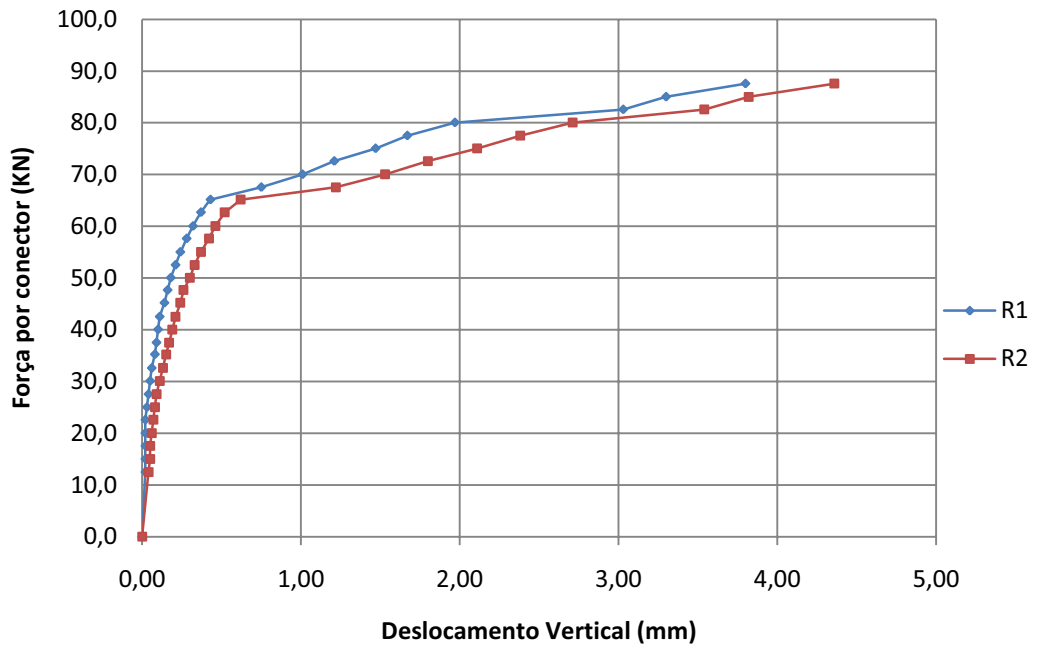


Tabela 5 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 21

<b>Modelo CD 21 - U 76x36x4.32</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,02	0,04	-0,01	0,01
15,0	0,02	0,05	-0,01	0,01
17,6	0,02	0,05	-0,01	0,01
20,0	0,02	0,06	-0,01	0,01
22,6	0,02	0,07	-0,01	0,02
25,0	0,03	0,08	-0,01	0,02
27,6	0,04	0,09	-0,01	0,02
30,1	0,05	0,11	0,00	0,02
32,6	0,06	0,13	0,00	0,02
35,3	0,08	0,15	0,00	0,02
37,5	0,09	0,17	0,00	0,02
40,1	0,10	0,19	0,00	0,02
42,5	0,11	0,21	0,01	0,01
45,2	0,14	0,24	0,01	0,01
47,7	0,16	0,26	0,01	0,00
50,1	0,18	0,30	0,01	0,00
52,5	0,21	0,33	0,02	0,00
55,0	0,24	0,37	0,02	-0,01
57,6	0,28	0,42	0,02	-0,02
60,0	0,32	0,46	0,02	-0,04
62,7	0,37	0,52	0,02	-0,06
65,2	0,43	0,62	0,02	-0,07
67,6	0,75	1,22	0,04	-0,09
70,0	1,01	1,53	0,06	-0,10
72,6	1,21	1,80	0,14	-0,10
75,1	1,47	2,11	0,26	-0,09
77,5	1,67	2,38	0,33	-0,09
80,1	1,97	2,71	0,37	-0,11
82,6	3,03	3,54	0,48	-0,05
85,0	3,30	3,82	0,50	-0,02
87,6	3,80	4,36	0,56	-0,04

**Força por conector x Deslocamento vertical - CD 21**



**Força por conector x Deslocamento Horizontal - CD 21**

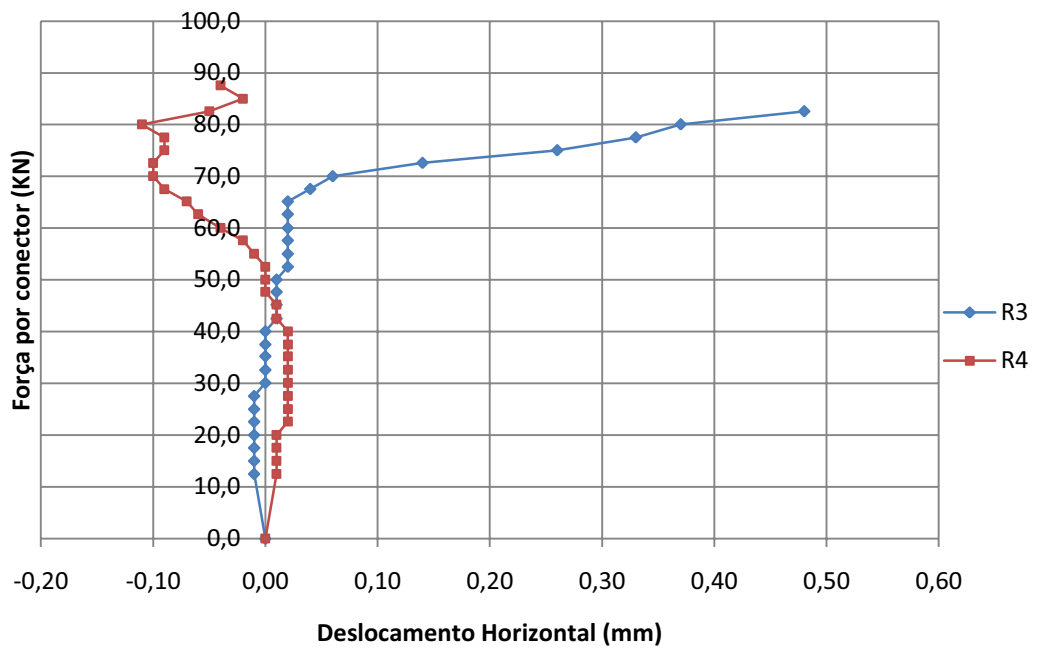
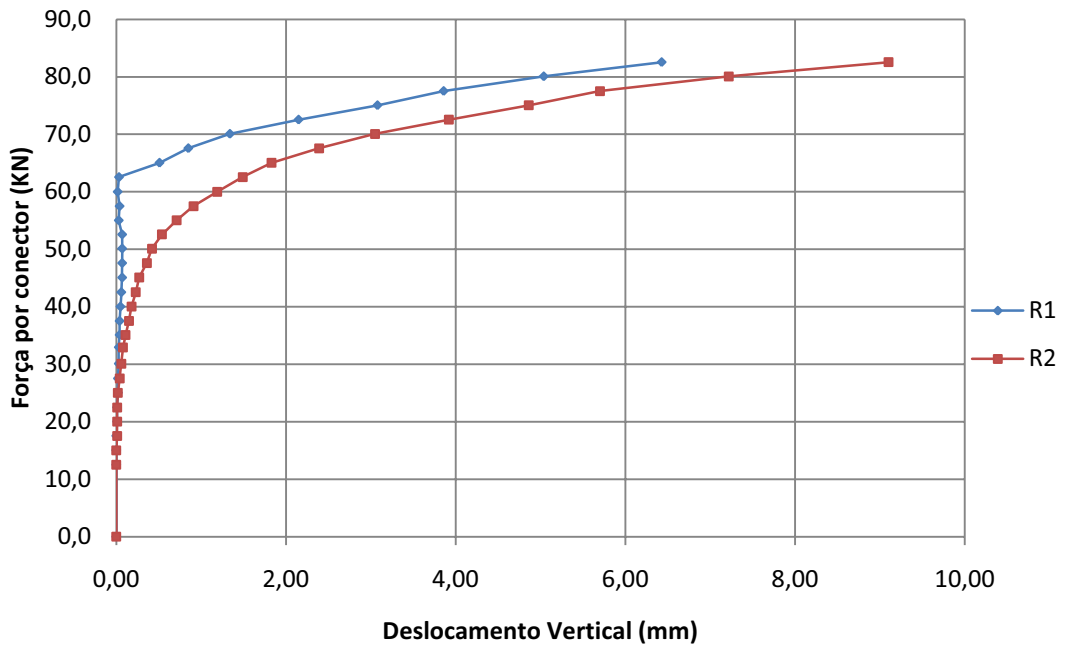


Tabela 6 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 22

<b>Modelo CD 22 - U 76x36x4.75</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,00	0,00	0,00	0,01
15,1	0,00	0,00	0,01	0,01
17,6	0,00	0,01	0,01	0,01
20,0	0,01	0,01	0,01	0,01
22,5	0,01	0,01	0,02	0,01
25,1	0,02	0,02	0,02	0,01
27,5	0,02	0,04	0,03	0,00
30,1	0,03	0,06	0,04	0,00
33,0	0,03	0,08	0,05	0,01
35,1	0,04	0,11	0,06	0,02
37,5	0,04	0,15	0,07	0,02
40,0	0,05	0,18	0,07	0,03
42,5	0,06	0,23	0,08	0,04
45,1	0,07	0,27	0,09	0,04
47,6	0,07	0,36	0,10	0,04
50,1	0,07	0,42	0,12	0,04
52,6	0,07	0,54	0,15	0,05
55,0	0,03	0,71	0,20	0,05
57,5	0,04	0,91	0,27	0,05
60,0	0,02	1,19	0,32	0,05
62,6	0,03	1,49	0,36	0,07
65,1	0,51	1,83	0,38	0,07
67,6	0,85	2,39	0,42	0,16
70,1	1,34	3,05	0,58	0,24
72,6	2,15	3,92	0,74	0,37
75,1	3,08	4,86	0,90	0,53
77,5	3,86	5,70	1,05	0,57
80,1	5,04	7,22	1,27	0,78
82,6	6,43	9,10	1,57	1,19

Força por conector x Deslocamento Vertical - CD22



Força por conector x Deslocamento horizontal - CD22

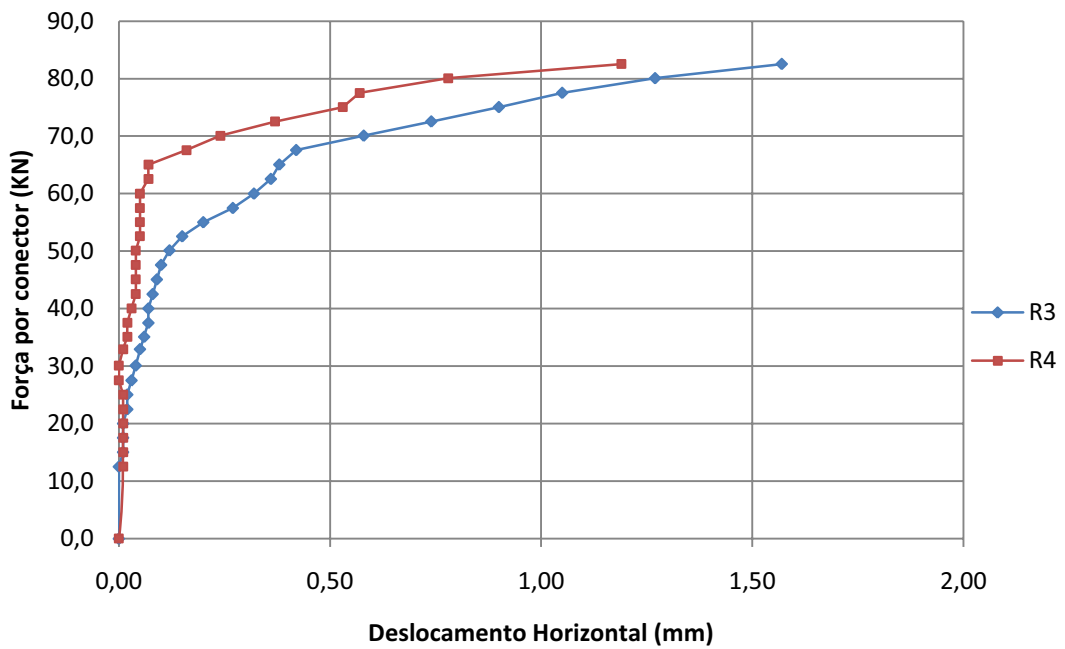
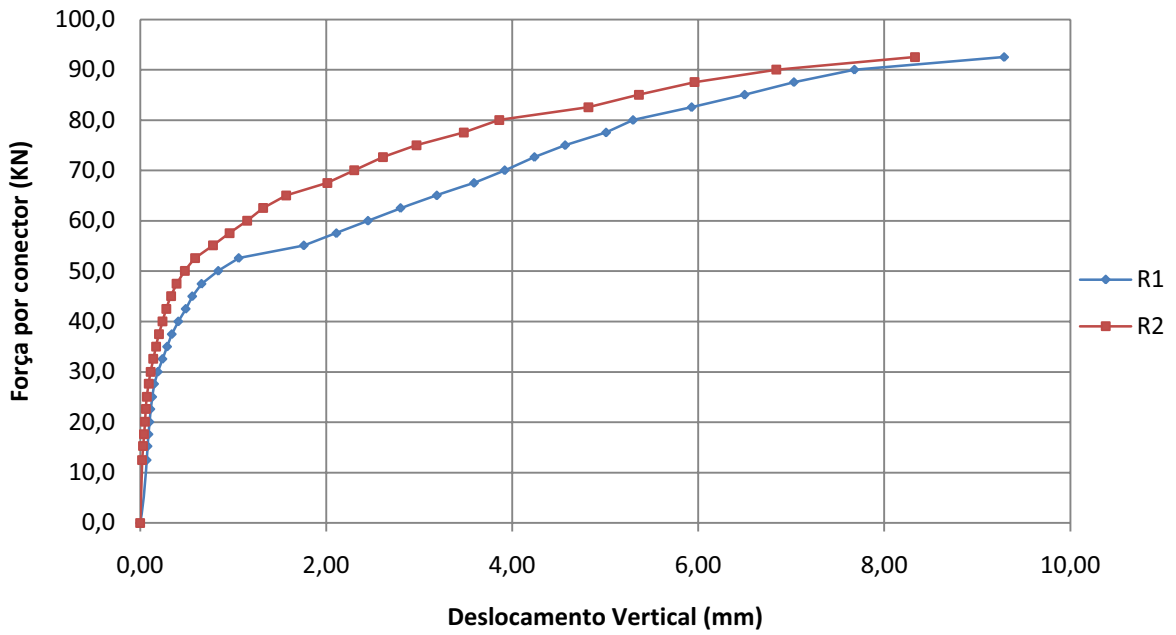


Tabela 7 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 23

<b>Modelo CD 23 - U 76x36x4.75</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,07	0,02	-0,03	-0,02
15,3	0,08	0,03	-0,04	-0,02
17,6	0,09	0,04	-0,04	-0,02
20,1	0,10	0,05	-0,05	-0,02
22,6	0,11	0,06	-0,05	-0,02
25,1	0,13	0,07	-0,05	-0,02
27,6	0,15	0,09	-0,06	-0,02
30,0	0,19	0,11	-0,06	-0,02
32,6	0,24	0,14	-0,07	-0,02
35,0	0,29	0,17	-0,08	-0,02
37,5	0,34	0,20	-0,09	-0,03
40,0	0,41	0,24	-0,11	-0,04
42,5	0,49	0,28	-0,12	-0,04
45,0	0,56	0,33	-0,13	-0,05
47,5	0,66	0,39	-0,14	-0,07
50,1	0,84	0,48	-0,14	-0,08
52,6	1,06	0,59	-0,16	-0,11
55,1	1,76	0,78	-0,24	-0,14
57,6	2,11	0,96	-0,30	-0,18
60,0	2,45	1,15	-0,34	-0,23
62,6	2,80	1,32	-0,37	-0,29
65,1	3,19	1,57	-0,43	-0,38
67,5	3,59	2,01	-0,50	-0,42
70,1	3,92	2,30	-0,53	-0,46
72,7	4,24	2,61	-0,55	-0,50
75,0	4,57	2,97	-0,60	-0,55
77,6	5,01	3,48	-0,70	-0,60
80,0	5,30	3,86	-0,86	-0,67
82,6	5,93	4,82	-1,08	-0,68
85,1	6,50	5,36	-1,15	-0,71
87,6	7,03	5,96	-1,23	-0,77
90,0	7,68	6,84	-1,39	-0,77
92,5	9,29	8,33	-1,87	-0,90

