



MESTRADO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
ESCOLA DE MINAS  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO

*Roberta Maria Machado*

# **Estudo Teórico-Experimental de Elementos Estruturais de Perfis de Aço Mistos**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

*Orientadores: Prof. Aluisio José Ramos Mergulhão  
Prof<sup>ta</sup>. Arlene Maria Sarmanho Freitas*

Convênio USIMINAS/UFOP/FG  
Ouro Preto, setembro de 1998

Aos meus familiares.

### ***Meus Agradecimentos***

Aos professores e orientadores Aluisio José Ramos Mergulhão e Arlene Maria Sarmanho de Freitas pelo incentivo, ensinamentos transmitidos, sugestões e apoio à realização deste trabalho.

Aos professores Marcílio e Espedito pela importante colaboração durante a realização dos ensaios.

Ao Neymar pelo estímulo, colaboração, apoio, confiança e paciência ao longo deste trabalho.

À minha irmã Raquel e ao Prof. Walter Dornelas pela colaboração e amizade.

Aos colegas e amigos Andréa, Valdenir e Gentil pela agradável convivência diária e apoio durante a realização dos ensaios.

Aos colegas, Frederico, Eduardo, Antoine, Lizandra, Geraldo, Adriano e Severo pela importante ajuda durante a realização dos ensaios.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da UFOP, João, Geraldo e Carlos, pela importante colaboração na montagem e realização dos ensaios.

Ao Laboratório de Metalurgia, pela realização dos ensaios de caracterização do aço e em especial ao Celso, pelos serviços de soldagem prestados.

À USIMINAS, Usina Siderúrgica de Minas Gerais, pelo apoio financeiro na forma de bolsa de estudo.

À FAPEMIG, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, pelo auxílio financeiro para desenvolvimento e conclusão desta dissertação.

## **RESUMO**

Esta dissertação tem por objetivo estudar o comportamento de vigas-mistas constituídas por perfis metálicos com a região entre as mesas preenchida com concreto. Foram realizados ensaios de flexão com as vigas, simplesmente apoiadas, submetidas a duas cargas concentradas. A série de experimentos, em escala real, foi executada com ênfase nos problemas de avaliação de resistência e estimativa de deflexão.

Foram ensaiadas quatro vigas-mistas, com vão de 5,30 metros, sendo duas constituídas por perfis de chapa dobrada e duas por perfis soldados. Apenas uma das vigas, formada por perfis de chapa dobrada, foi preenchida com concreto simples (sem armadura), as demais foram preenchidas com concreto armado. Para as vigas constituídas por perfis soldados as extremidades dos estribos foram soldadas à mesa e à alma do perfil.

São apresentados gráficos dos principais parâmetros observados, bem como valores para cargas, deslocamentos, deformações, deslizamentos e tensões nos estágios mais críticos de cada ensaio. O modo de ruína observado nos testes, para as vigas formadas por perfis soldados, foi a flambagem localizada da mesa superior. Para a viga constituída por chapa dobrada, preenchida com concreto simples, o modo de ruína ocorreu devido a ruptura na solda de emenda dos perfis.

### **ABSTRACT**

The main goal of this dissertation is to study the behavior of composite steel beams composed of a steel profile filled with concrete between the top and bottom flanges. Four simple supported beams subjected to two concentrated loads were tested. The full scale experimental program was carried out to assess the ultimate resistance and maximum deflection of the beams.

The experimental program included two beams built of cold-formed steel profile and two of welded profile, with a single span of 5300 mm. Three beams were filled with reinforced concrete. A forth one, made of cold-formed steel profile, was just filled with concrete. In this girder the stirrups were welded at its web and flanges.

The principal results of parameters like loads, deflections, strains, slippage and stresses in the more critical conditions are presented. The welded beams collapsed by local buckling on the top flange. The cold-formed beam filled with concrete collapsed in the welding joints.

## Sumário

---

	Página
<b>Lista de Figuras .....</b>	<b>ix</b>
<b>Lista de Tabelas .....</b>	<b>xi</b>
<b>Lista de Fotos .....</b>	<b>xii</b>
<b>Lista de Símbolos .....</b>	<b>xiii</b>
<b>Lista de Abreviaturas e Siglas .....</b>	<b>xvi</b>
 <b><u>Capítulo 1</u> – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 – Generalidades .....	1
1.2 – Objetivos.....	4
1.3 – Escopo .....	4
 <b><u>Capítulo 2</u> – CONSIDERAÇÕES DE PROJETO .....</b>	<b>5</b>
2.1 – Introdução.....	5
2.2 – Hipóteses Básicas .....	5
2.3 – Resistência ao Momento Fletor .....	5
2.4 – Resistência ao Esforço Cortante .....	7
2.5 – Deflexão.....	8
2.5.1 – Deflexão da Viga Não Escorada.....	8
2.5.2 – Deflexão Devida à Retração .....	9
2.5.3 – Deflexão Devida à Deformação Lenta .....	9
2.5.4 – Deflexão Devida às Cargas Impostas .....	9
 <b><u>Capítulo 3</u> – RESULTADOS TEÓRICOS .....</b>	<b>11</b>
3.1 – Introdução .....	11
3.2 – Resistência de Projeto.....	11
3.2.1 – Vigas Formadas Por Perfis Soldados.....	11
3.2.2 – Vigas Formadas Por Perfis de Chapa Dobrada .....	14
3.2.3 – Resumo dos Resultados de Resistência .....	17
3.3 – Estimativa da Flecha.....	18
3.3.1 – Vigas Formadas Por Perfis Soldados.....	18
3.3.2 – Vigas Formadas Por Perfis de Chapa Dobrada .....	20
3.3.3 – Resumo dos Resultados de Flecha.....	22
 <b><u>Capítulo 4</u> – ENSAIOS EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>24</b>
4.1 – Considerações Gerais .....	24
4.2 – Controle Dimensional.....	24
4.2.1 – Dimensões da Seção Transversal .....	24