Força por conector x Deslocamento vertical - CD 23



Força por conector x Deslocamento horizontal - CD 23

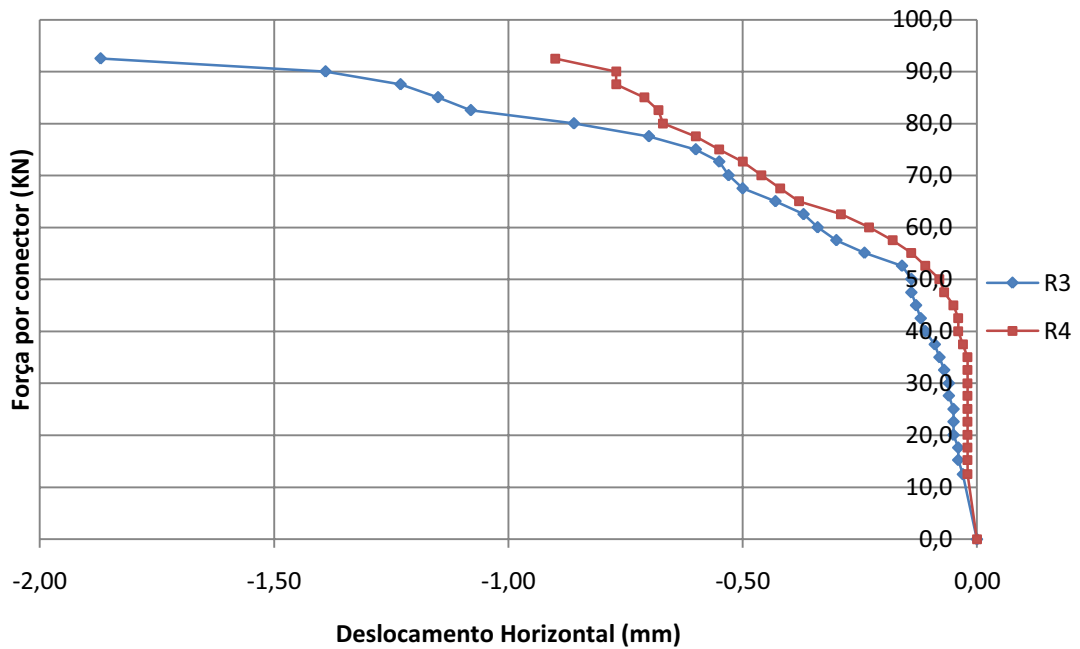
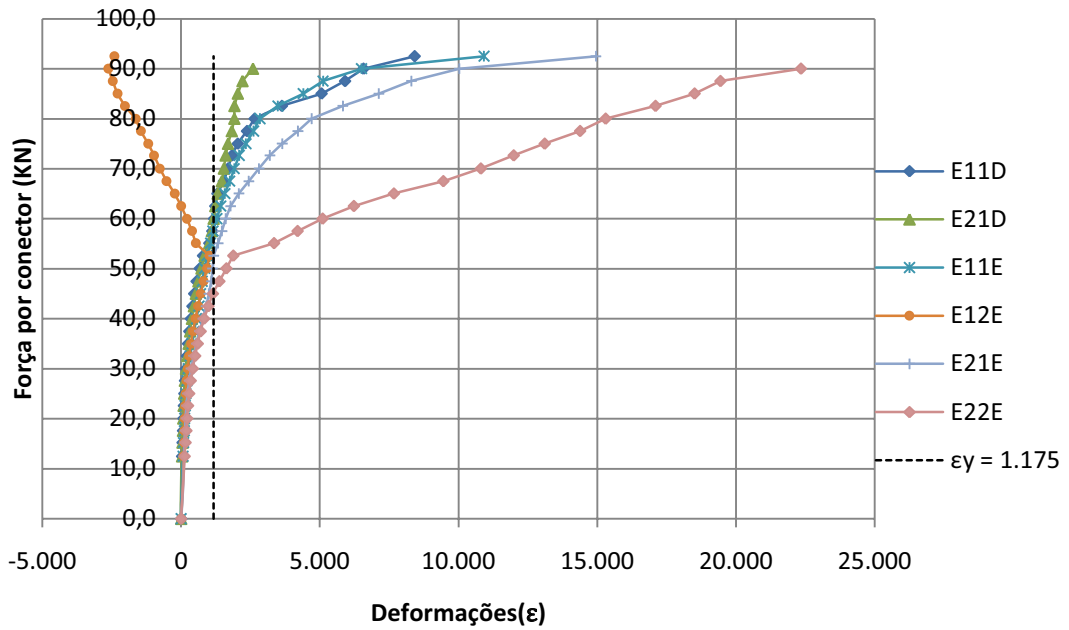


Tabela 8 – Deformações nos conectores CD 23

Força (KN)	Deformações ( $\mu\epsilon$ ) - CD 23 - U 76x36x4.75							
	E11D	E12D	E21D	E22D	E11E	E12E	E21E	E22E
0,0	0	-	0	-	0	0	0	0
12,5	33	-	33	-	72	86	100	125
15,3	50	-	47	-	89	103	125	157
17,6	67	-	65	-	116	118	148	187
20,1	82	-	75	-	131	131	174	218
22,6	97	-	88	-	147	143	197	247
25,1	114	-	106	-	171	163	233	288
27,6	137	-	133	-	210	196	289	343
30,0	170	-	172	-	264	241	362	421
32,6	207	-	220	-	327	296	453	504
35,0	248	-	269	-	395	358	553	597
37,5	292	-	322	-	471	432	663	701
40,0	348	-	388	-	556	519	788	826
42,5	406	-	458	-	641	615	902	983
45,0	468	-	529	-	704	703	1.005	1.143
47,5	555	-	622	-	760	814	1.096	1.377
50,1	670	-	732	-	848	936	1.134	1.630
52,6	787	-	846	-	933	1.019	1.176	1.878
55,1	1.014	-	1.011	-	1.066	530	1.336	3.348
57,6	1.121	-	1.106	-	1.150	389	1.477	4.196
60,0	1.185	-	1.171	-	1.286	211	1.608	5.100
62,6	1.228	-	1.231	-	1.429	0	1.787	6.225
65,1	1.305	-	1.316	-	1.575	-228	2.087	7.669
67,5	1.538	-	1.466	-	1.757	-521	2.444	9.451
70,1	1.686	-	1.541	-	1.917	-763	2.810	10.804
72,7	1.830	-	1.604	-	2.092	-975	3.201	11.988
75,0	2.039	-	1.689	-	2.339	-1.186	3.649	13.105
77,6	2.373	-	1.825	-	2.612	-1.452	4.213	14.381
80,0	2.647	-	1.918	-	2.840	-1.636	4.707	15.303
82,6	3.630	-	1.922	-	3.492	-2.028	5.832	17.101
85,1	5.061	-	2.044	-	4.403	-2.291	7.128	18.509
87,6	5.907	-	2.212	-	5.118	-2.462	8.303	19.442
90,0	6.571	-	2.591	-	6.502	-2.622	10.033	22.344
92,5	8.416	-	-	-	10.918	-2.398	14.951	-

**Força por conector x Deformações - CD 23**



**Força por conector x Deformações médias - CD 23**

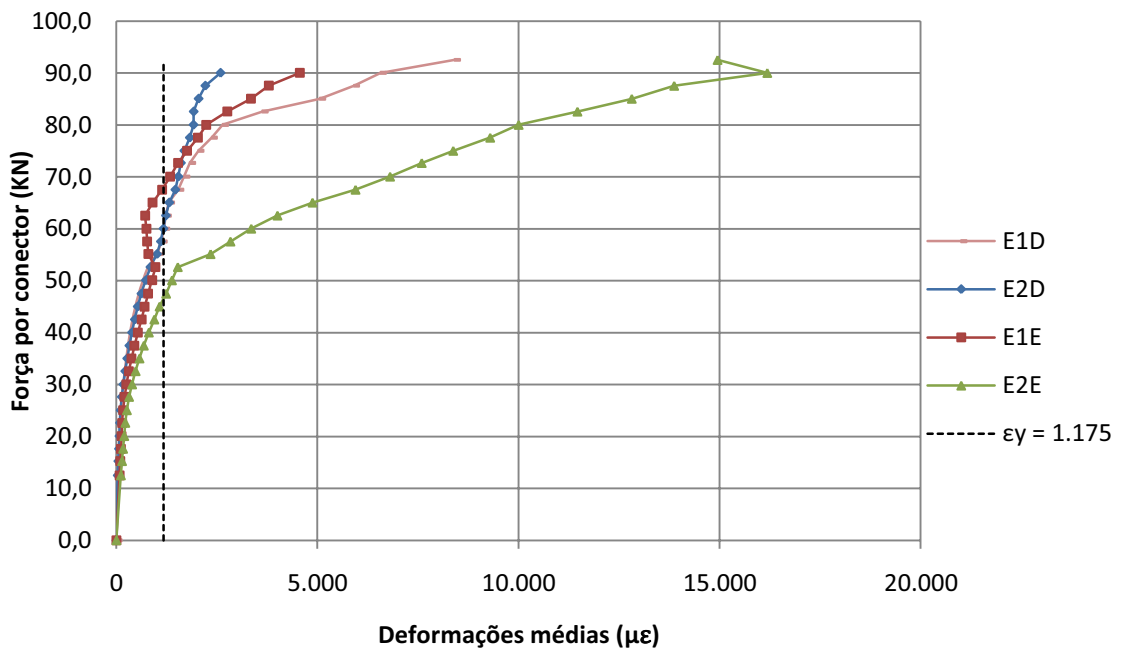
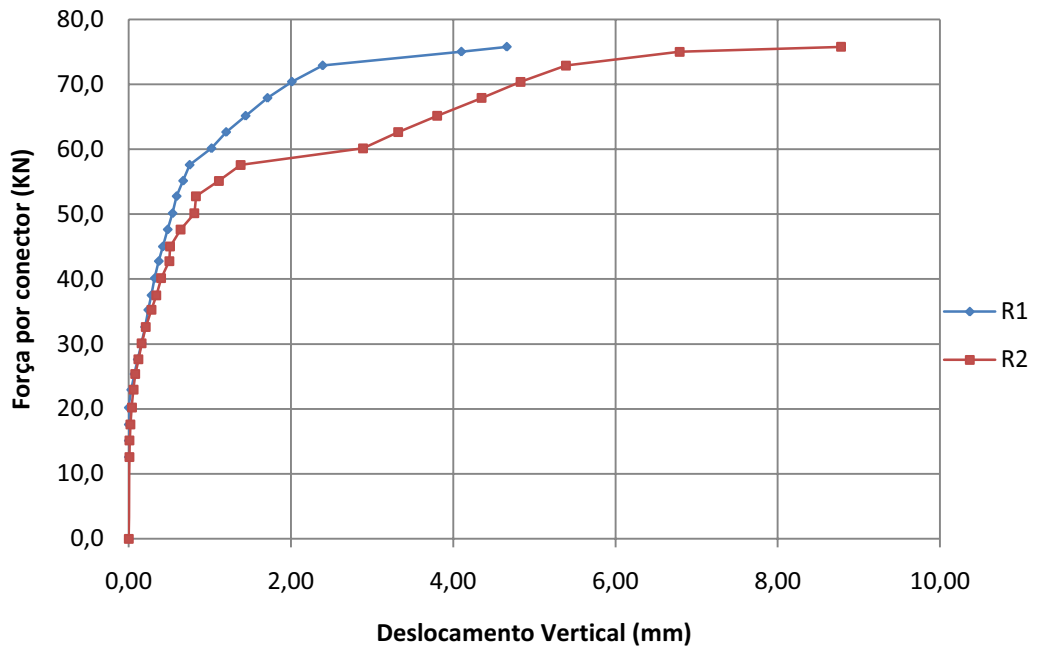


Tabela 9 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 31

<b>Modelo CD 31 - L 76x36x4.75</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,6	0,00	0,01	-0,01	-0,01
15,1	0,00	0,01	-0,01	-0,01
17,6	0,00	0,02	-0,01	-0,02
20,2	0,00	0,04	-0,01	-0,02
23,0	0,03	0,06	-0,02	-0,02
25,4	0,07	0,08	-0,03	-0,02
27,6	0,11	0,12	-0,04	-0,02
30,1	0,16	0,16	-0,05	-0,02
32,6	0,20	0,21	-0,06	-0,02
35,3	0,24	0,28	-0,07	-0,02
37,5	0,28	0,34	-0,08	-0,02
40,1	0,32	0,40	-0,08	-0,02
42,8	0,37	0,50	-0,10	-0,01
45,0	0,42	0,51	-0,10	0,00
47,6	0,48	0,64	-0,12	0,01
50,1	0,54	0,81	-0,13	0,02
52,8	0,59	0,83	-0,14	0,03
55,1	0,67	1,11	-0,16	0,03
57,6	0,75	1,38	-0,18	0,02
60,1	1,02	2,89	-0,38	0,05
62,6	1,20	3,32	-0,46	0,05
65,1	1,44	3,80	-0,55	0,08
67,9	1,71	4,35	-0,66	0,09
70,4	2,01	4,83	-0,76	0,10
72,9	2,39	5,39	-0,88	0,13
75,0	4,10	6,79	-1,56	0,16
75,8	4,66	8,78	-1,78	0,17

**Força por conector x Deslocamento vertical - CD 31**



**Força por conector x Deslocamento horizontal - CD 31**

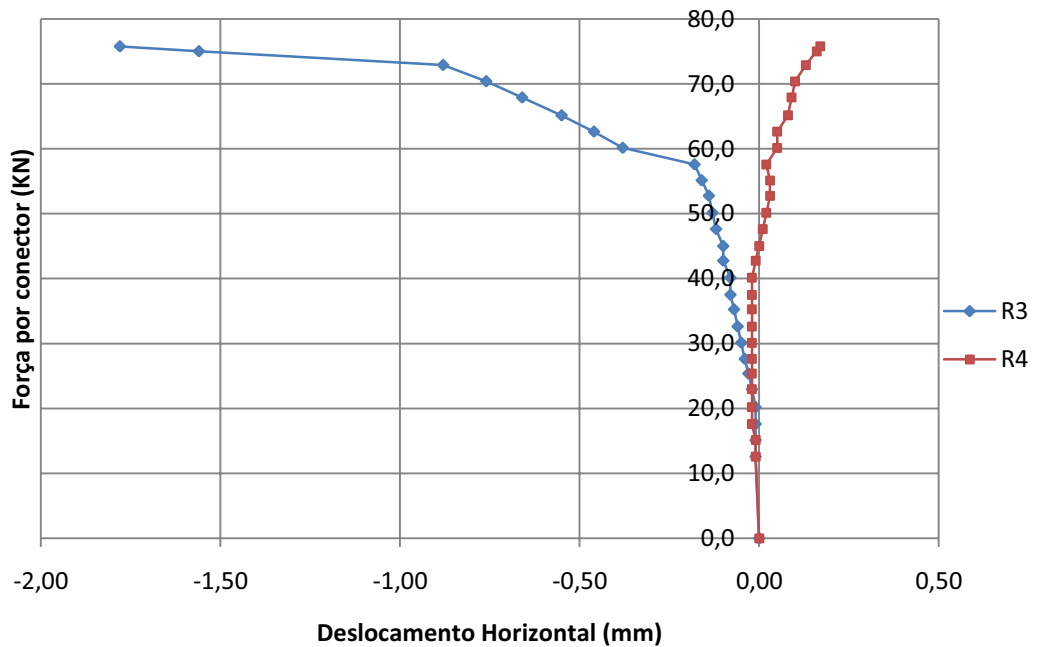
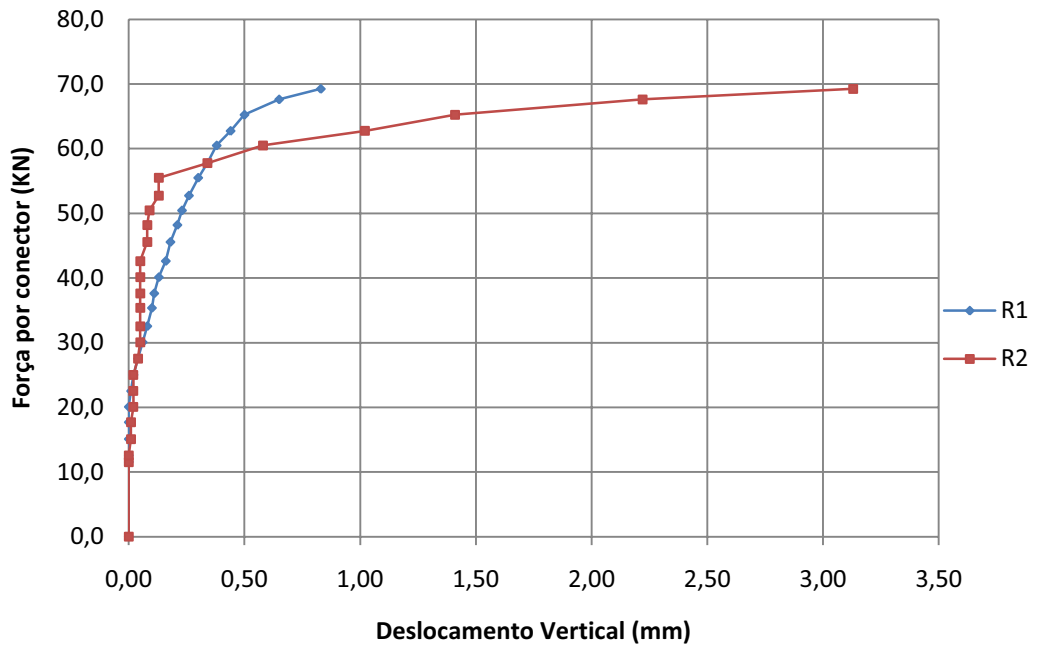


Tabela 10 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 32

<b>Modelo CD 32 - U 76x36x4.75</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
11,6	0,00	0,00	-0,01	0,00
12,6	0,00	0,00	-0,01	0,00
15,1	0,00	0,01	-0,02	0,00
17,7	0,00	0,01	-0,03	0,01
20,1	0,00	0,02	-0,04	0,02
22,5	0,01	0,02	-0,05	0,04
25,0	0,02	0,02	-0,06	0,06
27,5	0,04	0,04	-0,07	0,07
30,1	0,06	0,05	-0,08	0,08
32,6	0,08	0,05	-0,10	0,10
35,4	0,10	0,05	-0,11	0,12
37,6	0,11	0,05	-0,12	0,13
40,1	0,13	0,05	-0,14	0,14
42,6	0,16	0,05	-0,16	0,15
45,6	0,18	0,08	-0,18	0,15
48,2	0,21	0,08	-0,21	0,14
50,5	0,23	0,09	-0,23	0,14
52,8	0,26	0,13	-0,25	0,15
55,5	0,30	0,13	-0,28	0,15
57,8	0,34	0,34	-0,30	0,14
60,5	0,38	0,58	-0,33	0,11
62,8	0,44	1,02	-0,40	0,10
65,3	0,50	1,41	-0,46	0,11
67,6	0,65	2,22	-0,57	0,12
69,3	0,83	3,13	-0,64	0,11