4.2.2 – Características Geométricas da Seção Transversal .....	25
4.2.3 – Controle das Imperfeições Geométricas.....	26
4.2.4 – Propriedades dos Materiais.....	27
4.2.4.1 – Aço dos Perfis.....	27
4.2.4.2 – Aço das Barras de Armadura.....	28
4.2.4.3 – Concreto.....	29
4.3 – Vigas de Teste .....	29
4.3.1 – Posicionamento dos Estribos .....	30
4.3.2 – Posicionamento das Barras de Armadura.....	30
4.3.3 – Concretagem das Vigas .....	31
4.4 – Esquema de Carregamento .....	32
4.5 – Montagem dos Ensaios de Flexão .....	33
4.6 – Sistema de Aquisição e Instrumentação .....	34
4.6.1 – Sistema de Aquisição .....	34
4.6.1.1 – Cargas .....	35
4.6.1.2 – Deslocamentos.....	36
4.6.2 – Medição das Deformações.....	37
4.6.3 – Colagem dos Extensômetros e das Rosetas .....	37
4.6.4 – Deslizamentos na Interface Aço-Concreto .....	38
4.6.5 – Recalque de Apoio.....	39
<b><u>Capítulo 5 – DESCRIÇÃO E RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS ..</u></b>	<b>40</b>
5.1 – Introdução .....	40
5.2 – Viga VD1.....	41
5.2.1 – Descrição do Ensaio .....	41
5.2.2 – Deslocamentos.....	45
5.2.3 – Deformações.....	47
5.2.4 – Deslizamento na Interface Aço-Concreto.....	47
5.2.5 – Distribuição de Tensões no Perfil de Aço .....	48
5.3 – Viga VD2.....	50
5.3.1 – Descrição do Ensaio .....	50
5.3.2 – Deslocamentos.....	52
5.3.3 – Deformações.....	54
5.3.4 – Deslizamento na Interface Aço-Concreto.....	55
5.3.5 – Distribuição de Tensões no Perfil de Aço .....	56
5.4 – Viga VS1 .....	59
5.4.1 – Descrição do Ensaio .....	59
5.4.2 – Deslocamentos.....	62
5.4.3 – Deformações.....	64
5.4.4 – Deslizamento na Interface Aço-Concreto.....	65
5.4.5 – Distribuição de Tensões no Perfil de Aço .....	66
5.5 – Viga VS2 .....	70
5.5.1 – Descrição do Ensaio .....	71
5.5.2 – Deslocamentos.....	73
5.5.3 – Deformações.....	75
5.5.4 – Deslizamento na Interface Aço-Concreto.....	76
5.5.5 – Distribuição de Tensões no Perfil de Aço .....	77
<b><u>Capítulo 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</u></b>	<b>81</b>
6.1 – Conclusões.....	81
6.1.1 - Modo de Ruína .....	81

6.1.2 - Programa RESIST.MCD .....	82
6.1.3 - Deslocamentos .....	82
6.1.4 - Deformações .....	83
6.1.5 - Fenômenos de Instabilidade .....	84
6.1.6 - Deslizamentos .....	85
6.2 - Sugestões .....	85
<a href="#"><u>Apêndice</u></a> .....	86
<a href="#"><u>Referências Bibliográficas</u></a> .....	90



## ***Lista de Figuras***

---

	Página
<b>Capítulo 1</b>	
Figura 1.1 – Viga Mista: Perfil de Aço Mergulhado no Concreto .....	1
Figura 1.2 – Viga Mista Mais Usual: Perfil de Aço Exposto .....	2
Figura 1.3 – Viga Mista: Perfil de Aço Preenchido com Concreto Armado.....	3
<b>Capítulo 2</b>	
Figura 2.1 – Diagrama de Tensões .....	6
Figura 2.2 – Área Efetiva da Alma.....	8
<b>Capítulo 3</b>	
Figura 3.1 – Seção Transversal da Viga Soldada Especificada.....	12
Figura 3.2 – Seção Transversal da Viga VS1 (dimensões em mm) .....	13
Figura 3.3 – Seção Transversal da Viga VS2 (dimensões em mm) .....	14
Figura 3.4 – Seção Transversal da Viga VD1 Especificada (dimensões em mm) .....	14
Figura 3.5 – Seção Transversal da Viga VD2 Especificada .....	15
Figura 3.6 – Seção Transversal da Viga VD1 (dimensões em mm).....	16
Figura 3.7 – Seção Transversal da Viga VD2 (dimensões em mm).....	16
<b>Capítulo 4</b>	
Figura 4.1 – Controle das Imperfeições XY e XZ do lado AB da Viga VD1 (m/cm) .....	27
Figura 4.2 – Dimensões do Corpo de Prova .....	27
Figura 4.3 – Seções Transversais dos Perfis Utilizados .....	29
Figura 4.4 – Posicionamento dos Estribos da Viga VD2 (a) e das Vigas VS1 e VS2 (b)...	30
Figura 4.5 – Posição das Barras na Viga VD2 (a) e nas Vigas VS1 e VS2 (b).....	30
Figura 4.6 – Sequência de Concretagem das Vigas VS1 e VS2.....	32
Figura 4.7 – Aplicação das Cargas para as Vigas Ensaaiadas.....	32
Figura 4.8 – Esquema de Distribuição de Cargas.....	33
Figura 4.9 – Esquema Geral do Ensaio .....	33
Figura 4.10 – Sistema de Aquisição de Dados .....	34
Figura 4.11 – Posição dos LVDT's nas Vigas.....	36
Figura 4.12 – Disposição dos Extensômetros no Perfil e nas Barras de Armadura .....	37
Figura 4.13 – Localização das Rosetas na Alma do Perfil Metálico .....	38
<b>Capítulo 5</b>	
Figura 5.1 – Seção Transversal da Viga VD1 .....	41
Figura 5.2 – Gráfico Carga x Deslocamento no Meio do Vão da Viga VD1.....	45
Figura 5.3 – Gráfico Carga x Deslocamento – LVDT's Laterais.....	46
Figura 5.4 – Gráfico Carga x Deformação da Superfície Inferior do Perfil.....	47
Figura 5.5 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal.....	48
Figura 5.6 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior .....	49
Figura 5.7 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento na Parte Central do Perfil .....	50

Figura 5.8 – Seção Transversal da Viga VD2 .....	50
Figura 5.9 – Gráfico Carga x Deslocamento na Seção Central da Viga VD2.....	52
Figura 5.10 – Gráfico Carga x Deslocamento (LVDT's Laterais).....	53
Figura 5.11 – Gráfico Carga x Deformação na Mesa Inferior do Perfil .....	54
Figura 5.12 – Gráfico Carga x Deformação na Parte Inferior da Barra de Armadura .....	55
Figura 5.13 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento .....	56
Figura 5.14 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior .....	57
Figura 5.15 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada .....	58
Figura 5.16 – Seção Transversal da Viga VS1 .....	59
Figura 5.17 – Gráfico Carga x Deslocamento no Meio do Vão da Viga VS1 .....	62
Figura 5.18 – Gráfico Carga x Deslocamento (LVDT's Laterais).....	63
Figura 5.19 – Gráfico Carga x Deformação na Mesa Inferior do Perfil .....	64
Figura 5.20 – Gráfico Carga x Deformação na Parte Inferior da Barra de Armadura .....	65
Figura 5.21 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal.....	66
Figura 5.22 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior .....	67
Figura 5.23 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento da Superfície Inferior da Barra de Armadura .....	68
Figura 5.24 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada .....	69
Figura 5.25 – Seção Transversal da Viga VS2 .....	70
Figura 5.26 – Gráfico Carga x Deslocamento na Seção Central da Viga VS2 .....	73
Figura 5.27 – Gráfico Carga x Deslocamento – LVDT's laterais .....	74
Figura 5.28 – Gráfico Carga x Deformação da Mesa Inferior do Perfil.....	75
Figura 5.29 – Gráfico Carga x Deformação da Parte Inferior da Barra de Armadura .....	76
Figura 5.30 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal.....	77
Figura 5.31 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior .....	78
Figura 5.32 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento da Armadura .....	79
Figura 5.33 – Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada .....	80

## *Lista de Tabelas*

---

	Página
<b>Capítulo 3</b>	
Tabela 3.1 – Esforços Resistentes das Vigas.....	17
Tabela 3.2 – Comparação de Valores para o Momento Resistente .....	17
Tabela 3.3 – Comparação de Valores de $M_r$ para as Vigas Especificadas e Ensaçadas .....	17
Tabela 3.4 – Deflexões em mm das Vigas VS1 e VS2 .....	23
Tabela 3.5 – Deflexões em mm das Vigas VD1 e VD2 .....	23
<b>Capítulo 4</b>	
Tabela 4.1 – Dimensões da Seção Transversal.....	25
Tabela 4.2 – Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VD1 .....	25
Tabela 4.3 – Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VD2 .....	25
Tabela 4.4 – Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VS1 .....	26
Tabela 4.5 – Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VS2.....	26
Tabela 4.6 – Propriedades Físicas do Aço do Perfil.....	28
Tabela 4.7 – Propriedades Físicas do Aço das Armaduras.....	28
Tabela 4.8 – Resistência Média do Concreto das Vigas.....	29
Tabela 4.9 – Características dos Extensômetros Elétricos .....	37
<b>Capítulo 5</b>	
Tabela 5.1 – Momentos Resistentes com Respectivas Cargas .....	41

## ***Lista de Fotos***

---

### Página

#### **Capítulo 4**

Foto 4.1 – Ilustração da Viga VS1 (Perfil de aço com armaduras) .....	31
Foto 4.2 – Ilustração da Viga VD1 (Perfil de aço com armaduras) .....	31
Foto 4.3 – Aquisição dos Valores das Cargas e Deslocamentos .....	35
Foto 4.4 – Aquisição dos Valores de Deformação .....	35
Foto 4.5 – Vista Geral do Sistema de Aplicação de Carga.....	36
Foto 4.6 – Medição de Deslizamento do Concreto .....	38
Foto 4.7 – Deflectômetros Localizados na Lateral da Viga VS1 .....	39

#### **Capítulo 5**

Foto 5.1 – Vista Geral da Viga VD1 .....	42
Foto 5.2 – Vista Geral da Viga VD1 Deformada .....	43
Foto 5.3 – Ruptura da Solda na Mesa Inferior da Viga VD1 .....	44
Foto 5.4 – Vista Geral da Viga VD2 .....	51
Foto 5.5 – Vista Geral da Viga VD2 Deformada .....	52
Foto 5.6 – Vista Geral da Viga VS1 .....	59
Foto 5.7 – Flambagem Local da Mesa Superior da Viga VS1 .....	60
Foto 5.8 – Vista Geral da Viga VS1 Deformada.....	61
Foto 5.9 – Vista Geral da Viga VS2.....	71
Foto 5.10 – Flambagem Local da Mesa Comprimida do Perfil .....	72

## *Lista de Símbolos*

---

### Romanos Maiúsculos

$A_c$	Área total do concreto de preenchimento;
$A_{cc}$	Área de concreto submetida a esforços de compressão;
$A_{cr}$	Área das barras de armadura submetida a esforços de compressão;
$A_{cri}$	Área da i-ésima barra de armadura submetida a esforços de compressão;
$A_{cs}$	Área da seção de aço submetida a esforços de compressão;
$A_r$	Área total das barras de armadura;
$A_s$	Área total da seção de aço;
$A_t$	Área total da seção transversal;
$A_{tr}$	Área das barras de armadura submetida a esforços de tração;
$A_{tri}$	Área da i-ésima barra de armadura submetida a esforços de tração;
$A_{ts}$	Área da seção de aço submetida a esforços de tração;
$A_w$	Área efetiva da alma do perfil;
$C$	Esforço resultante de compressão;
$C_c$	Componente do esforço resultante de compressão do concreto;
$C_r$	Componente do esforço resultante de compressão das barras de armadura;
$C_s$	Componente do esforço resultante de compressão da seção de aço;
$E$	Módulo de elasticidade longitudinal do aço;
$E_c$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto;
$F_u$	Tensão limite de ruptura do aço;
$F_y$	Tensão limite de escoamento do aço;
$I_{xs}$	Momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo principal $x_c$ ;
$I_{xc}$	Momento de inércia do concreto em relação ao eixo principal $x_c$ ;
$I_{xr}$	Momento de inércia das barras de armadura em relação eixo principal $x_c$ ;
$I_{xl}$	Momento de inércia da laje de concreto em relação ao eixo principal $x_c$ ;
$I_x$	Momento de inércia total da seção transversal em relação eixo principal $x_c$ ;
$I_e$	Momento de inércia efetivo da seção mista;
$I_r$	Momento de inércia da seção mista transformada com $n=E/E_r$ , $E_r=E_c/2,5$ ;
$I_s$	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;
$I_t$	Momento de inércia da seção mista transformada com $n=E/E_c$ ;
$L$	Comprimento do vão da viga;
$M_{pl}$	Momento de plastificação da seção;
$M_r$	Resistência de projeto à flexão;
$R$	Raio externo de curvatura;
$T$	Esforço resultante de tração;
$T_r$	Componente do esforço resultante de tração das barras inferiores da armadura;
$T_s$	Componente do esforço resultante de tração da seção de aço;
$V_r$	Esforço cortante resistente;
$W_c$	Carga permanente na fase de concretagem;
$W_d$	Peso próprio;
$W_l$	Sobrecarga de ocupação.

## Romanos Minúsculos

$a$	Distância do topo da seção até a linha neutra plástica;
$b$	Largura do perfil de aço;
$b_l$	Largura efetiva;
$f_{cd}$	Resistência de projeto da concreto;
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto aos 28 dias;
$f_{rd}$	Resistência de projeto da armadura;
$f_{sd}$	Resistência de projeto da seção de aço;
$h$	Altura do perfil;
$h_c$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação do esforço resultante de compressão;
$h'_c$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de compressão do concreto;
$h_{la}$	Braço de alavanca;
$h_r$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de tração das barras de armadura;
$h_{ri}$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de tração referente à $i$ -ésima barra de armadura;
$h'_r$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de compressão das barras de armadura;
$h'_{ri}$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de compressão referente à $i$ -ésima barra de armadura;
$h_s$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de tração da seção de aço;
$h'_s$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação da componente do esforço resultante de compressão da seção de aço;
$h_t$	Distância do topo da seção até o ponto de aplicação do esforço resultante de tração;
$i$	Índice;
$n$	Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto;
$nc$	Número de barras de armadura submetidas a esforços de compressão;
$nt$	Número de barras de armadura submetidas a esforços de tração;
$t_c$	Espessura da seção de concreto comprimida;
$t_f$	Espessura da mesa do perfil de aço;
$t_w$	Espessura da alma do perfil de aço;
$w_c$	Peso específico do concreto.

## Gregos

$\Delta_d$	Deflexão da viga, em construção não escorada, durante a fase de cura do concreto;
$\Delta_{creep}$	Deflexão da viga devido à deformação lenta do concreto;
$\Delta_{sh}$	Deflexão da viga devido à retração do concreto;
$\Delta_T$	Deflexão da viga devido à cargas impostas;
$\epsilon_y$	Deformação de escoamento do aço;
$\epsilon$	Deformação específica;
$\epsilon_c$	Deformação devido à retração do concreto com valor igual a 0,0002;

$\phi_r$	Fator de resistência da armadura;
$\phi_s$	Fator de resistência da seção de aço;
$\phi_c$	Fator de resistência do concreto;
$\tau_w$	Tensão de escoamento por cisalhamento segundo o critério de Von Mises.