**Força por conector x Deslocamento vertical - CD 32**



**Força por conector x Deslocamento horizontal - CD 32**

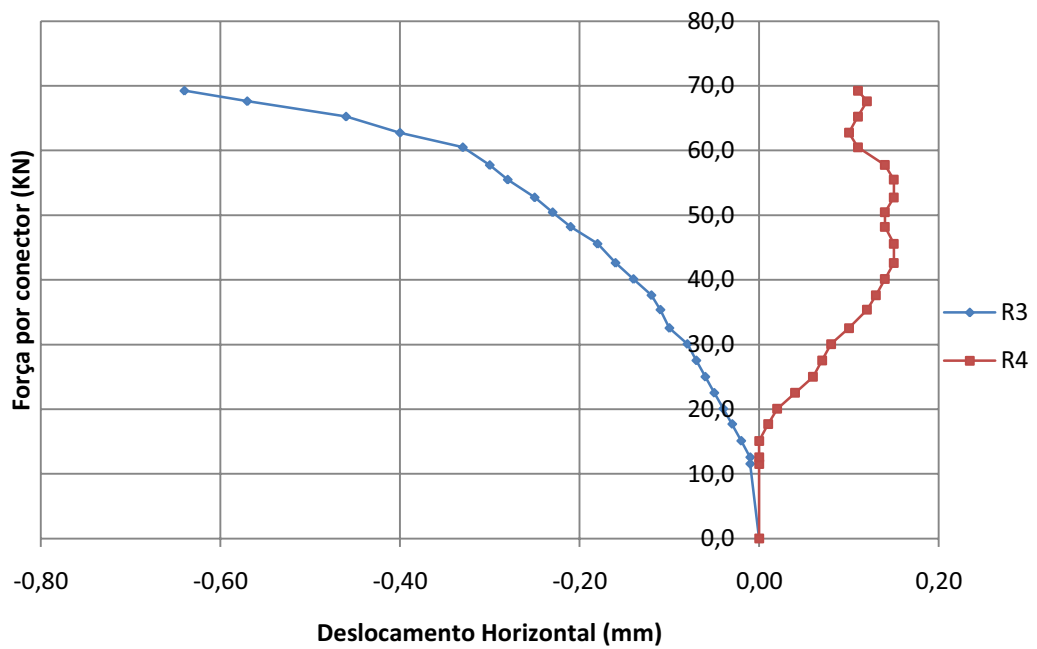
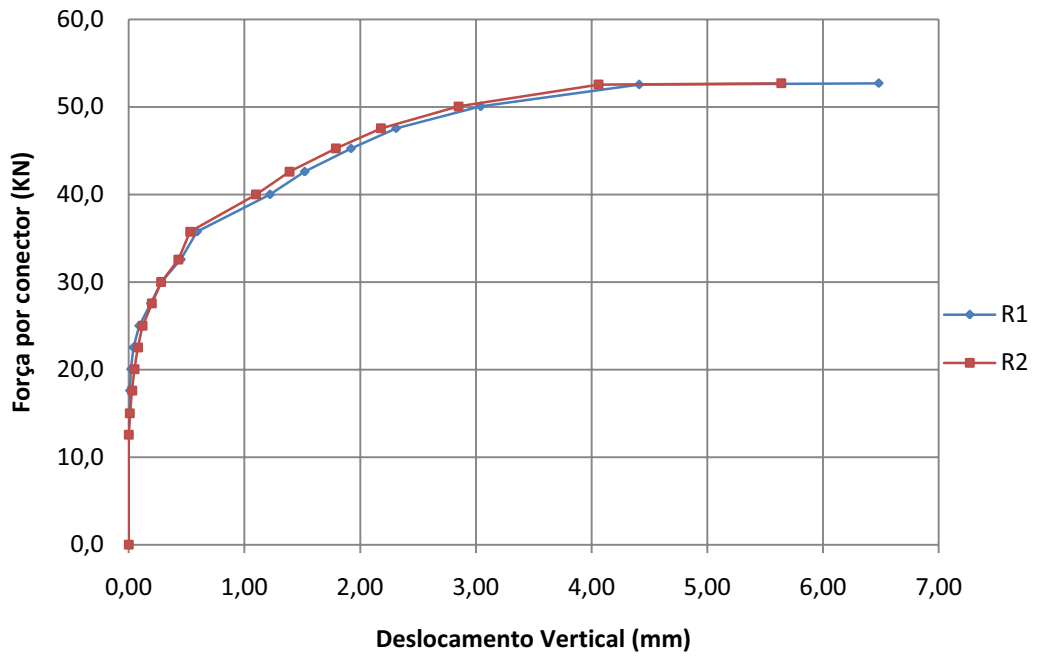


Tabela 11 – Deslocamento relativo e separação horizontal CD 33

<b>Modelo CD 33 - L 76x36x4.32</b>				
<b>Força (KN)</b>	<b>R1 (mm)</b>	<b>R2 (mm)</b>	<b>R3 (mm)</b>	<b>R4 (mm)</b>
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
12,6	0,00	0,00	-0,01	0,00
15,0	0,01	0,01	-0,02	0,00
17,6	0,01	0,03	-0,03	0,00
20,1	0,02	0,05	-0,03	0,00
22,5	0,04	0,08	-0,04	0,00
25,0	0,09	0,12	-0,06	0,00
27,6	0,19	0,20	-0,09	-0,01
30,0	0,28	0,28	-0,12	-0,02
32,6	0,45	0,43	-0,17	-0,04
35,8	0,59	0,53	-0,20	-0,06
40,0	1,22	1,10	-0,34	-0,09
42,6	1,52	1,39	-0,43	-0,10
45,3	1,92	1,79	-0,54	-0,11
47,6	2,31	2,18	-0,63	-0,13
50,1	3,04	2,85	-0,81	-0,13
52,6	4,41	4,06	-1,25	-0,12
52,7	6,48	5,64	-1,62	-0,29

**Força por conector x Deslocamento vertical - CD 33**



**Força por conector x Deslocamento horizontal - CD 33**

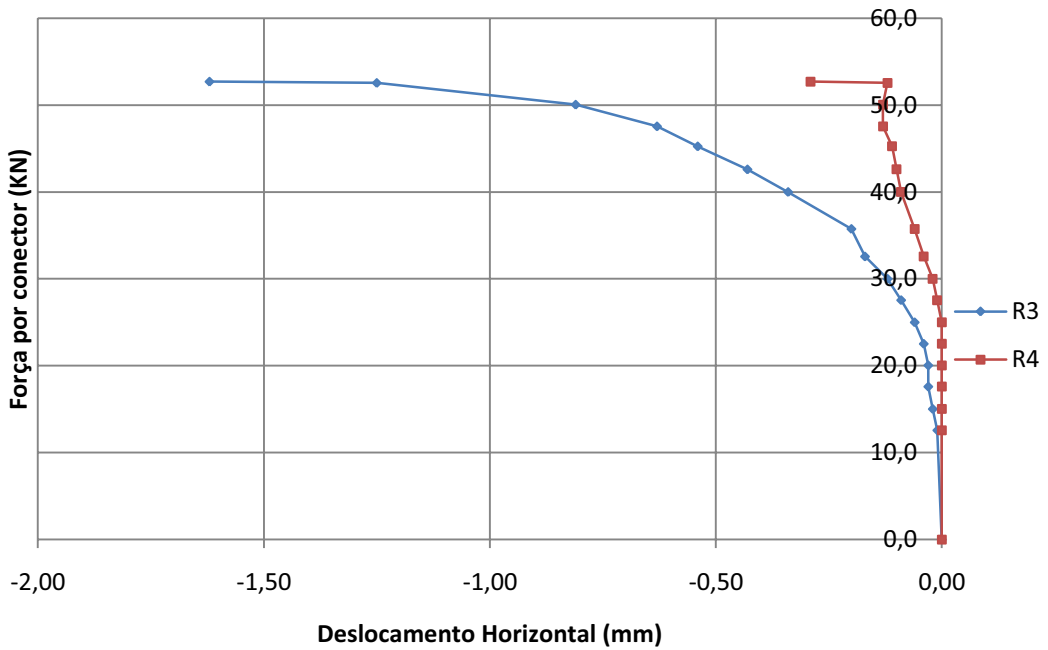
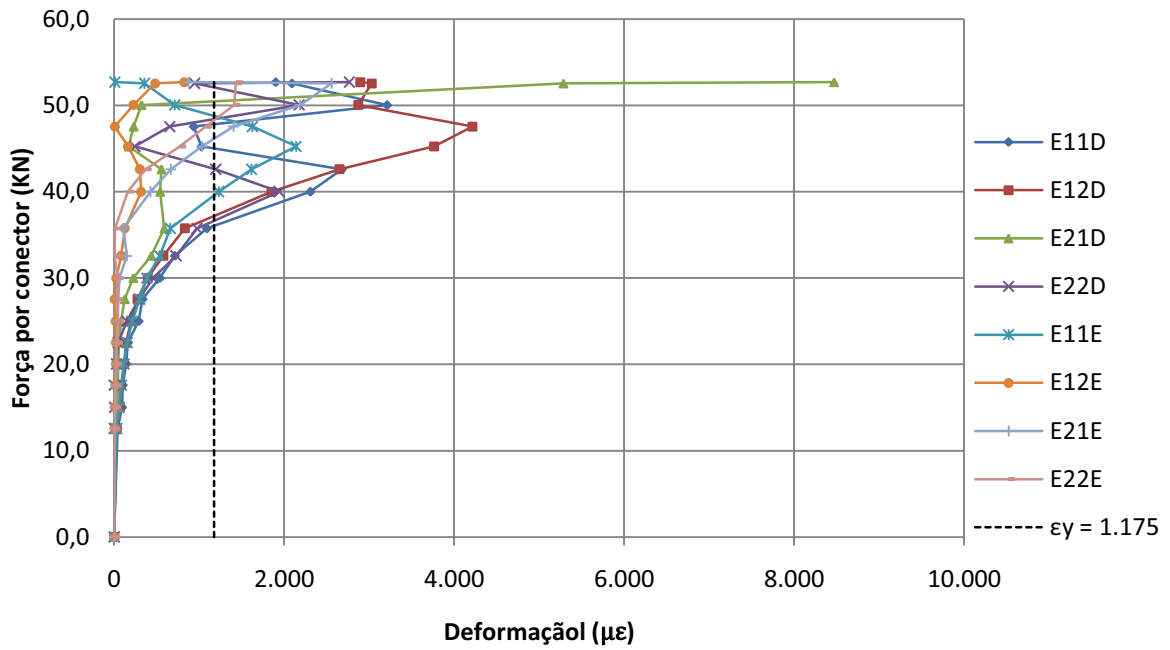


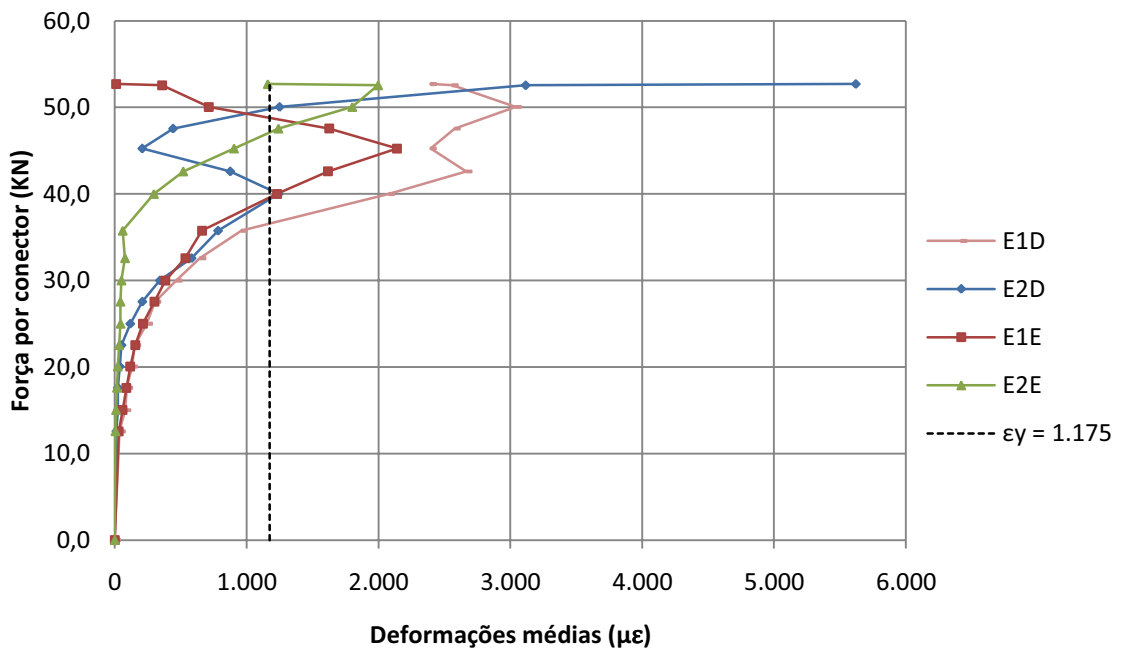
Tabela 12 – Deformações nos conectores CD 33

Deformações ( $\mu\epsilon$ ) - CD 33 - L 76x36x4.32								
Força (KN)	E11D	E12D	E21D	E22D	E11E	E12E	E21E	E22E
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
12,6	39	32	21	3	30	5	5	5
15,0	92	65	42	6	59	10	10	10
17,6	101	81	44	2	89	14	17	15
20,1	143	115	50	27	117	22	24	21
22,5	162	144	55	47	155	22	34	31
25,0	288	197	83	151	212	15	45	43
27,6	333	276	125	292	300	7	50	36
30,0	538	395	225	459	384	25	62	39
32,6	713	579	436	729	535	84	149	7
35,8	1.090	830	590	976	662	126	110	10
40,0	2.308	1.852	542	1.943	1.231	317	430	163
42,6	2.679	2.650	556	1.195	1.617	304	668	370
45,3	1.025	3.766	172	244	2.141	165	1.034	774
47,6	936	4.217	230	654	1.627	8	1.404	1.077
50,1	3.210	2.872	322	2.178	713	228	2.188	1.414
52,6	2.090	3.030	5.287	947	358	482	2.560	1.433
52,7	1.900	2.894	8.472	2.770	10	824	875	1.445

Força por conector x Deformação - CD 33



Força por conector x Deformações médias - CD 33



## **APÊNDICE D**

### **Resultados dos ensaios de flexão em vigas mistas**

O Apêndice D completa os resultados contidos na dissertação, apresentando todos os resultados obtidos nos ensaios de flexão em vigas mistas através de tabelas e gráficos. As figuras 1, 2 e 3 ilustram a posição da instrumentação utilizada, juntamente com as legendas adotadas nos gráficos.

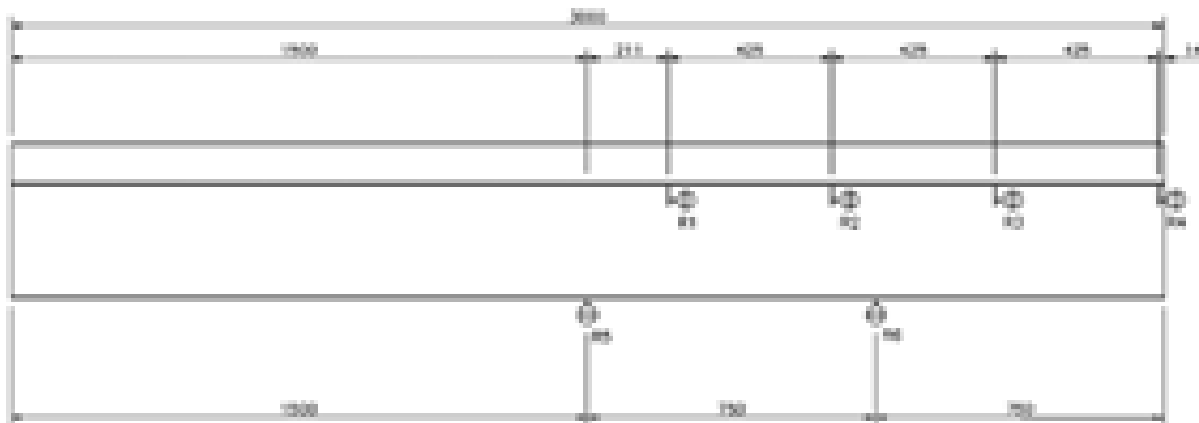


Figura 1 – Posicionamento dos defletores no ensaio de flexão de viga mista

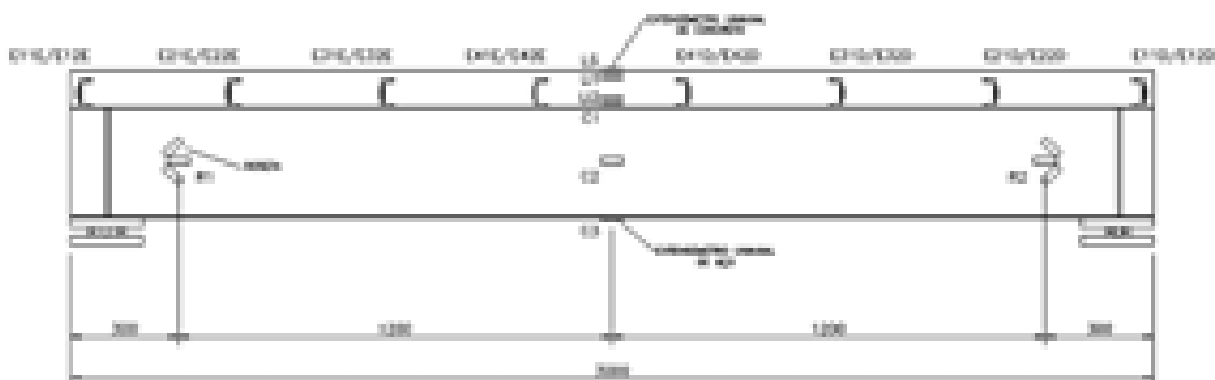


Figura 2 – Posicionamento dos extensômetros elétricos no ensaio de flexão de viga mista