AWS	- American Welding Society.
CSA	- Canadian Standards Association.
LNP	- Linha Neutra Plástica.
LVDT	- Linear Variable Differential Transformer.
NBR	- Norma Brasileira Registrada.
PUC/Rio	- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
SCCSD	- Steel-Concrete Composite Structure Design.



## INTRODUÇÃO

### 1.1 – GENERALIDADES

Na construção civil, os méritos de um determinado sistema construtivo são avaliados com base em fatores como eficácia, resistência, durabilidade e funcionalidade. É fato que nenhum material conhecido possui todos esses requisitos a níveis desejados. A solução consiste em selecionar materiais apropriados de forma a se criar um novo, resultando em um material misto. Alternativamente, diferentes materiais podem ser arranjados em uma configuração geométrica ótima, com o objetivo de somente as propriedades desejadas em cada material serem utilizadas em virtude da sua posição designada, [YAM77].

O termo “viga-mista” pode se referir a qualquer sistema estrutural em que haja uma interação entre materiais diversos tais como: concreto e madeira, concreto e aço etc.. Em nosso caso, tal termo será utilizado para os elementos estruturais constituídos de aço e concreto. É inegável que concreto e aço, trabalhando isoladamente, são os dois materiais de maior emprego na construção civil. As vigas-mistas que proporcionam o trabalho conjunto destes dois materiais, têm se constituído em uma excelente solução estrutural para diversas situações, pois estes materiais trabalhando em conjunto, aliam a vantagem da boa resistência do aço à tração com a resistência à compressão do concreto, [FILH80] e [LEMA82].

As vigas-mistas usuais consistem de perfis “I” de aço, suportando laje de concreto em sua mesa superior, fundida “in loco”, havendo ligação entre viga de aço e laje, de tal forma que elas funcionem como um conjunto para resistir à flexão em torno de um eixo perpendicular ao plano médio da alma. No caso de uso de conectores de cisalhamento para ligar a viga e a laje, a interação aço/concreto será completa se os conectores forem suficientes para que se atinja a resistência nominal da viga de aço ao escoamento ou da laje de concreto ao esmagamento, [NBR86].

Os primeiros estudos sobre vigas-mistas tiveram início na década de 20, onde a seção mista era formada por um perfil metálico mergulhado no concreto. No Canadá, na Alemanha e na Inglaterra, a aderência natural era o elemento responsável pelo trabalho em conjunto dos dois materiais. Nos Estados Unidos, entretanto, além da aderência natural, foram introduzidos conectores mecânicos como forma de conexão entre o perfil metálico e o concreto. No entanto, este tipo de viga-mista, figura 1.1, mostrou-se ineficiente a cargas móveis, [FILH80].

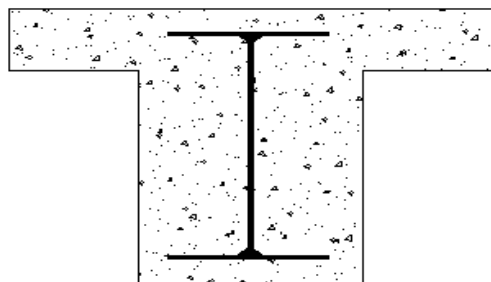


Figura 1.1 - Viga-Mista: Perfil de Aço Mergulhado no Concreto

Devido a esta ineficiência, na década de 30, várias pesquisas foram realizadas com o objetivo principal de definir um tipo de viga-mista adequada, não só para cargas estáticas mas, também, para cargas móveis. A viga-mista com o perfil de aço exposto, interagindo com a laje de concreto através de conectores, figura 1.2, mostrou-se bastante eficiente a este respeito, tornando a sua utilização geral na construção mista universal, [FILH80].

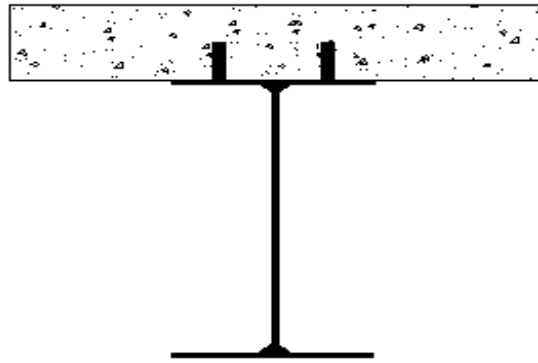


Figura 1.2 - Viga-Mista mais Usual: Perfil de Aço Exposto

As vantagens básicas resultantes da utilização desta solução mista são, [SALM96] e [VIES58]:

- redução apreciável de peso de aço;
- pequenas alturas para as vigas de aço;
- aumento da rigidez devido a contribuição do concreto;
- aumento do comprimento dos vãos com flechas dentro de valores admissíveis;
- aumento da capacidade de sobrecarga da estrutura;
- possibilidade da não utilização de escoramento (comparativamente com uma estrutura em concreto armado);
- construção rápida.

Na década de 70, iniciaram-se, na Alemanha, os primeiros estudos sobre uma nova concepção para as estruturas mistas. O objetivo era torná-la mais competitiva e procurava-se uma melhoria na resistência contra o fogo. Os principais trabalhos desenvolvidos para este novo sistema estrutural foram publicados pelos pesquisadores alemães Otto Jungbluth e Klaus Berner já na década de 80. A principal característica deste sistema estrutural é ser formado por perfis de aço laminados ou soldados, os quais são concretados entre as mesas, sendo que este concreto possui função estrutural. Foram utilizados perfis laminados e soldados, com seção transversal I e H de alma grossa. Com isto, foi obtido um elemento estrutural em que a alma do perfil e as barras de armadura ficaram envolvidas pelo concreto e, assim, protegidas da ação direta do fogo. Neste sistema estrutural, a interação entre o concreto armado e o perfil de aço é obtida através de estribos ou conectores de cisalhamento soldados à alma do perfil. Este sistema estrutural pode ser denominado de estruturas mistas de perfis de aço preenchidos com concreto armado ou estruturas de perfis de aço mistos, figura 1.3, [LEHT92].

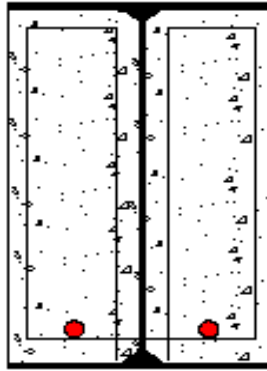


Figura 1.3 - Viga-Mista: Perfil de Aço Preenchido com Concreto Armado

Algumas vantagens de estruturas mistas de perfis de aço preenchidos com concreto armado, [LEHT92], em relação aos sistemas mistos usuais são:

- 1 - Usando-se perfis soldados ou laminados:
  - maior rigidez no sistema estrutural;
  - maior capacidade de carga devido à participação do concreto armado;
  - possibilidade de maior redução da seção dos perfis de aço;
  - utilização do perfil de aço como fôrma.
- 2 - Usando-se perfis de chapa dobrada:
  - maior facilidade de fabricação do perfil em relação a um perfil laminado ou soldado;
  - padronização da espessura da chapa;
  - redução dos custos de fabricação do perfil.