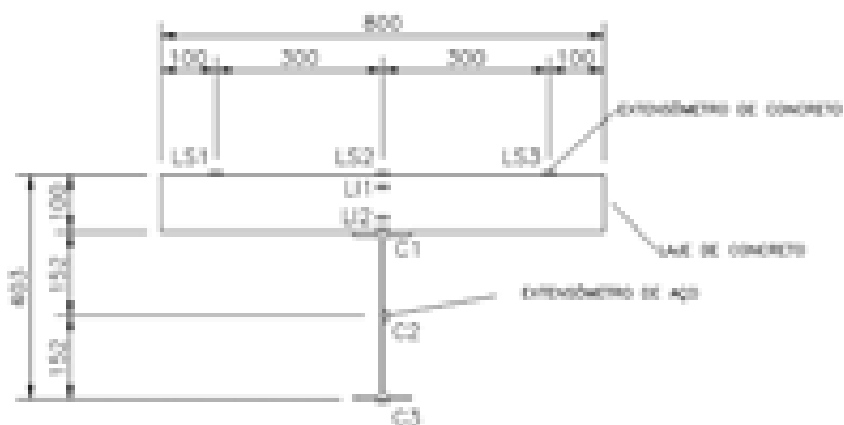
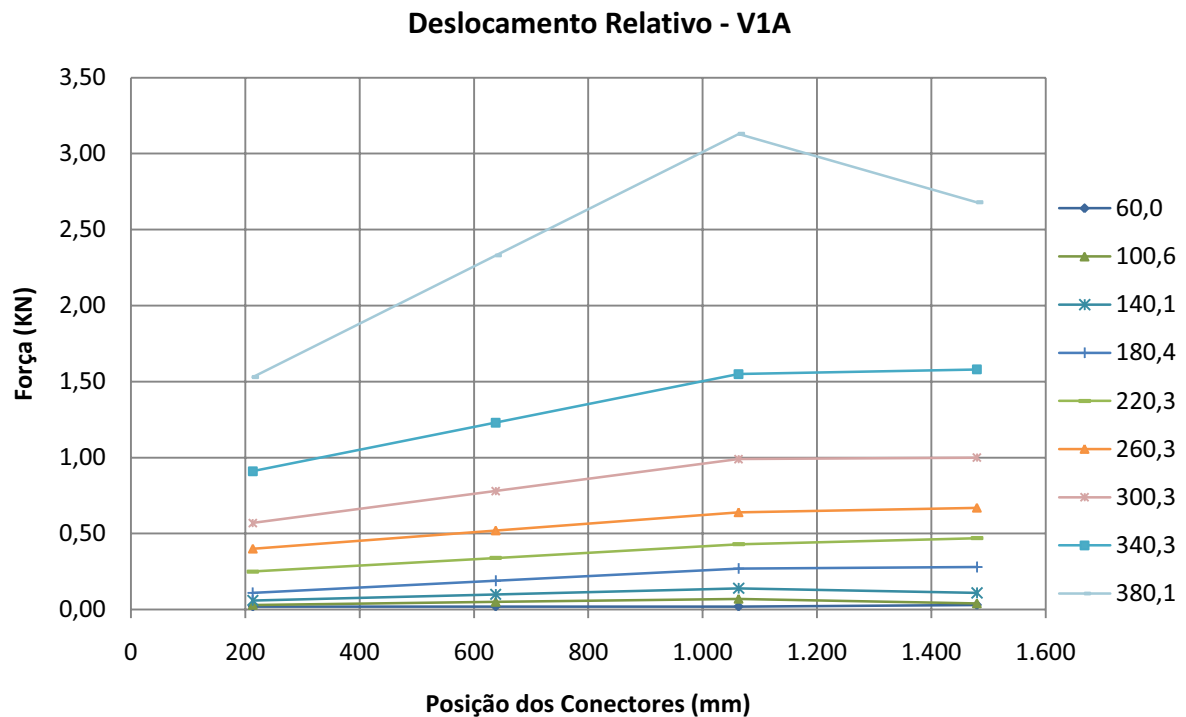


Figura 3 – Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal central da viga mista

Tabela 1 – Deslocamento relativo e deflexões – V1A

Força (KN)	Modelo V 1A - U 3"x6.1					
	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,0	0,02	0,02	0,02	0,03	0,78	0,51
80,0	0,02	0,03	0,04	0,03	1,14	0,75
100,6	0,03	0,05	0,07	0,04	1,56	1,02
120,2	0,04	0,07	0,10	0,07	2,00	1,29
140,1	0,06	0,10	0,14	0,11	2,48	1,59
160,2	0,07	0,13	0,19	0,18	3,10	1,96
180,4	0,11	0,19	0,27	0,28	4,02	2,51
200,1	0,18	0,27	0,36	0,39	5,20	3,15
220,3	0,25	0,34	0,43	0,47	6,27	3,75
240,6	0,33	0,43	0,53	0,57	7,51	4,39
260,3	0,40	0,52	0,64	0,67	8,82	5,07
280,5	0,47	0,63	0,79	0,81	10,34	5,87
300,3	0,57	0,78	0,99	1,00	12,06	6,82
320,4	0,72	0,98	1,24	1,26	14,16	7,93
340,3	0,91	1,23	1,55	1,58	16,65	9,23
360,6	1,15	1,56	1,97	2,03	19,99	10,96
380,1	1,53	2,33	3,13	2,68	26,88	14,59



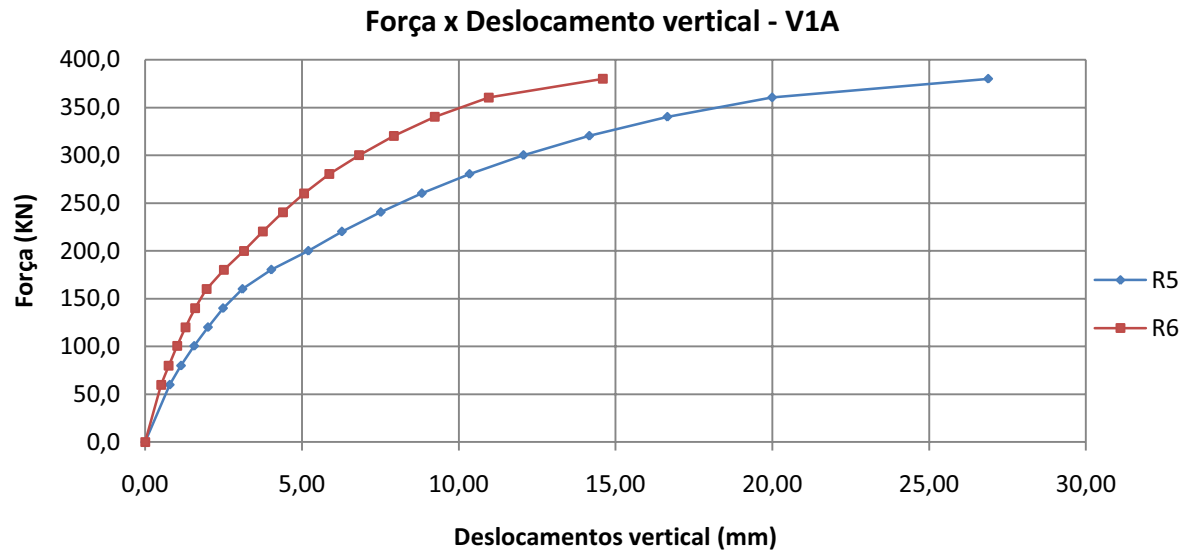
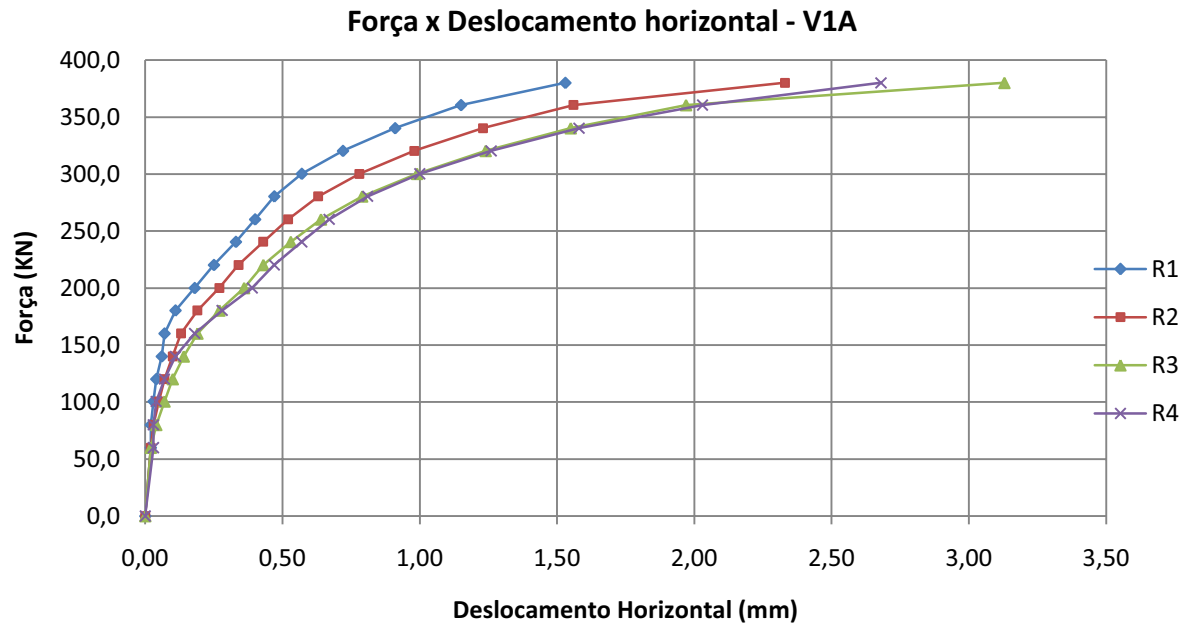


Tabela 2 – Deformação nos conectores V1A

Deformações médias nos conectores - V1A ( $\mu\epsilon$ )								
Força (KN)	E1D	E2D	E3D	E4D	E1E	E2E	E3E	E4E
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,0	-51	80	28	51	103	85	18	6
80,0	31	46	44	8	149	147	32	1
100,6	-31	187	103	39	190	221	59	8
120,2	62	270	164	31	241	301	96	8
140,1	170	252	180	23	308	382	156	13
160,2	272	447	290	13	370	482	239	14
180,4	303	511	331	41	447	652	350	19
200,1	432	830	547	118	575	891	398	46
220,3	606	884	627	141	688	1.102	488	74
240,6	729	1.143	866	223	858	1.366	592	152
260,3	796	1.338	1.015	259	1.058	1.664	715	231
280,5	1.115	1.536	1.199	313	1.341	1.964	859	295
300,3	1.526	1.980	1.510	365	1.736	2.207	1.078	392
320,4	1.973	2.348	1.854	501	2.055	2.406	1.313	500
340,3	2.681	3.074	2.142	586	2.132	2.526	1.680	608
360,6	3.195	2.073	2.553	722	2.122	2.712	2.179	740
380,1	3.498	2.186	2.951	850	2.640	3.643	3.680	1.000

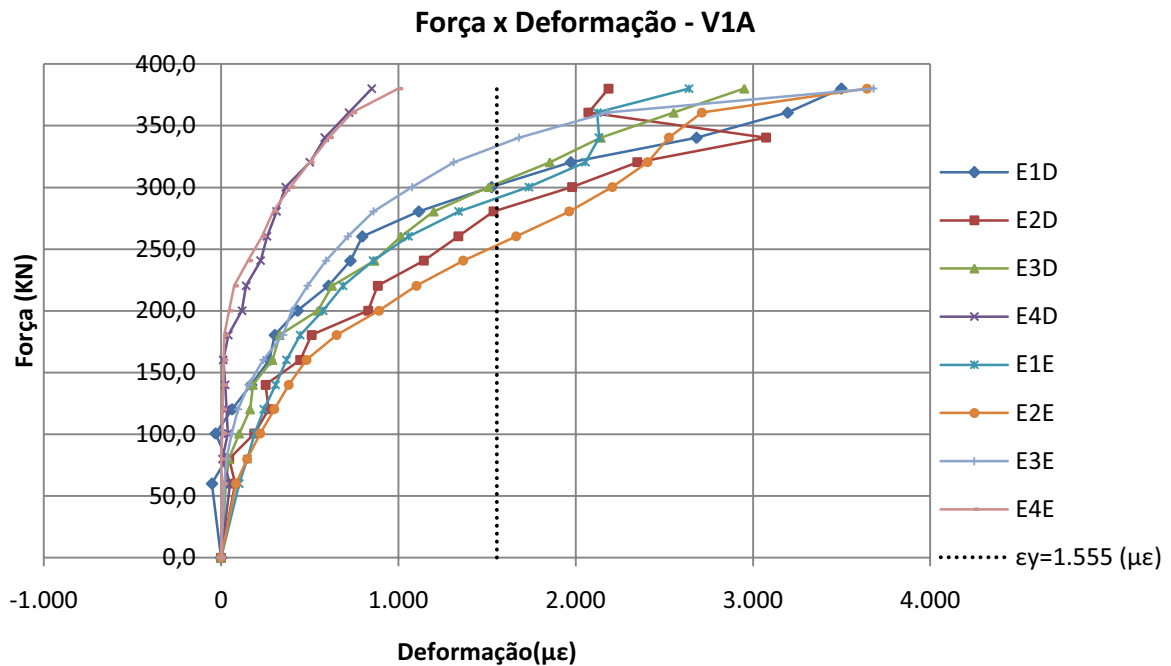
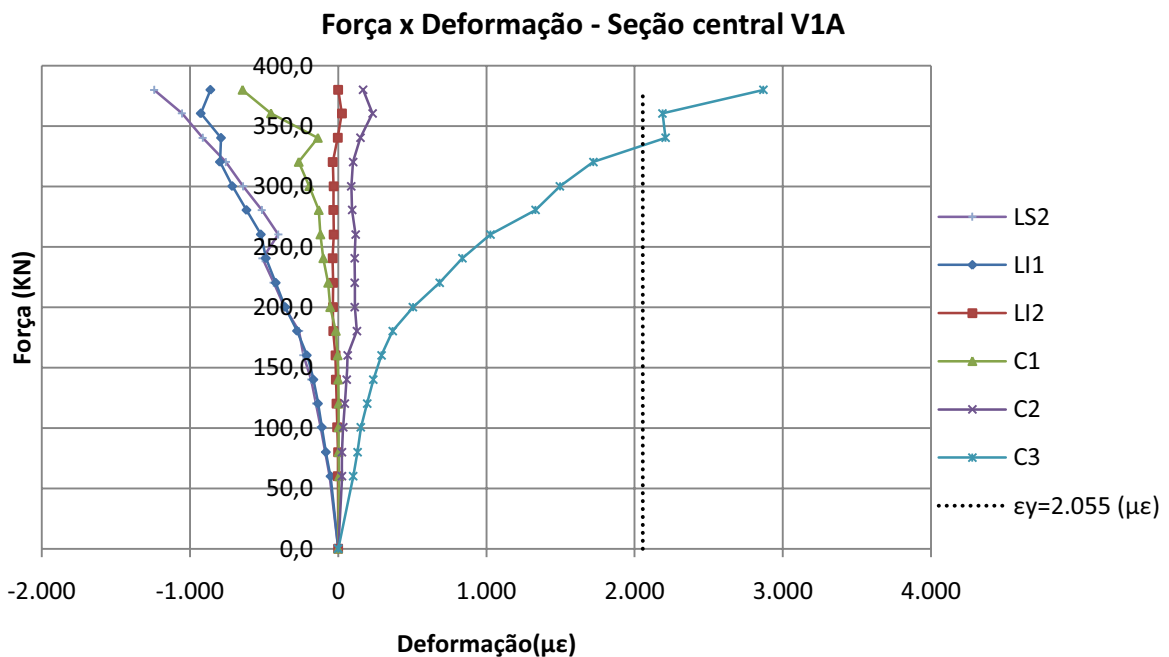


Tabela 3 – Deformações na seção central – V1A

Força (KN)	Deformações na seção central - V1A ( $\mu\epsilon$ )							
	Centro da Viga			Laje Interno		Laje Superfície		
	C1	C2	C3	LI1	LI2	LS1	LS2	LS3
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,0	6	26	101	-50	-2	-39	-56	-45
80,0	3	25	131	-82	0	-62	-88	-70
100,6	3	35	154	-110	-7	-85	-118	-94
120,2	3	44	195	-136	-10	-108	-149	-119
140,1	0	58	237	-167	-15	-135	-182	-148
160,2	-3	64	293	-211	-18	-172	-235	-188
180,4	-16	127	368	-277	-33	-233	-263	-239
200,1	-54	112	504	-356	-35	-308	-362	-316
220,3	-68	113	685	-421	-34	-372	-436	-379
240,6	-100	112	838	-487	-38	-443	-511	-448
260,3	-120	117	1.027	-521	-30	-512	-404	-506
280,5	-131	94	1.331	-618	-32	-588	-515	-585
300,3	-195	89	1.496	-714	-31	-671	-641	-664
320,4	-266	101	1.721	-797	-37	-759	-757	-760
340,3	-137	150	2.209	-790	-3	-825	-913	-865
360,6	-454	232	2.188	-926	26	-932	-1.054	-949
380,1	-645	169	2.869	-861	0	-1.048	-1.241	-1.114



Deformação x Posição na largura efetiva - V1A

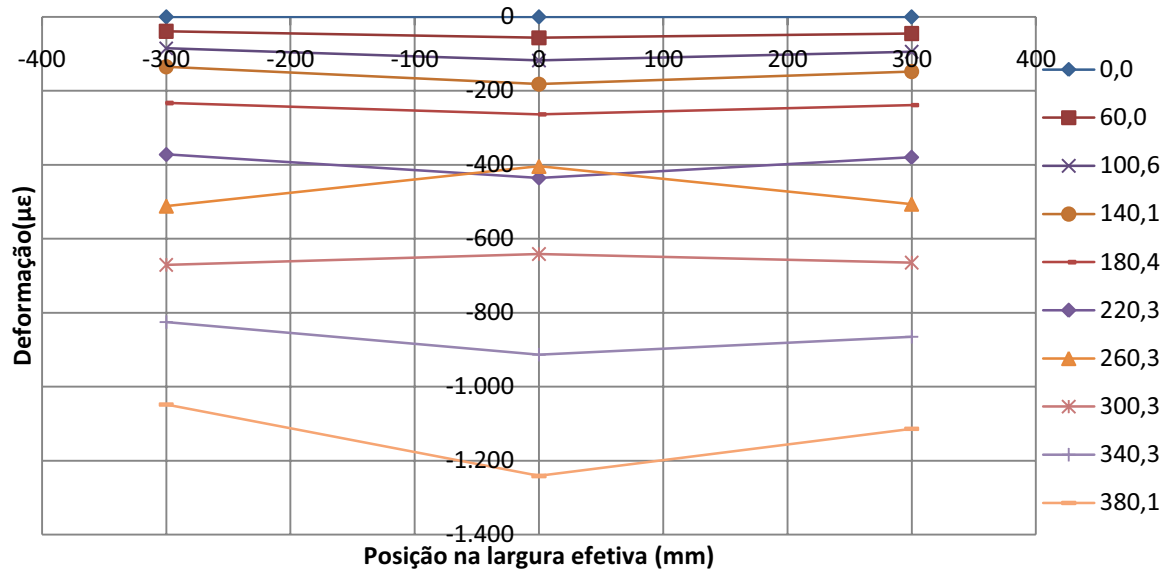
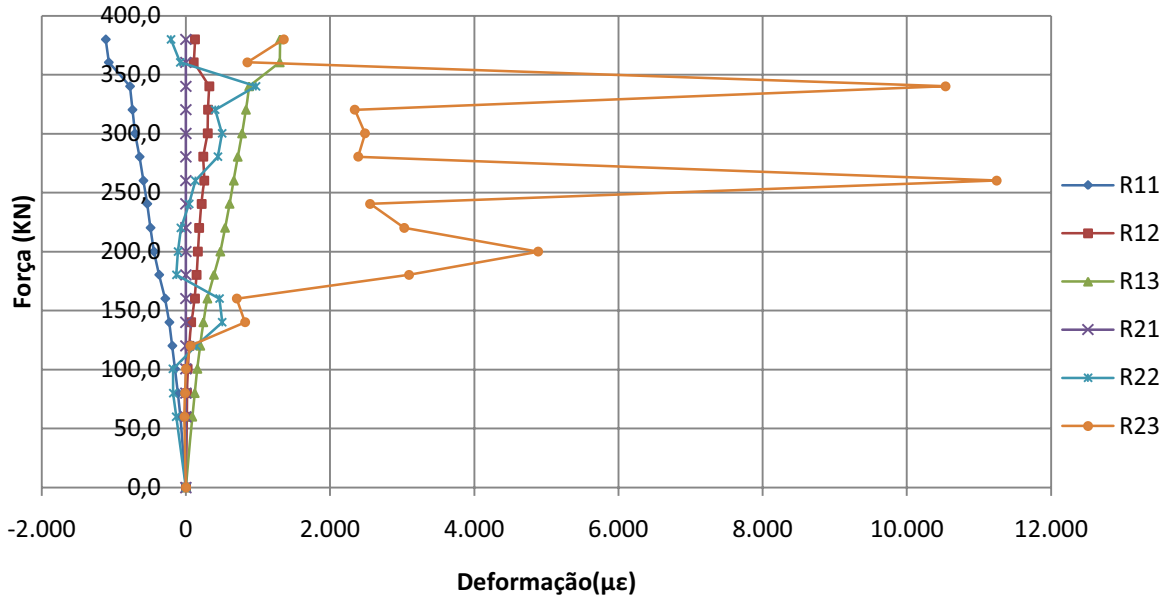


Tabela 4 – Deformação nas rosetas – V1A

Deformações nas rosetas - V1A ( $\mu\epsilon$ )						
Força (KN)	R11	R12	R13	R21	R22	R23
0,0	0	0	0	0	0	0
60,0	-76	14	87	0	-135	-21
80,0	-111	15	122	0	-176	-12
100,6	-152	26	159	0	-179	2
120,2	-189	51	199	0	142	63
140,1	-230	74	241	0	504	820
160,2	-287	125	297	0	466	707
180,4	-371	146	389	0	-133	3.097
200,1	-443	168	477	0	-109	4.887
220,3	-491	184	543	0	-68	3.027
240,6	-536	217	606	0	45	2.556
260,3	-590	256	665	0	131	11.245
280,5	-642	240	719	0	444	2.390
300,3	-707	303	779	0	502	2.484
320,4	-741	306	834	0	406	2.342
340,3	-775	325	879	0	972	10.535
360,6	-1.070	109	1.304	0	-78	855
380,1	-1.111	126	1.307	0	-208	1.358

Força x Deformação - Roseta V1A



Força x Deformação de cisalhamento - V1A

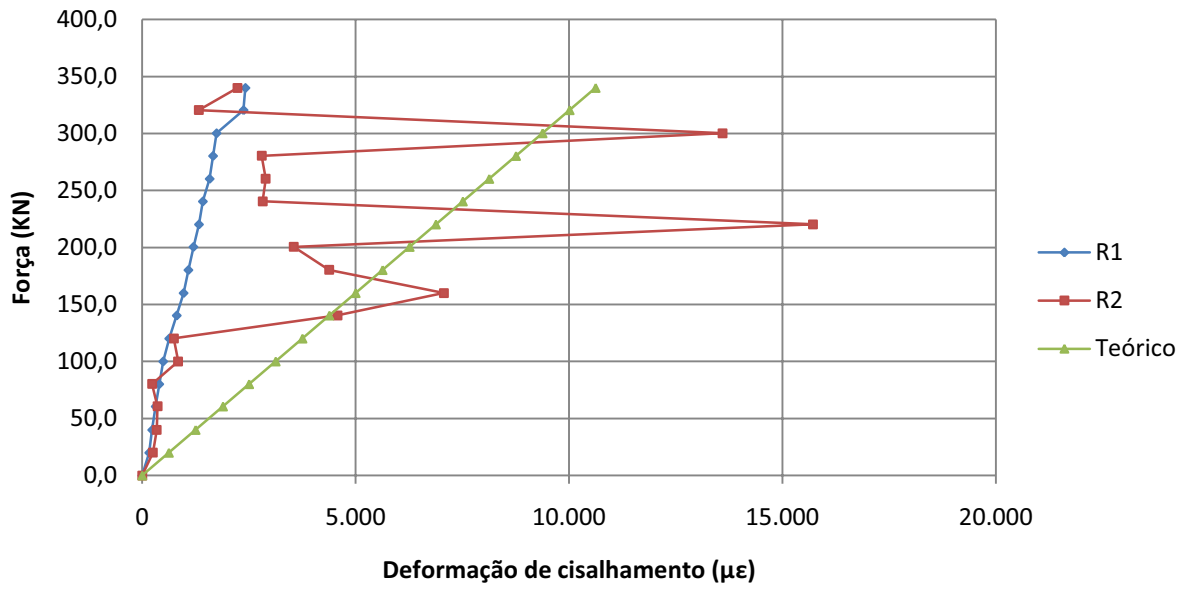
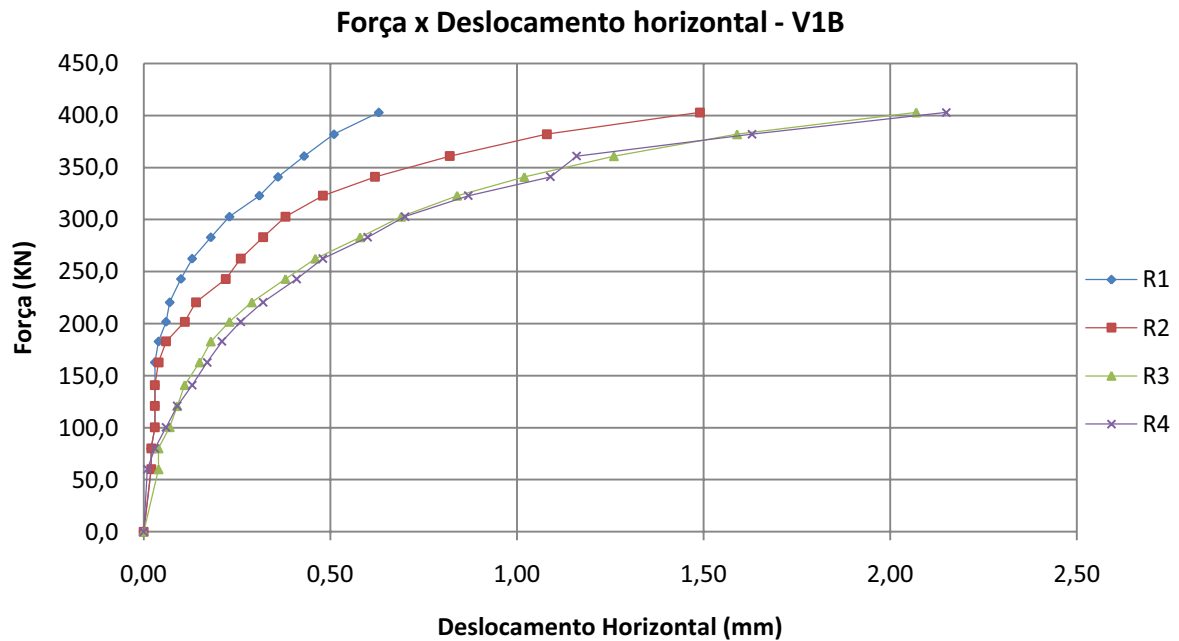
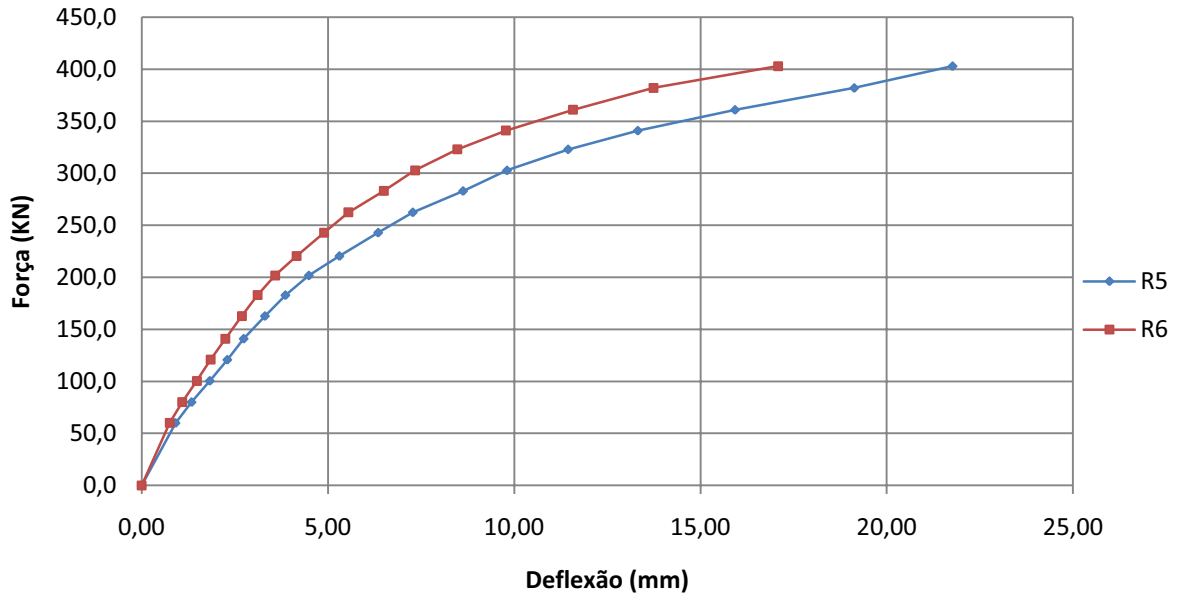


Tabela 5 – Deslocamento relativo e deflexões – V1B

Deslocamentos - V1B						
Força (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,0	0,02	0,02	0,04	0,01	0,91	0,75
80,1	0,02	0,02	0,04	0,03	1,34	1,09
100,5	0,03	0,03	0,07	0,06	1,83	1,48
120,8	0,03	0,03	0,09	0,09	2,30	1,85
141,0	0,03	0,03	0,11	0,13	2,74	2,25
162,8	0,03	0,04	0,15	0,17	3,31	2,69
182,9	0,04	0,06	0,18	0,21	3,86	3,11
201,8	0,06	0,11	0,23	0,26	4,49	3,58
220,5	0,07	0,14	0,29	0,32	5,31	4,16
243,0	0,10	0,22	0,38	0,41	6,35	4,90
262,5	0,13	0,26	0,46	0,48	7,28	5,55
283,0	0,18	0,32	0,58	0,60	8,63	6,50
302,8	0,23	0,38	0,69	0,70	9,81	7,34
323,0	0,31	0,48	0,84	0,87	11,45	8,47
341,0	0,36	0,62	1,02	1,09	13,32	9,78
361,0	0,43	0,82	1,26	1,16	15,93	11,58
382,0	0,51	1,08	1,59	1,63	19,13	13,74
403,0	0,63	1,49	2,07	2,15	21,77	17,08



**Força x Deflexão - V1B**



**Força x Posição dos conectores - V1B**

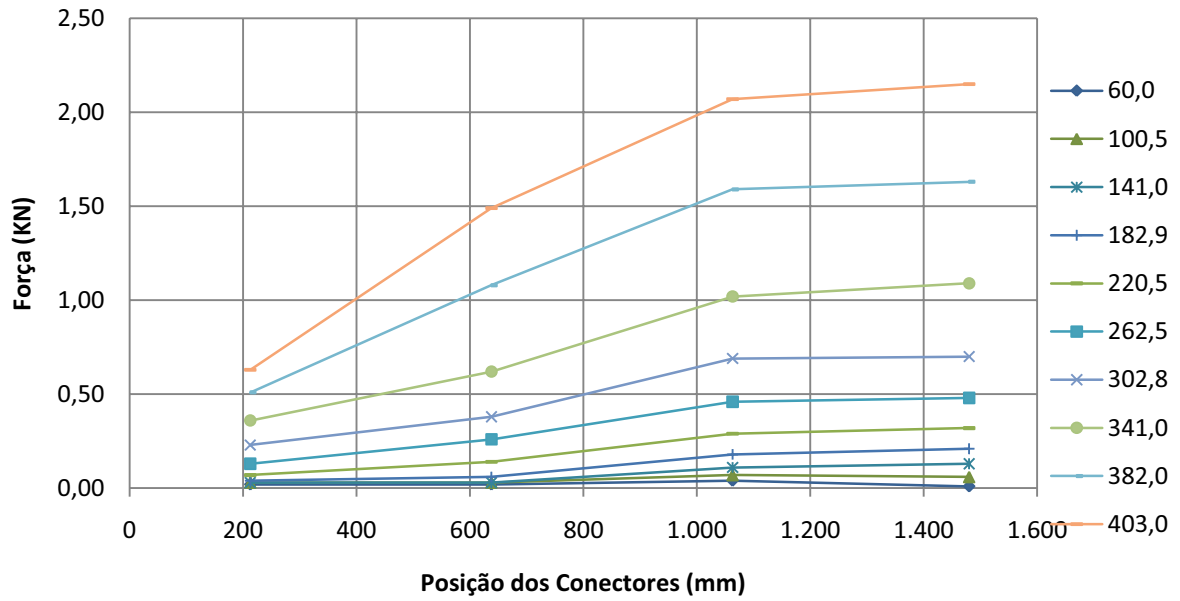
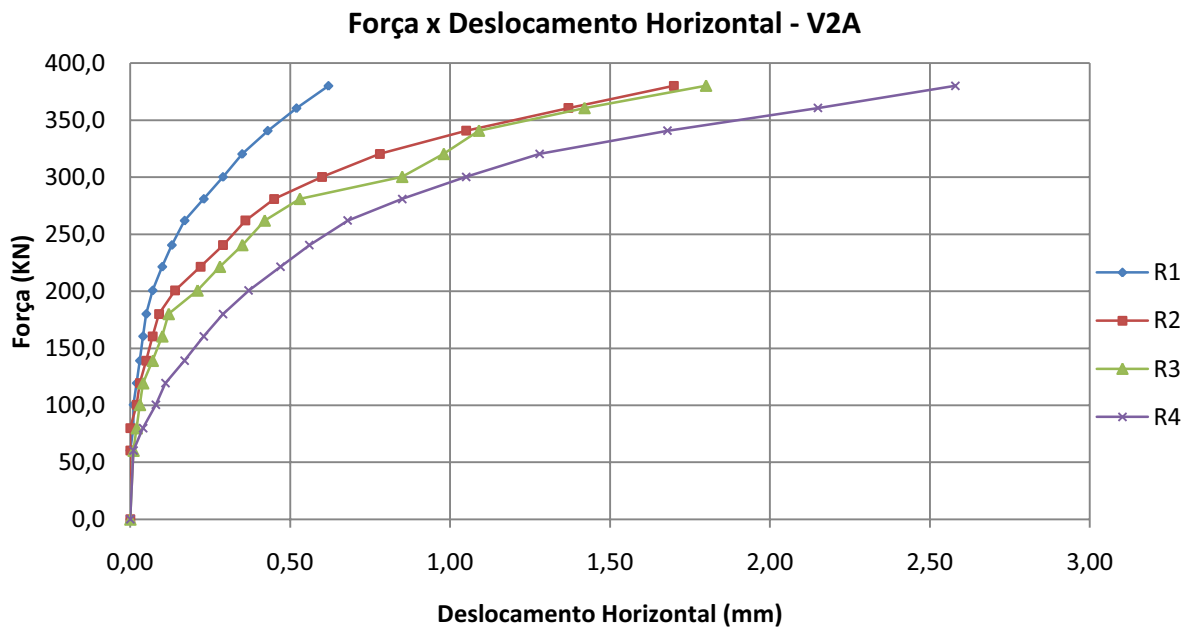
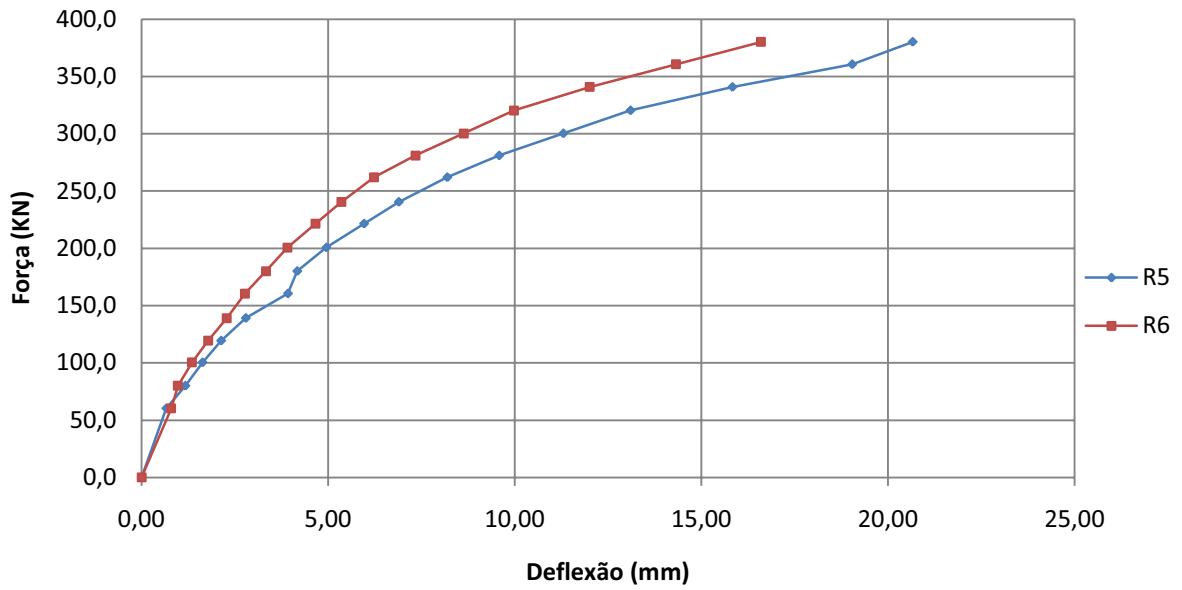