Como já foi dito anteriormente, em 1986, JUNGBLUTH, [JUNG86], e em 1988, BERNER, [BERN88], publicaram os primeiros trabalhos referentes a este novo sistema estrutural. JUNGBLUTH, avaliou a resistência de projeto de uma coluna de perfil misto, formada por um perfil I laminado, levando-se em conta o efeito de exposição deste elemento estrutural ao fogo.

LEHTOLA, [LEHT92], em 1992, desenvolveu um sistema que utiliza recursos de computação gráfica interativa, compreendendo programas para a modelagem da seção de aço, modelagem da seção de perfis mistos e a avaliação da resistência de elementos estruturais de perfis mistos. O objetivo destes programas é auxiliar no projeto de estruturas de perfis mistos formados por chapa dobrada, levando em conta ou não, o efeito da exposição do mesmo ao fogo.

Um trabalho experimental sobre estruturas de perfis mistos foi desenvolvido no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, em 1994, [MERG94]. Foram realizados ensaios de flexão em duas vigas, simplesmente apoiadas, constituídas por perfis mistos formados por chapas dobradas. O objetivo era fornecer dados experimentais para um melhor conhecimento do comportamento destas vigas e fazer-se uma comparação dos resultados obtidos experimentalmente com aqueles fornecidos pelo programa SCCSD (Steel-Concrete Composite Structure Design), desenvolvido por Lehtola, [LEHT92].

De forma a dar seqüência aos trabalhos citados anteriormente, em dezembro de 1996, teve início este trabalho de pesquisa intitulado “Estudo Teórico-Experimental de Elementos Estruturais de Perfis de Aço Mistos”.

## **1.2 - OBJETIVOS**

Como ainda foram poucos os testes realizados com estruturas de perfis de aço mistos, torna-se necessário a realização de mais ensaios experimentais. Assim, o objetivo desta dissertação é fornecer dados experimentais para um melhor conhecimento do comportamento de vigas-mistas, formadas por perfis de aço preenchidos com concreto simples e armado. Este trabalho faz parte da linha de pesquisa “Estruturas Mistas”, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas/Universidade Federal de Ouro Preto.

Pretende-se com este trabalho, verificar os possíveis modos de ruína, a resistência última, deformação, o deslocamento e os deslizamentos na interface aço-concreto. Um estudo comparativo do comportamento de vigas-mistas entre os elementos formados por perfis soldados e perfis de chapa dobrada, também pode ser realizado.

## **1.3 - ESCOPO**

O presente trabalho desenvolve um estudo experimental sobre o comportamento de estruturas de perfis de aço mistos, constituídos de perfis de chapa dobrada e perfis soldados. Foram ensaiadas quatro vigas simplesmente apoiadas no Laboratório de Estruturas Prof. Altamiro Tibiriçá Dias, do Departamento de Engenharia Civil, da Escola de Minas, da Universidade Federal de Ouro Preto. As vigas foram montadas, instrumentadas e testadas com 5.700mm de comprimento, sendo solicitadas à flexão através de cargas transversais aplicadas no plano da alma.

Com o intuito de apresentar os resultados destes estudos, esta dissertação compreende seis capítulos. No capítulo dois, são feitas as considerações de projeto para este tipo de estrutura. Apresentam-se os procedimentos teóricos para a avaliação da resistência e deflexão das estruturas de perfis de aço mistos.

No terceiro capítulo são apresentados os resultados teóricos, obtidos através dos procedimentos apresentados no capítulo anterior. Faz-se também uma comparação destes valores com os resultados obtidos nos ensaios experimentais, para cada elemento estrutural testado.

No capítulo quatro, apresentam-se as características dos materiais empregados na confecção das vigas de teste. Descreve-se a montagem das vigas e dos ensaios de flexão. Os procedimentos de instrumentação das vigas e o esquema de carregamento destas também são descritos.

Os resultados dos ensaios são mostrados no capítulo cinco, onde são apresentados os resultados de deslocamentos, deformações, deslizamentos na interação aço-concreto e distribuição de tensões na seção transversal referente aos testes de flexão das vigas ensaiadas.

No capítulo seis, apresentam-se as devidas considerações relativas aos resultados experimentais, conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

## **CONSIDERAÇÕES DE PROJETO**

### **2.1 - INTRODUÇÃO**

Neste capítulo são feitas as considerações de projeto para estruturas mistas de perfis de aço, preenchidos com concreto, apresentando a teoria proposta para a avaliação da resistência e deflexão destes elementos estruturais, trabalhando como viga.

JUNGBLUTH, [JUNG86], sistematizou os critérios para a avaliação da resistência de vigas formadas por perfis de aço mistos, que foram utilizados neste trabalho. Para a estimativa dos valores das deflexões, foram adotados procedimentos apresentados por CHIEN e RITCHIE, [CHIE84].

### **2.2 - HIPÓTESES BÁSICAS**

Na avaliação da resistência de elementos estruturais formados por perfis de aço mistos, foram adotadas as seguintes hipóteses:

- existência da completa interação entre o aço e o concreto, [VIRD71]. Esta interação pode ser garantida através da utilização de estribos, conectores de cisalhamento soldados à alma do perfil e combinação de ambos;
- as seções transversais permanecem planas após a flexão. Esta hipótese implica no fato de que o empenamento da seção transversal, qualquer que seja a causa, será ignorado, [VIRD71];
- distribuição plástica de tensões ao longo da seção transversal para os diversos materiais empregados;
- as propriedades mecânicas do aço são as mesmas em todos os pontos da seção transversal para os perfis de chapa dobrada e soldados.

Além destas hipóteses, os efeitos do encruamento do aço, para as seções constituídas por perfis de chapa dobrada, e a resistência à tração do concreto, não serão considerados, [VIRD71].

Para a estimativa de flecha de vigas formadas por perfis de aço mistos foram considerados os efeitos devidos à carga permanente, sobrecarga, deformação lenta e retração do concreto. Foram usados valores nominais das ações e o valor máximo recomendado para a deflexão, devido às cargas impostas, foi de  $l/360$  do vão, [NBR 86].

### **2.3 - RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR**

O procedimento a ser adotado para se avaliar o momento resistente destas vigas, consiste na determinação da posição da linha neutra plástica e no cálculo dos esforços resultantes de tração e compressão na seção, com seus respectivos pontos de aplicação, [JUNG86]. A resistência de cálculo ao momento fletor, de uma viga formada por perfis de aço mistos, é obtida quando a seção mais solicitada se encontra totalmente plastificada. A distribuição de tensões, para a plastificação completa da seção, é ilustrada na figura 2.1. Esta distribuição é válida tanto para os perfis soldados, quanto para os perfis de chapa dobrada.