Tabela 6 – Deslocamento relativo e deflexões – V2A

Modelo V2A - U 76x36x4.75						
Força (KN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,3	0,00	0,00	0,01	0,01	0,66	0,79
80,0	0,01	0,00	0,02	0,04	1,17	0,97
100,4	0,01	0,02	0,03	0,08	1,63	1,35
119,4	0,02	0,03	0,04	0,11	2,13	1,78
139,1	0,03	0,05	0,07	0,17	2,79	2,28
160,5	0,04	0,07	0,10	0,23	3,92	2,77
180,1	0,05	0,09	0,12	0,29	4,17	3,33
200,7	0,07	0,14	0,21	0,37	4,95	3,91
221,5	0,10	0,22	0,28	0,47	5,96	4,66
240,5	0,13	0,29	0,35	0,56	6,89	5,35
262,0	0,17	0,36	0,42	0,68	8,19	6,23
281,0	0,23	0,45	0,53	0,85	9,58	7,34
300,3	0,29	0,60	0,85	1,05	11,30	8,63
320,4	0,35	0,78	0,98	1,28	13,10	9,98
340,8	0,43	1,05	1,09	1,68	15,83	12,01
360,6	0,52	1,37	1,42	2,15	19,04	14,32
380,2	0,62	1,70	1,80	2,58	20,66	16,60



**Força x Deflexão - V2A**



**Deslizamento Relativo - V2A**

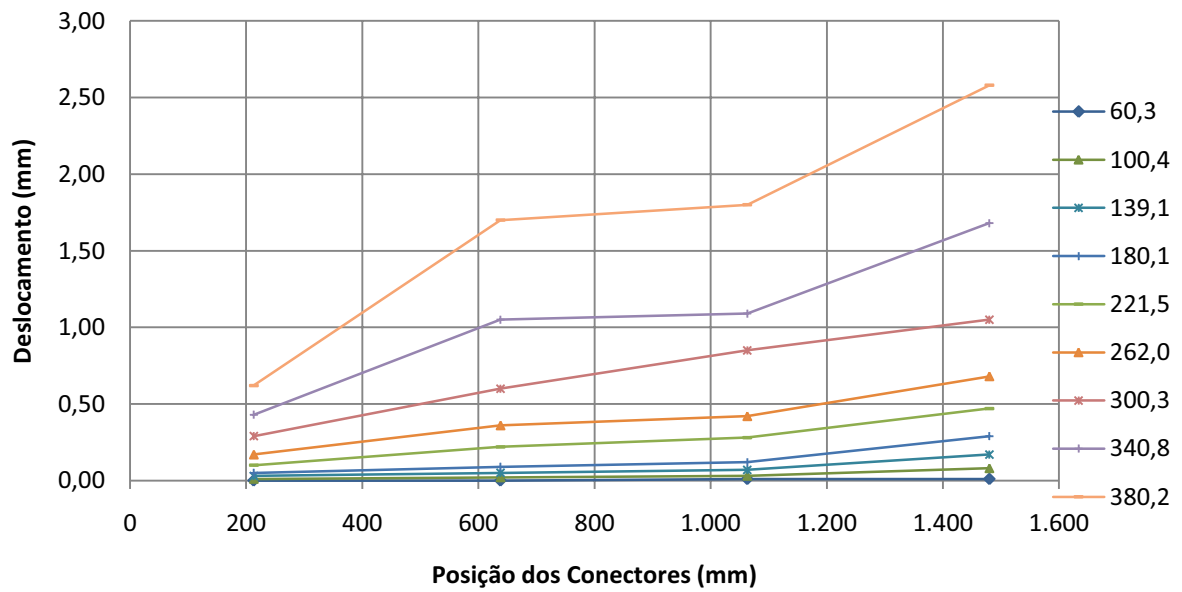


Tabela 7 – Deformações médias nos conectoes – V2A

Deformações médias nos conectores - V2A ( $\mu\epsilon$ )								
Força (KN)	E1D	E2D	E3D	E4D	E1E	E2E	E3E	E4E
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,3	64	57	20	-62	30	42	11	-1
80,0	95	92	37	-50	41	78	23	-2
100,4	142	161	59	31	66	144	53	-2
119,4	197	239	113	85	111	223	111	-1
139,1	251	342	162	-51	175	320	170	-1
160,5	309	470	214	-340	244	432	226	3
180,1	385	630	260	-293	316	573	302	7
200,7	485	822	323	-145	422	759	437	34
221,5	638	1.050	393	-73	604	996	639	89
240,5	821	1.215	487	190	939	1.183	771	123
262,0	1.048	1.191	617	242	1.530	1.313	927	173
281,0	1.221	1.270	448	89	1.867	1.469	1.052	232
300,3	1.280	1.340	0	169	1.738	1.473	1.575	347
320,4	1.255	1.347	0	262	1.655	1.528	1.812	412
340,8	1.230	1.484	0	423	1.609	1.566	1.976	434
360,6	1.259	2.113	0	555	1.710	1.547	1.857	522
380,2	1.406	1.862	0	784	-1.373	1.772	2.666	676

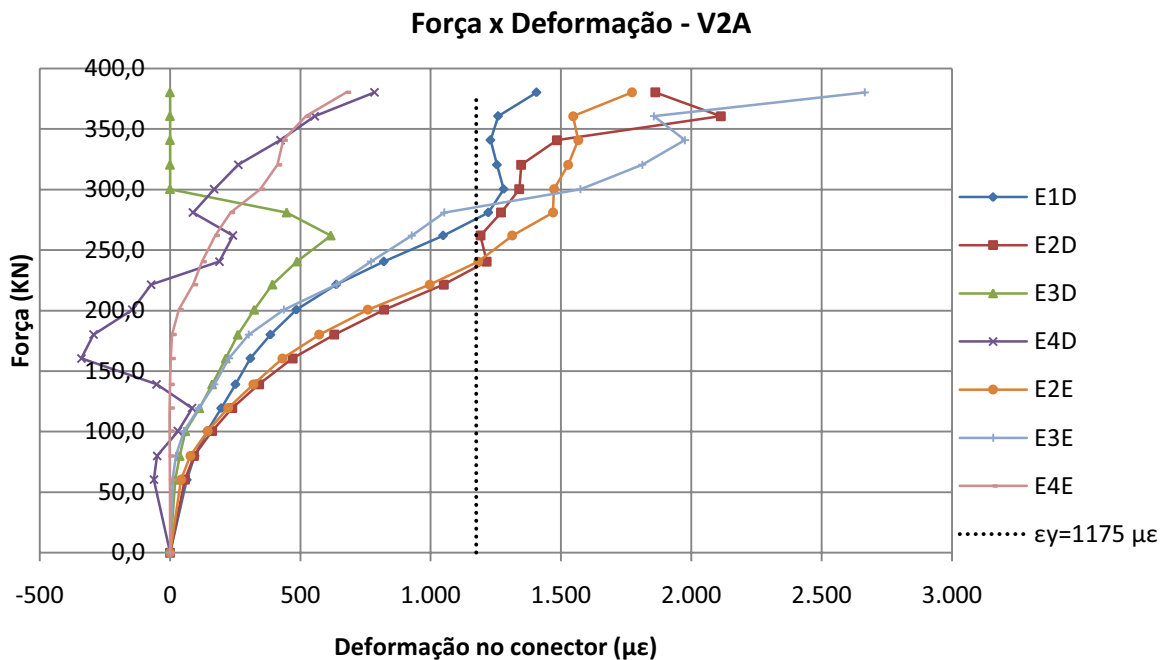
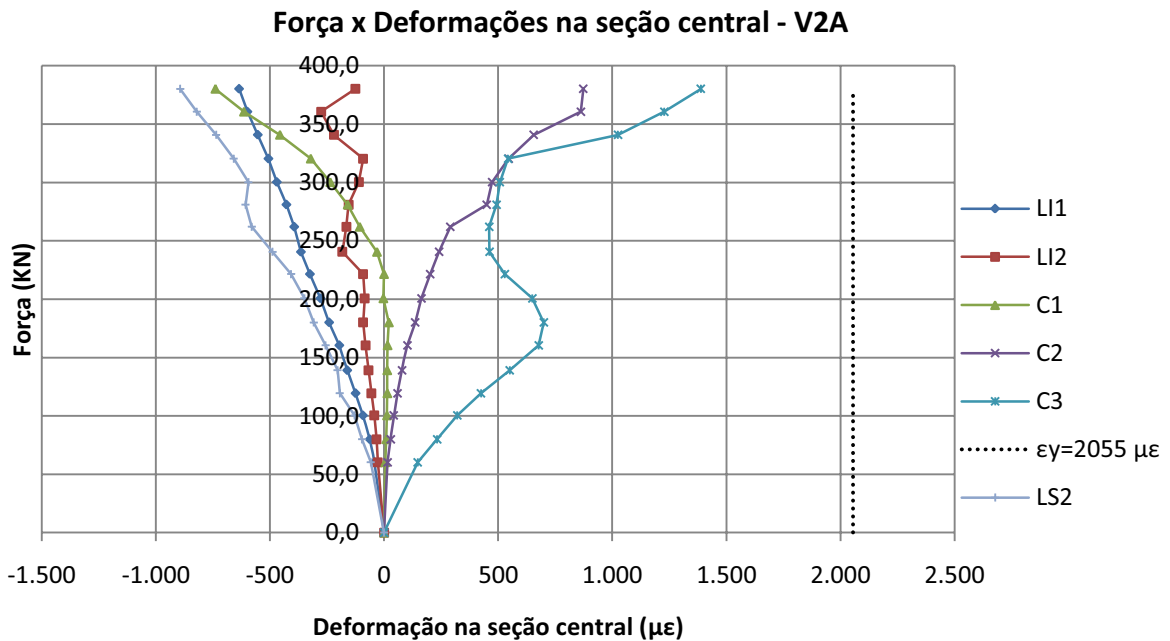


Tabela 8 – Deformações na seção central – V2A

Força (KN)	Deformações na seção central - V2A ( $\mu\epsilon$ )							
	Centro da Viga			Laje Interno		Laje Superfície		
	C1	C2	C3	LI1	LI2	LS1	LS2	LS3
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,3	5	16	148	-42	-28	-43	-58	-43
80,0	9	29	233	-63	-33	-62	-96	-69
100,4	13	43	321	-93	-42	-96	-128	-99
119,4	14	59	425	-125	-55	-127	-194	-133
139,1	14	78	551	-161	-67	-161	-203	-170
160,5	15	102	678	-196	-81	-199	-256	-208
180,1	21	136	700	-241	-92	-241	-308	-257
200,7	-3	164	650	-279	-85	-289	-349	-308
221,5	0	202	529	-325	-92	-339	-407	-369
240,5	-31	241	462	-364	-183	-358	-488	-410
262,0	-107	291	461	-394	-165	-413	-580	-466
281,0	-159	450	493	-428	-155	-462	-607	-526
300,3	-236	474	508	-470	-111	-533	-594	-586
320,4	-322	546	544	-507	-92	-586	-658	-650
340,8	-456	656	1.025	-553	-219	-668	-736	-731
360,6	-614	863	1.228	-599	-276	-741	-820	-822
380,2	-739	873	1.388	-635	-126	-816	-893	-903



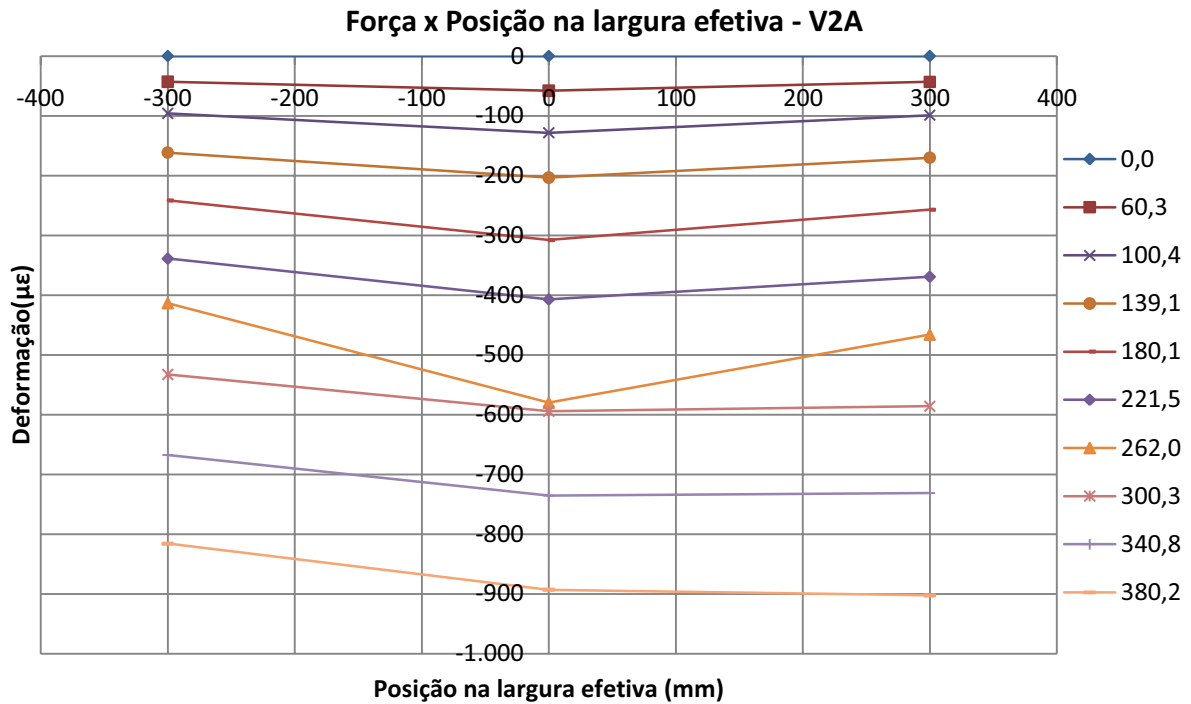
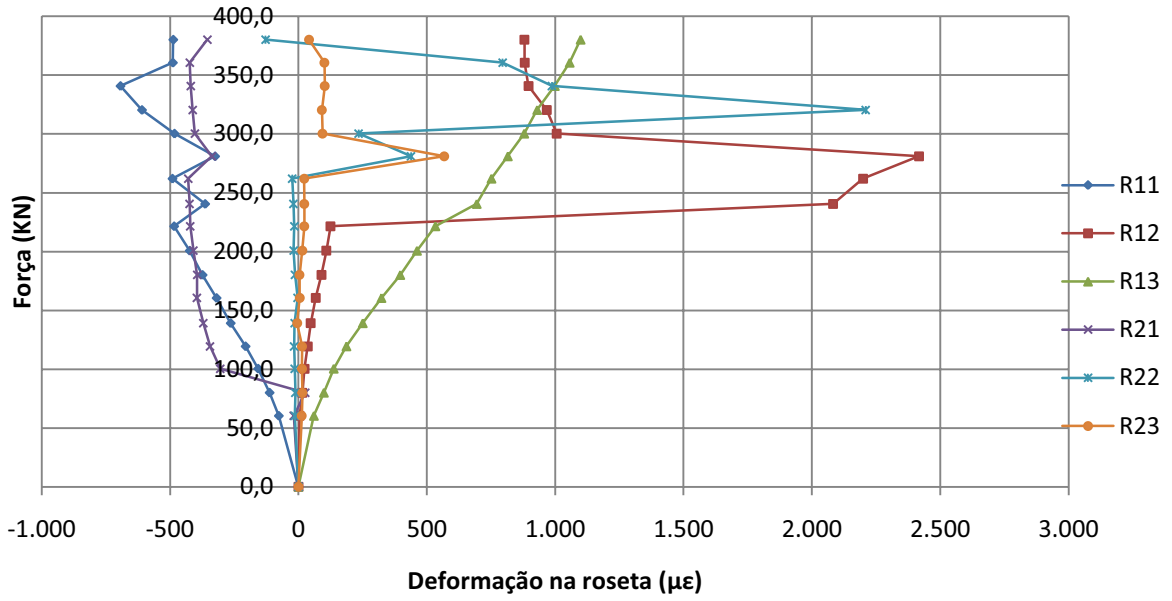