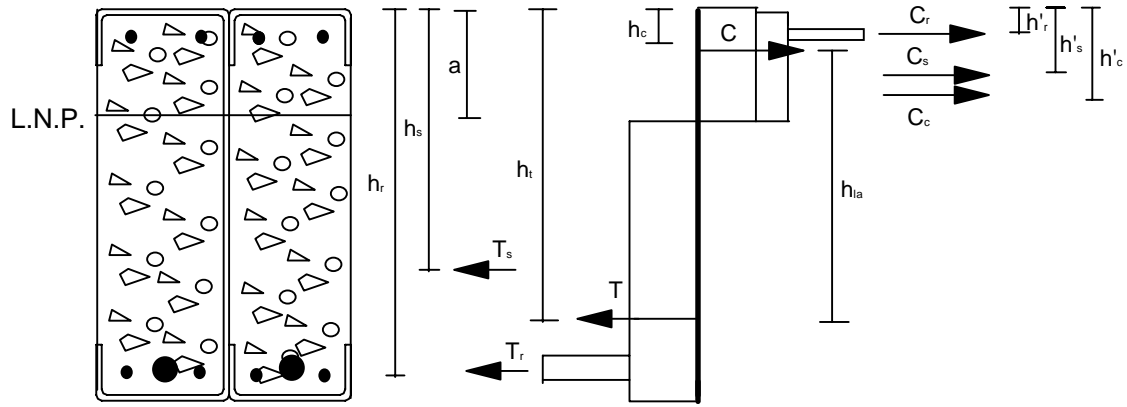


Figura 2.1 - Diagrama de Tensões

Os esforços resultantes de compressão “C” e tração “T” são calculados pelas seguintes relações:

$$[2.1] \quad C = C_s + C_c + C_r$$

$$[2.2] \quad C_s = f_{sd} A_{cs}$$

$$[2.3] \quad C_c = f_{cd} A_{cc}$$

$$[2.4] \quad C_r = f_{rd} A_{cr}$$

$$[2.5] \quad A_{cr} = \sum_{i=1}^{nc} A_{cri}$$

onde:

$f_{sd}$  = resistência de projeto do aço do perfil;

$f_{cd}$  = resistência de projeto do concreto;

$f_{rd}$  = resistência de projeto das barras de armadura;

$A_{cs}$  = área da região comprimida da seção de aço do perfil;

$A_{cc}$  = área da região comprimida do concreto;

$A_{cri}$  = área da i-ésima barra de armadura submetida a esforço de compressão.

$$[2.6] \quad T = T_s + T_r$$

$$[2.7] \quad T_s = f_{sd} A_{ts}$$

$$[2.8] \quad T_r = f_{rd} A_{tr}$$

$$[2.9] \quad A_{tr} = \sum_{i=1}^{nt} A_{tri}$$

onde:

$A_{ts}$  = área da região tracionada da seção de aço;

$A_{tri}$  = área da i-ésima barra de armadura submetida a esforço de tração.

A determinação da linha neutra plástica é feita, variando-se a posição desta, até que o equilíbrio entre os esforços resultantes de tração e compressão seja atingido, segundo a equação [2.10]:

$$[2.10] \quad C = T$$

Os pontos de aplicação destes esforços resultantes, em relação ao tópo do perfil, são determinados conforme as seguintes relações:

$$[2.11 \text{ a}] \quad h_t = \frac{h_s T_s + h_r T_r}{T}$$

$$[2.11 \text{ b}] \quad h_r = \frac{\sum_{i=1}^{nt} A_{tri} h_{ri}}{A_{tr}}$$

$$[2.12 \text{ a}] \quad h_c = \frac{h'_s C_s + h'_r C_r + h'_c C_c}{C}$$

$$[2.12 \text{ b}] \quad h'_r = \frac{\sum_{i=1}^{nc} A_{cri} \cdot h'_{ri}}{A_{cr}} ;$$

onde  $h_{ri}$  e  $h'_{ri}$ , são as distâncias do topo do perfil aos pontos de aplicação das resultantes de tração e compressão de cada barra de armadura.

Ao atingir seu momento resistente “ $M_r$ ”, assume-se que a seção mais solicitada do elemento estrutural tenha entrado completamente em regime plástico, atingindo o momento de plastificação “ $M_{pl}$ ”. Neste caso, tem-se:

$$[2.13] \quad M_r = M_{pl} = T \cdot h_{la} = C \cdot h_{la}$$

onde  $h_{la}$  é o braço de alavanca calculado por:

$$[2.14] \quad h_{la} = h_t - h_c$$

## 2.4 - RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

No dimensionamento de uma viga-mista, não se pode prescindir da avaliação da resistência ao cisalhamento vertical. A resistência de cálculo ao esforço cortante, para seções transversais compostas de perfis de chapa dobrada ou soldados, deve ser determinada somente em função da resistência da alma do perfil de aço que compõe a seção mista, em negrito na figura 2.2. A contribuição do concreto de preenchimento e das barras de armadura, deve ser desprezada, [JUNG86]. A tensão de escoamento por cisalhamento pode ser obtida segundo o critério de Von Mises. Tem-se, então, a expressão:

$$[2.15] \quad V_r = A_w \tau_w = \frac{A_w f_{sd}}{\sqrt{3}}$$

onde :

$A_w$  = área efetiva da alma;

$\tau_w$  = tensão de escoamento por cisalhamento.

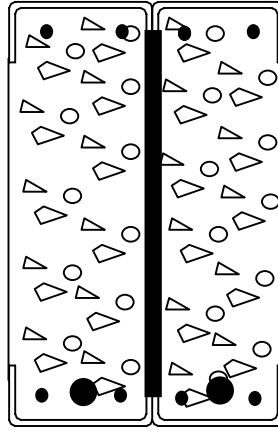


Figura 2.2 - Área Efetiva da Alma

## 2.5 - DEFLEXÃO

O cálculo das flechas se faz com as fórmulas usuais da Resistência dos Materiais, havendo que se levar em consideração a seqüência construtiva e os efeitos reológicos do concreto. O cálculo da deflexão de uma viga formada por perfis de aço mistos é obtida através do método da seção transformada, segundo CHIEN e RITCHIE, [CHIE84]. O termo seção transformada surgiu da necessidade de se definir uma seção idealizada, onde se pudessem aplicar as fórmulas da Resistência dos Materiais destinadas às seções homogêneas. Esta idealização, geralmente, é feita transformando-se a seção de concreto numa seção equivalente em aço. A posição da linha neutra elástica e o momento de inércia da seção mista são determinados usando-se a relação:

$$[2.16] \quad n = \frac{E}{E_c};$$

onde:

$E$  = módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$E_c$  = módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

O módulo de elasticidade longitudinal do concreto (tangente na origem), [CHIE84], é determinado através da seguinte expressão:

$$[2.17] \quad E_c = w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f_{ck}};$$

onde:

$w_c$  = peso específico do concreto;

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto.

### 2.5.1 - Deflexão da Viga não Escorada

Quando não se usa escoramento provisório durante o processo de concretagem das vigas, as cargas devidas ao peso próprio são resistidas pelo perfil de aço, sendo as flechas calculadas com o momento de inércia da seção metálica. Desta maneira, a deflexão da viga durante a fase de cura do concreto, [CHIE84], é determinada por:

$$[2.18] \quad \Delta = \frac{5W_c L^3}{384EI_s};$$

onde:



$W_c$  = carga permanente na fase de concretagem;

$L$  = comprimento do vão da viga;

$I_s$  = momento de inércia da seção transversal do perfil de aço.

### 2.5.2 - Deflexão Devida à Retração

A deformação devida à retração do concreto é função de vários fatores, tanto ambientais (umidade) como intrínsecos do material (tipo de cimento, quantidade de água). O fundamento da análise da retração nas seções mistas consiste em introduzir um conjunto de esforços que não alterem o equilíbrio global da seção e que restabeleça a continuidade de movimentos entre o perfil de aço e o concreto. Na análise de estruturas mistas, pode-se adotar o valor de 0,20 mm/metro = 0,0002, para a deformação devida à retração do concreto. O cálculo da deflexão da viga devida à retração do concreto “ $\Delta_{sh}$ ”, [CHIE84], é feito por:

$$[2.19] \quad \Delta_{sh} = \epsilon_c \frac{t_c b_1 L^2 e}{8nI_t} ;$$

onde:

$e$  = distância do centro de gravidade da seção de concreto comprimida à linha neutra elástica;

$\epsilon_c$  = deformação devida à retração do concreto;

$t_c$  = espessura da seção de concreto comprimida;

$b_1$  = largura efetiva;

$I_t$  = momento de inércia da seção mista transformada, usando-se a relação entre

o módulo de elasticidade do aço e do concreto, igual a  $n = \frac{E}{E_c}$ .

### 2.5.3 - Deflexão Devida à Deformação Lenta

A deformação lenta do concreto também depende de vários fatores, como temperatura, umidade, idade do concreto, duração da carga. Seu efeito equivale a uma redução no módulo de elasticidade do concreto. Para levar-se em conta seu efeito, basta, portanto, fazer o cálculo das características geométricas da seção modificando o valor de “ $n$ ”, como descrito abaixo. O cálculo da deflexão da viga devida à deformação lenta do concreto “ $\Delta_{creep}$ ” [CHIE84], é dado por:

$$[2.20] \quad \Delta_{creep} = \frac{5W_s L^3}{384E} \left( \frac{1}{I_r} - \frac{1}{I_t} \right)$$

onde:

$W_s$  = somatório das cargas de longa duração;

$I_r$  = momento de inércia da seção mista transformada, com  $n = \frac{E}{E_r}$ , onde

$E_r = E_c / 2,5$ .

### 2.5.4 - Deflexão Devida às Cargas Impostas

As sobrecargas são solicitações cuja ação é variável com o tempo, embora lhe seja atribuído um valor equivalente atuando permanentemente, o qual pode ser encontrado nas especificações técnicas. As sobrecargas e outras cargas, como peso

próprio de paredes, divisórias, etc. são aplicadas após o endurecimento do concreto atuando, portanto, sobre o perfil misto. Assim sendo, o cálculo desta deflexão é realizado utilizando-se o momento de inércia efetivo da seção mista, que já leva em conta o efeito da interação do perfil de aço com o concreto. Para o cálculo destas deflexões, deve-se incluir as sobrecargas e ainda os efeitos reológicos do concreto (retração e deformação lenta), [CHIE84]. Tem-se, então:

$$[2.21] \quad \Delta_T = \frac{5.(W_l + W_p)L^3}{384EI_e} + \Delta_{sh} + \Delta_{creep};$$

onde:

$W_l$  = sobrecarga de ocupação;

$W_p$  = sobrecarga de divisórias;

$I_e$  = momento de inércia efetivo da seção mista, dado por:

$$[2.22] \quad I_e = I_s + 0,85 (p)^{0,25} (I_t - I_s);$$

onde  $p$  é o grau de interação entre o concreto e o perfil de aço, com valor igual a um, considerando interação total entre os dois elementos.

## **RESULTADOS TEÓRICOS**

### **3.1 - INTRODUÇÃO**

Neste capítulo apresentam-se os resultados teóricos para a avaliação das resistências de projeto e estimativa das flechas das vigas-mistas ensaiadas. Estes resultados foram determinados utilizando-se os procedimentos teóricos apresentados no capítulo 02.

São apresentados, também, os valores obtidos para a resistência das vigas ensaiadas através do programa “RESIST.MCD”, cujo procedimento de cálculo está baseado nos critérios sistematizados por JUNGBLUTH, [JUNG86]. Este programa de cálculo computacional, desenvolvido no software matemático Mathcad, avalia a resistência de vigas formadas por perfis de aço mistos, conforme cálculos apresentados a seguir. Pode ser utilizado para perfis de chapa dobrada ou perfis soldados, podendo ainda ser incorporada à seção mista uma laje de concreto interagindo com a viga. O programa proporciona ao usuário a definição do elemento estrutural analisado, permitindo alterações nas suas características físicas e geométricas, [OLIV97].

Faz-se também uma comparação dos valores teóricos das deflexões com os resultados obtidos nos ensaios experimentais para cada elemento estrutural testado.

Neste trabalho, denominam-se vigas especificadas àquelas em que os valores das dimensões da seção transversal e das características físicas dos materiais empregados são valores nominais especificados no dimensionamento.

As dimensões das seções transversais, dos elementos estruturais, utilizadas neste trabalho, foram definidas de modo a possibilitar uma comparação de resultados com trabalhos anteriores, [MERG94].

Os diâmetros adotados nas barras de armadura da seção transversal foram de 4,0 mm e 12,7 mm, para a determinação dos valores das resistências de projeto e das estimativas das flechas em todas as vigas apresentadas.

Para a estimativa das flechas, adotam-se os mesmos valores para a sobrecarga e o vão da estrutura, utilizados nos ensaios, de forma a possibilitar uma comparação de resultados.

### **3.2 – RESISTÊNCIA DE PROJETO**

#### **3.2.1 – Vigas formadas por perfis soldados**

Foram calculados valores para a resistência de projeto à flexão destas vigas, porém, estes valores jamais seriam atingidos, pois antes ocorreriam fenômenos de instabilidade como pode ser constatado durante os ensaios experimentais.

##### **a – Viga soldada especificada**

Para o cálculo da resistência de projeto da viga soldada especificada utilizou-se a seção transversal, com as dimensões em mm, apresentada na figura 3.1. Para a resistência média dos materiais empregados, concreto, aço dos perfis e das barras de armadura foram adotados, respectivamente os seguintes valores: 15,00 MPa, 250,00 MPa e 500,00 MPa.

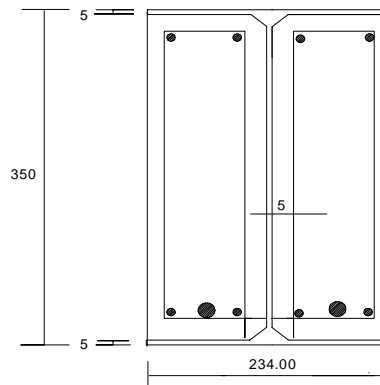


Figura 3.1 – Seção Transversal da Viga Soldada Especificada

#### 1 – Cálculo da posição da linha neutra e esforços resultantes

A determinação da linha neutra plástica é feita de forma iterativa. Para isto, varia-se sua posição até que os esforços resultantes de tração e compressão sejam equivalentes. Usando-se as equações [2.1] a [2.10], obtém-se:

$$\begin{aligned} a &= 117,81 \text{ mm} , \\ C_s &= 395,78 \text{ kN} , \\ C_c &= 242,69 \text{ kN} , \\ T_s &= 524,46 \text{ kN} , \\ T_r &= 114,01 \text{ kN} , \end{aligned}$$

onde:

$a$  = distância do topo da seção até a linha neutra plástica;

$C_s$  = componente do esforço resultante de compressão da seção de aço;

$C_c$  = componente do esforço resultante de compressão da seção de concreto;

$T_s$  = componente do esforço resultante de tração da seção de aço;

$T_r$  = componente do esforço resultante de tração das seções das barras de armadura.