Tabela 9 – Deformações nas rosetas – V2A

Deformações nas rosetas - V2A (µε)						
Força (KN)	R11	R12	R13	R21	R22	R23
0,0	0	0	0	0	0	0
60,3	-77	5	60	-18	-14	13
80,0	-113	16	99	26	-12	15
100,4	-157	24	137	-304	-14	14
119,4	-206	36	187	-344	-17	14
139,1	-264	48	250	-370	-15	-5
160,5	-319	67	323	-395	-3	5
180,1	-374	90	397	-395	-13	4
200,7	-424	109	462	-409	-18	15
221,5	-484	125	533	-421	-16	23
240,5	-364	2.083	694	-424	-19	23
262,0	-491	2.199	752	-429	-24	22
281,0	-325	2.417	815	-337	438	568
300,3	-483	1.006	879	-403	235	94
320,4	-610	967	930	-412	2.210	92
340,8	-693	896	998	-420	988	103
360,6	-489	881	1.056	-423	795	101
380,2	-488	881	1.099	-355	-128	41

Força x Deformação na Roseta - V2A



Força x Deformação de cisalhamento - V2A

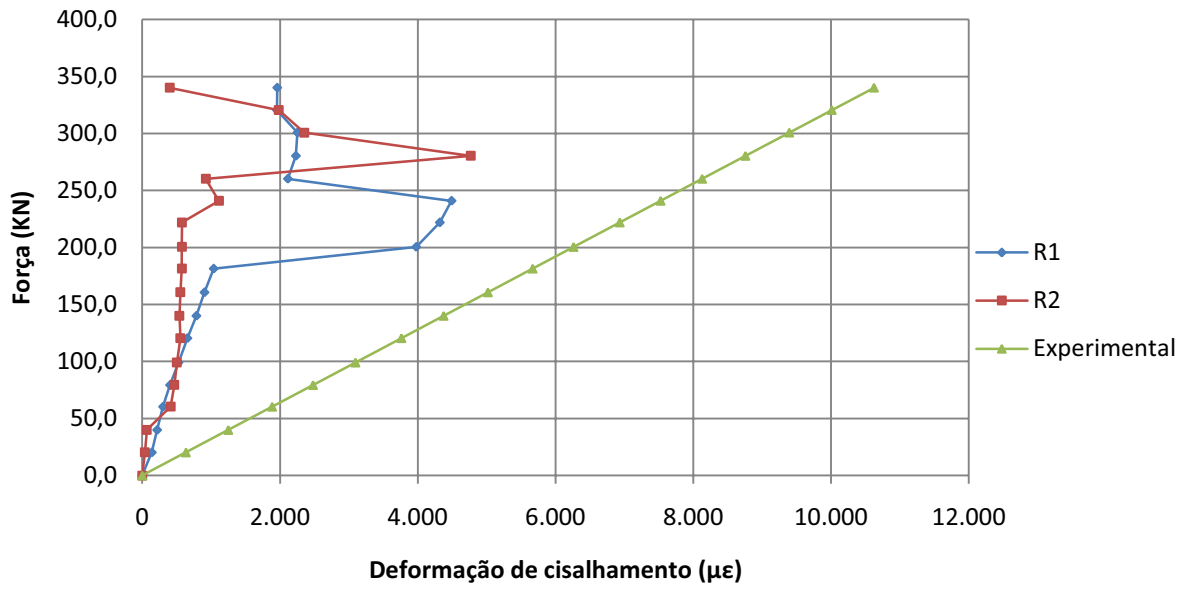
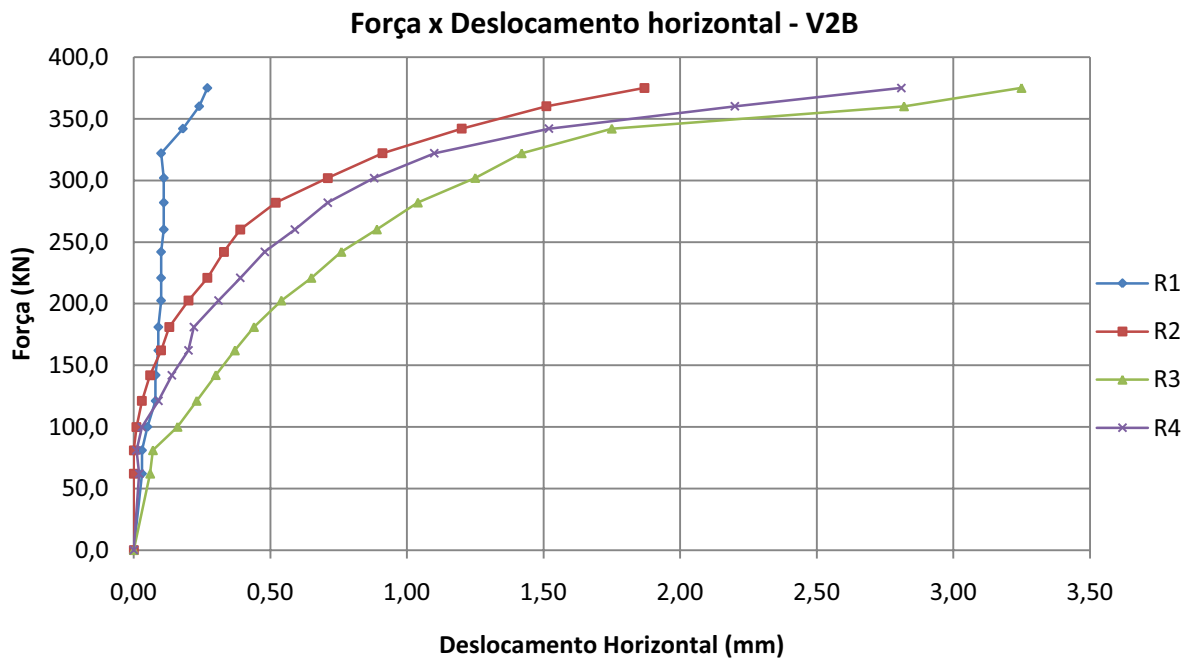
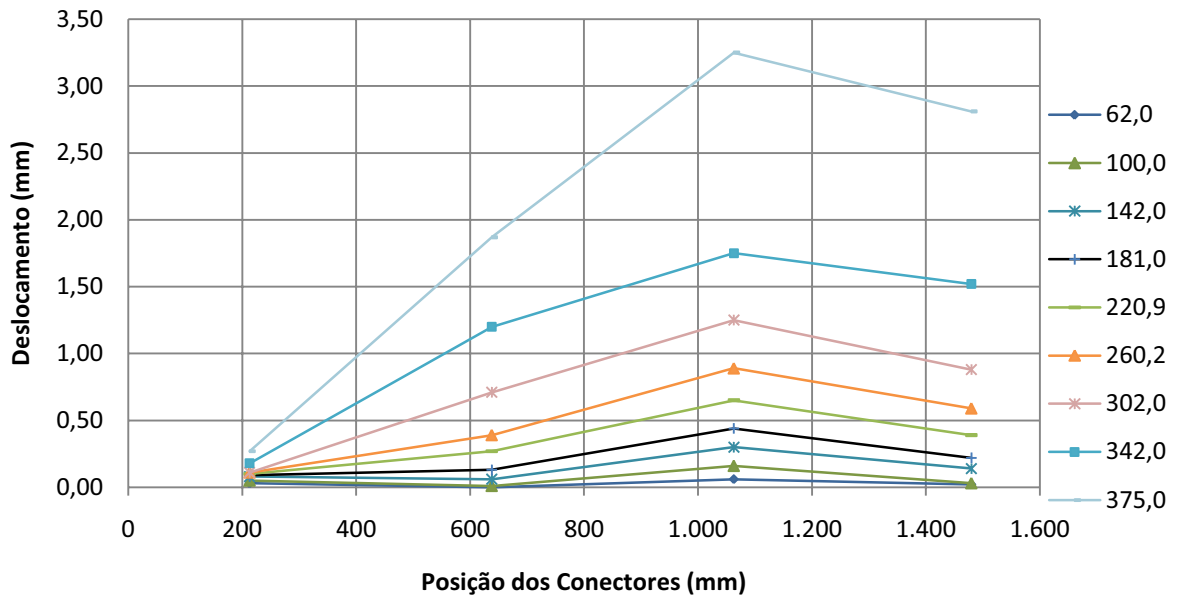


Tabela 10 – Deslocamento relativo e deflexões – V2B

Modelo V2B - U 76x36x4.75						
Força (KN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
62,0	0,03	0,00	0,06	0,02	0,76	0,50
81,0	0,03	0,00	0,07	0,01	1,16	0,76
100,0	0,05	0,01	0,16	0,03	1,15	0,75
121,1	0,08	0,03	0,23	0,09	2,48	1,60
142,0	0,08	0,06	0,30	0,14	3,14	2,01
162,0	0,09	0,10	0,37	0,20	3,80	2,40
181,0	0,09	0,13	0,44	0,22	4,40	2,75
202,5	0,10	0,20	0,54	0,31	5,15	3,12
220,9	0,10	0,27	0,65	0,39	6,15	3,68
242,0	0,10	0,33	0,76	0,48	7,12	4,16
260,2	0,11	0,39	0,89	0,59	8,44	4,85
282,0	0,11	0,52	1,04	0,71	10,18	5,78
302,0	0,11	0,71	1,25	0,88	12,19	6,89
322,0	0,10	0,91	1,42	1,10	14,42	8,08
342,0	0,18	1,20	1,75	1,52	17,63	9,77
360,1	0,24	1,51	2,82	2,20	21,85	11,98
375,0	0,27	1,87	3,25	2,81	31,31	16,99



**Deslocamento x Posição dos conectores - V2B**



**Força x Deflexão - V2B**

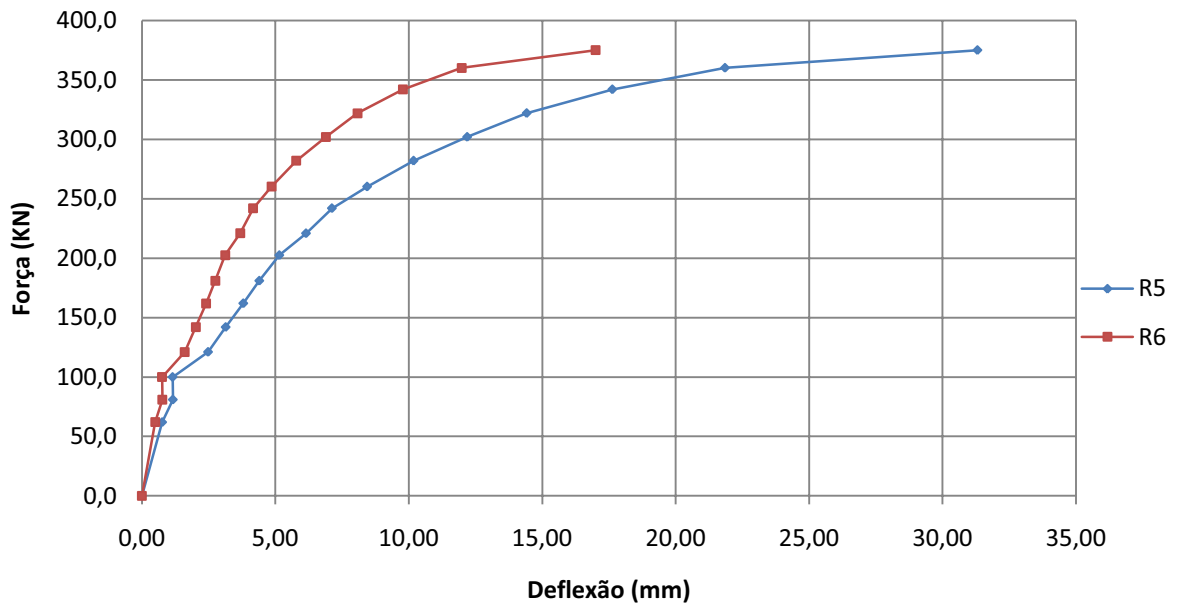
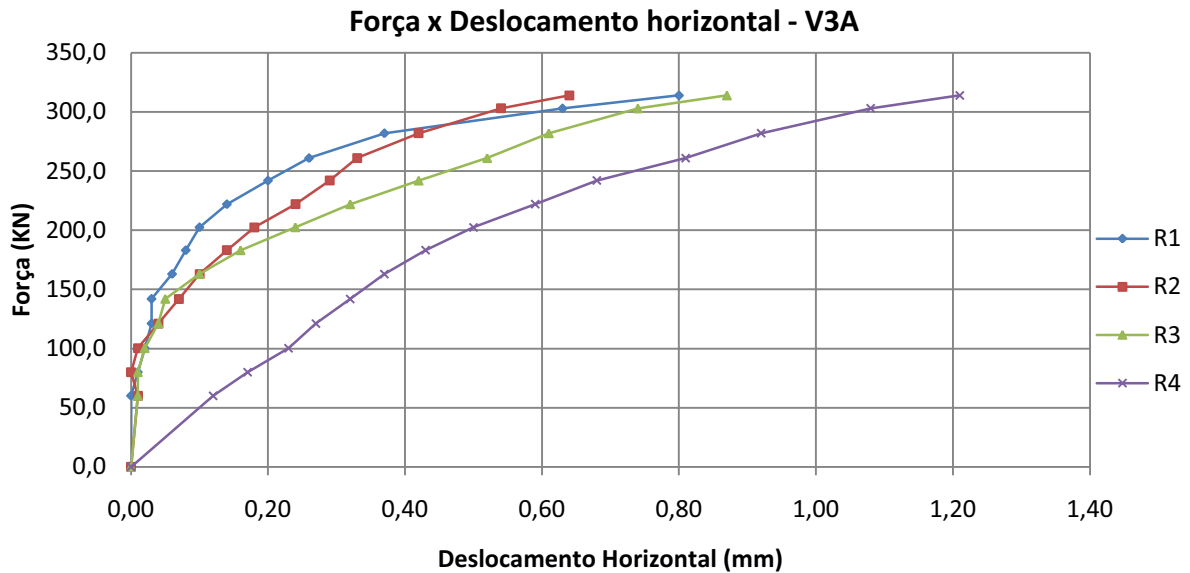
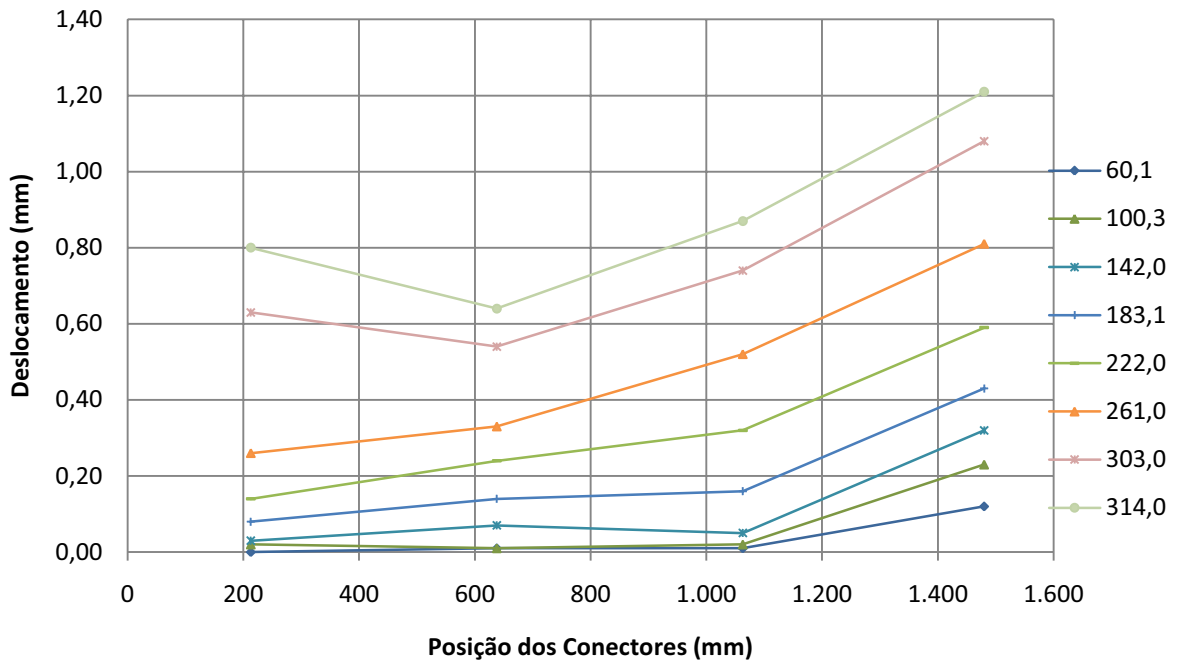


Tabela 11 – Deslocamento relativo e deflexões – V3A

Modelo V 3A - L 76x36x4.75						
Força (KN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60,1	0,00	0,01	0,01	0,12	1,21	0,96
80,0	0,01	0,00	0,01	0,17	1,75	1,41
100,3	0,02	0,01	0,02	0,23	2,44	1,95
121,2	0,03	0,04	0,04	0,27	3,07	2,43
142,0	0,03	0,07	0,05	0,32	3,78	2,99
163,0	0,06	0,10	0,10	0,37	4,56	3,57
183,1	0,08	0,14	0,16	0,43	5,36	4,17
202,5	0,10	0,18	0,24	0,50	6,37	4,89
222,0	0,14	0,24	0,32	0,59	7,54	5,70
242,0	0,20	0,29	0,42	0,68	8,92	6,63
261,0	0,26	0,33	0,52	0,81	10,94	7,95
282,0	0,37	0,42	0,61	0,92	13,70	9,67
303,0	0,63	0,54	0,74	1,08	18,23	12,45
314,0	0,80	0,64	0,87	1,21	27,54	15,43



**Deslocamento x Posição dos conectores - V3A**



**Força x Deflexão - V3A**

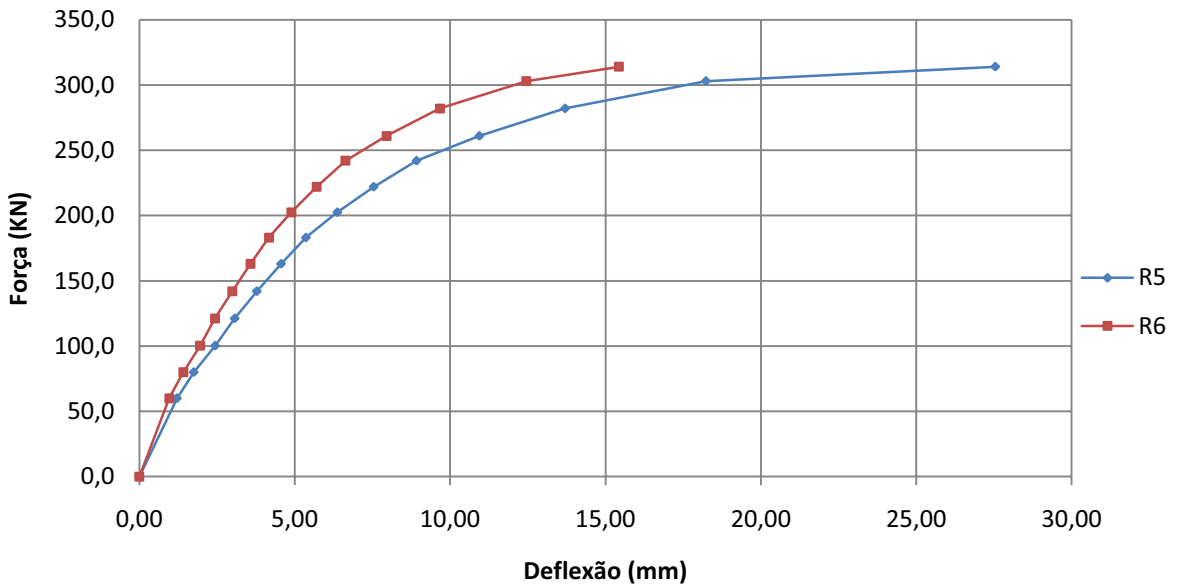


Tabela 12 – Deformações médias nos conectores – V3A

Deformações médias nos conectores - V3A ( $\mu\epsilon$ )								
Força (KN)	E1D	E2D	E3D	E4D	E1E	E2E	E3E	E4E
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,1	71	93	5	4	11	110	3	0
80,0	107	168	31	3	17	198	4	2
100,3	186	250	97	30	62	252	5	3
121,2	303	380	146	111	117	336	4	3
142,0	449	510	185	159	186	439	1	4
163,0	675	647	234	239	280	569	1	11
183,1	979	880	272	342	382	707	1	12
202,5	1.351	1.092	283	451	510	872	0	9
222,0	1.565	1.314	322	610	674	1.081	1	0
242,0	1.690	1.508	390	840	856	1.266	2	-28
261,0	1.792	1.747	464	1.056	1.126	1.478	10	-110
282,0	1.816	2.227	417	1.434	1.290	1.561	10	-276
303,0	2.544	3.124	0	1.626	1.480	1.694	12	-529
314,0	1.890	4.257	0	1.688	1.587	1.839	11	-708

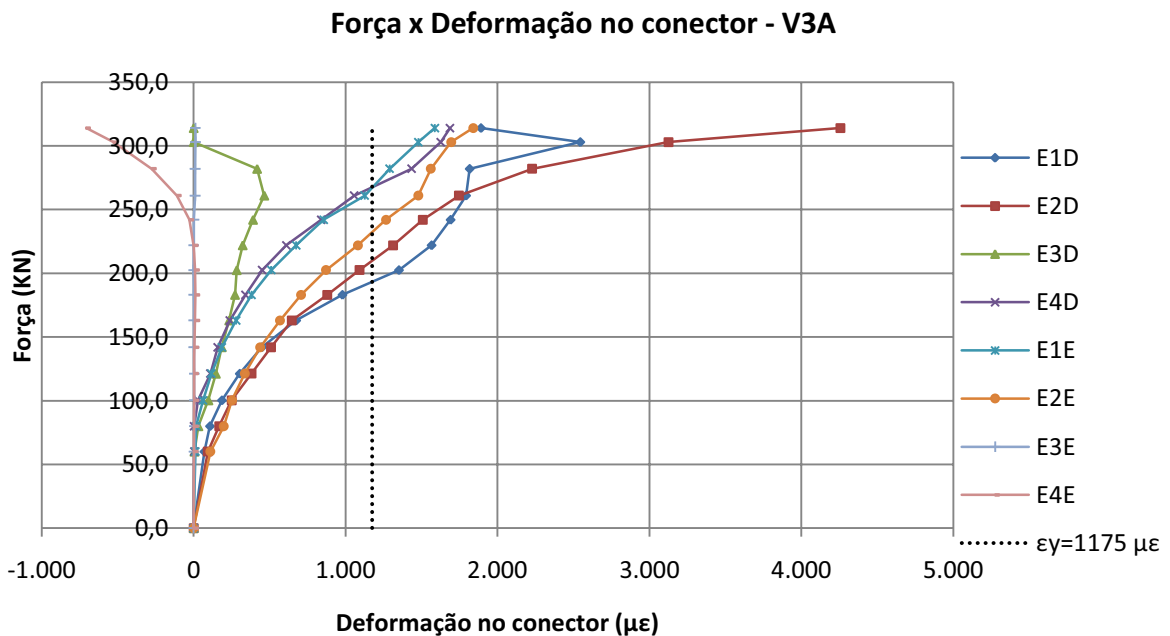


Tabela 13 – Deformações na seção central – V3A

Força (KN)	Deformações na seção central – V3A ( $\mu\epsilon$ )							
	Centro da Viga			Laje Interno		Laje Superfície		
	C1	C2	C3	LI1	LI2	LS1	LS2	LS3
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
60,1	-3	105	219	12	-92	-73	-93	-81
80,0	-9	156	327	-9	-130	-109	-175	-122
100,3	-24	204	449	-31	-175	-148	-267	-166
121,2	-36	241	566	-28	-208	-189	-348	-208
142,0	-50	290	698	-39	-247	-244	-434	-255
163,0	15	331	837	-57	-286	-289	-511	-298
183,1	-170	383	2.441	-62	-323	-334	-597	-342
202,5	-228	455	3.298	-65	-365	-387	-690	-389
222,0	-307	525	4.052	438	440	-428	-542	-455
242,0	-399	628	4.623	559	-116	-477	-644	-511
261,0	-550	787	5.684	423	-392	-530	-746	-564
282,0	-839	975	6.747	2.559	1.600	-550	-331	-568
303,0	-1.211	1.316	9.205	1.248	-347	-583	-641	-627
314,0	-1.427	1.562	10.497	1.114	-326	-622	-724	-663

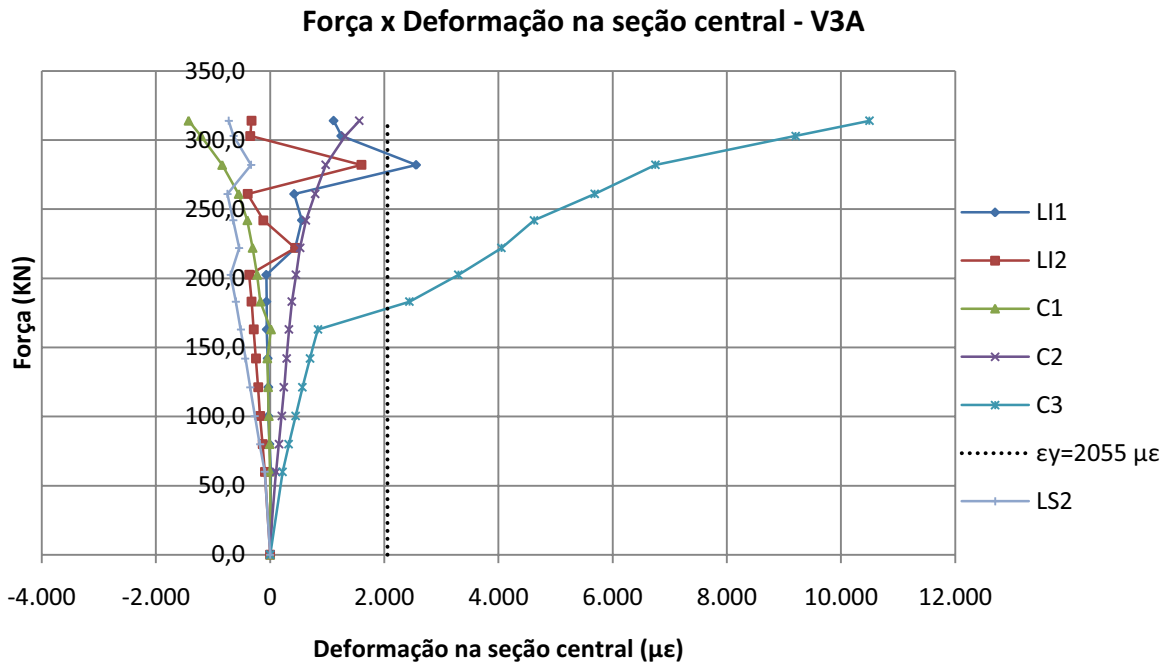


Tabela 14 – Deformações nas rosetas – V3A

Deformações nas rosetas – V3A ( $\mu\epsilon$ )						
Força (KN)	R11	R12	R13	R21	R22	R23
0,0	0	0	0	0	0	0
60,1	-88	23	85	-108	1.916	86
80,0	-136	34	135	-159	162	131
100,3	-180	55	196	-210	1.102	186
121,2	-218	78	254	-252	1.561	235
142,0	-265	101	324	-304	6.473	297
163,0	-312	123	395	-355	-698	358
183,1	-357	141	458	-403	115	412
202,5	-406	155	522	-452	868	467
222,0	-448	167	588	-502	789	535
242,0	-497	178	653	-545	4.907	620
261,0	-537	195	730	-600	77	724
282,0	-568	190	784	-637	802	775
303,0	-603	240	859	-687	3.878	847
314,0	-618	204	891	-712	1.941	871

Força x Deformação da roseta - V3A

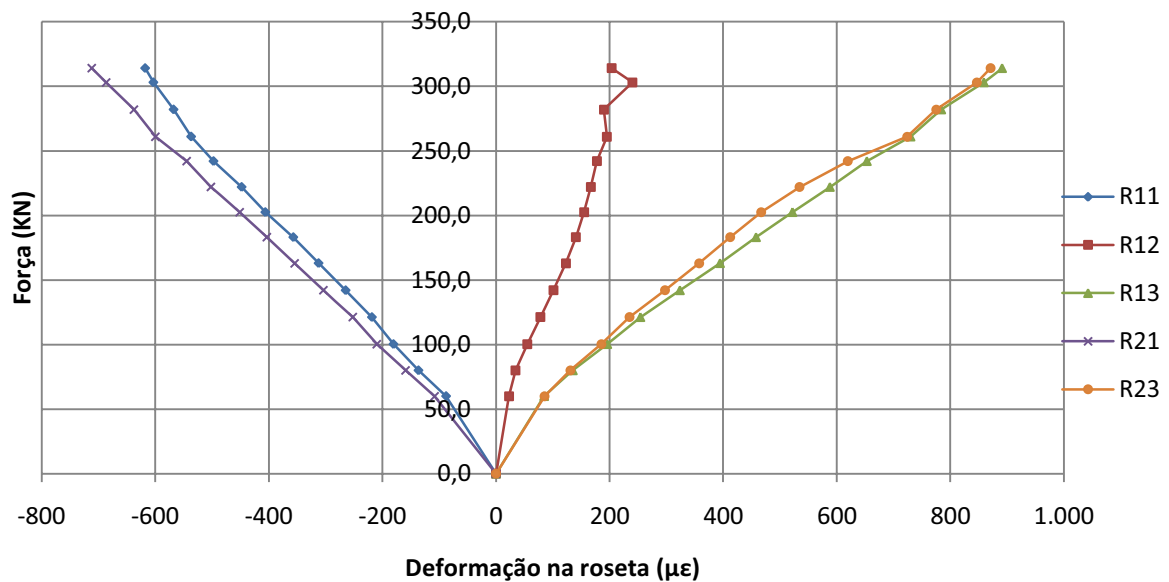
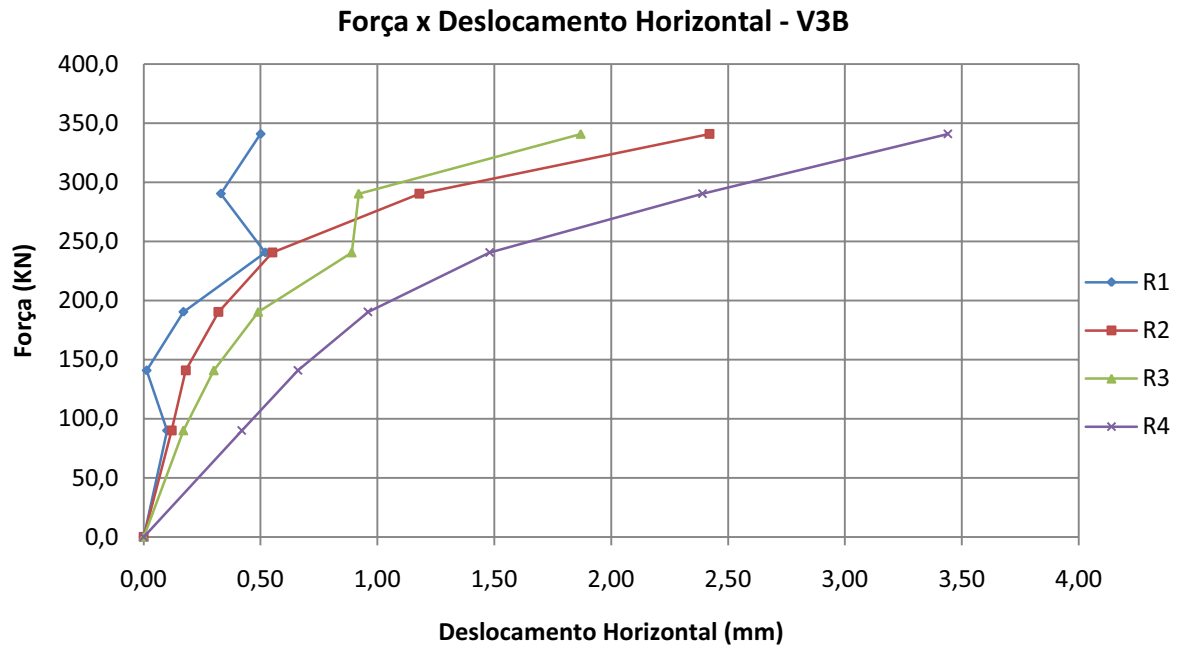
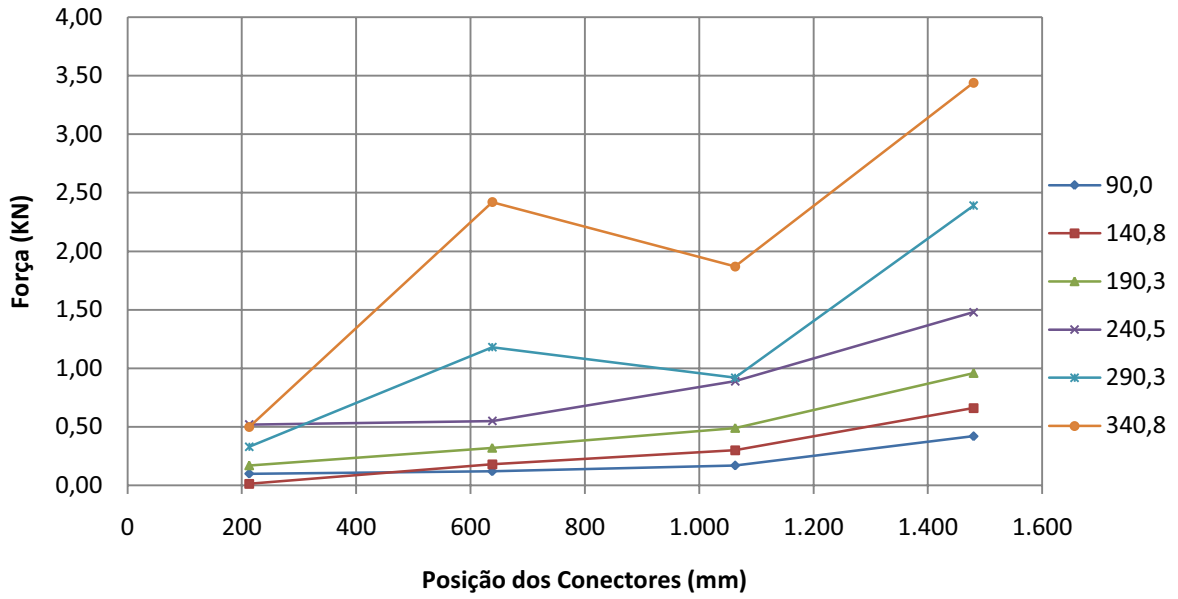


Tabela 15 – Deslocamento relativo e deflexões – V3B

Modelo V3B - L 76x36x4.75						
Força (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
90,0	0,10	0,12	0,17	0,42	2,02	1,79
140,8	0,01	0,18	0,30	0,66	3,65	3,22
190,3	0,17	0,32	0,49	0,96	5,51	4,83
240,5	0,52	0,55	0,89	1,48	9,36	6,68
290,3	0,33	1,18	0,92	2,39	12,49	11,15
340,8	0,50	2,42	1,87	3,44	22,38	18,19



**Força x Posição dos conectores - V3B**



**Força x Deslocamento - V3B**