#### 2 – Cálculo do braço de alavanca

A distância entre os pontos de aplicação dos esforços resultantes de tração e compressão é determinada através da equação [2.14]. Foi obtido o seguinte valor para o braço de alavanca:

$$h_{la} = 283,62 \text{ mm}$$

#### 3 – Cálculo do momento resistente

A resistência de projeto à flexão é dada pela equação [2.13]:

$$M_r = M_{pl} = 638,47 \cdot 283,62 = 180,68 \text{ kNm}$$

#### 4 – Cálculo do cortante resistente

O esforço cortante resistente é calculado pela equação [2.15]:

$$V_r = \frac{250 \times 0,9 \times 1700}{\sqrt{3}} = 220,84 \text{ kN}$$

Com a utilização do programa RESIST.MCD, os resultados obtidos para as resistências de projeto são:

$$M_r = 163,84 \text{ kNm}$$

$$V_r = 220,84 \text{ kN}$$

#### **b – Viga VS1**

A seção transversal utilizada para o cálculo da resistência de projeto da viga VS1 é apresentada na figura 3.2. Os valores das resistências média dos materiais empregados, concreto, aço dos perfis e das barras de armadura, obtidos nos ensaios de caracterização de materiais, foram respectivamente: 14,80 MPa, 324,90 MPa e 500,16 MPa.

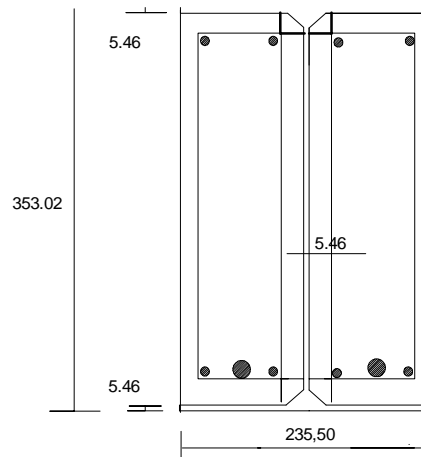


Figura 3.2 – Seção Transversal da Viga VS1 (dimensões em mm)

Os esforços resistentes para a viga VS1, determinados usando-se os procedimentos de cálculo anteriormente adotados para a viga soldada especificada, apresentaram os seguintes valores:

$$M_r = 235,72 \text{ kNm}$$

$$V_r = 315,34 \text{ kN}$$

Usando-se o programa RESIST.MCD, os valores obtidos são:

$$M_r = 220,22 \text{ kNm}$$

$$V_r = 315,34 \text{ kN}$$

#### **c – Viga VS2**

Para o cálculo da resistência de projeto da viga VS2 utilizou-se a seção transversal, com as dimensões em mm, apresentada na figura 3.3. A resistência média dos materiais empregados, concreto, aço dos perfis e das barras de armadura apresentaram os seguintes valores, respectivamente: 17,45 MPa, 323,68 MPa e 500,16 MPa obtidos nos ensaios de caracterização.

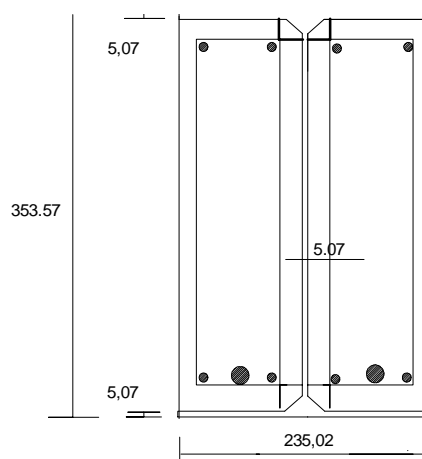


Figura 3.3 – Seção Transversal da Viga VS2 (dimensões em mm)

Os esforços resistentes para a viga VS2 calculados manualmente, apresentaram os seguintes valores:

$$M_r = 232,61 \text{ kNm}$$

$$V_r = 292,85 \text{ kN}$$

Com a utilização do programa RESIST.MCD, os resultados obtidos para as resistências de projeto são:

$$M_r = 209,56 \text{ kNm}$$

$$V_r = 292,85 \text{ kN}$$

### 3.2.2 – Vigas formadas por perfis de chapa dobrada

#### a – Vigas especificadas

##### a.1) Viga VD1 especificada

Para o cálculo da resistência de projeto da viga VD1 especificada, utilizou-se a seção transversal apresentada na figura 3.4, formada pelo perfil de aço preenchido com concreto simples. Foram adotados os valores de 15,00 MPa para a resistência média do concreto e 250,00 MPa para o aço dos perfis.

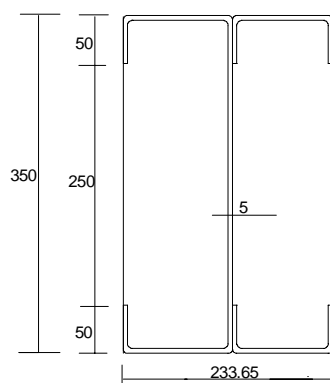


Figura 3.4 – Seção Transversal da Viga VD1 Especificada (dimensões em mm)

Os valores calculados, manualmente, para o momento resistente e para o esforço cortante resistente, com o uso dos procedimentos teóricos, foram:

$$M_r = 192,21 \text{ kNm}$$

$$V_r = 220,84 \text{ kN}$$

Utilizando-se o programa RESIST.MCD foram obtidos os seguintes valores:

$$M_r = 190,83 \text{ kNm}$$

$$V_r = 220,84 \text{ kN}$$

### a.2) Viga VD2 especificada

A viga VD2 especificada tem seção transversal semelhante à viga VD1. A diferença é que a região entre as mesas, desta viga, é preenchida com concreto armado. A seção transversal, com as dimensões em mm, utilizada para o cálculo da resistência de projeto é ilustrada na figura 3.5. Para a resistência média dos materiais empregados, concreto, aço dos perfis e das barras de armadura foram adotados, respectivamente, os seguintes valores: 15,00 MPa, 250,00 MPa e 500,00 MPa.

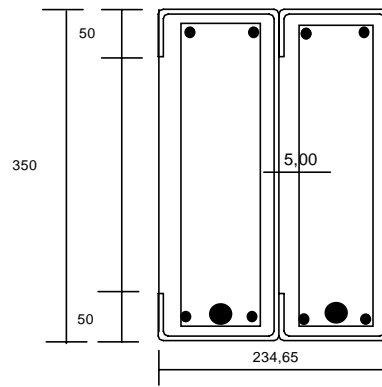


Figura 3.5 – Seção Transversal da Viga VD2 Especificada

Os esforços resistentes para a viga VD2 especificada determinados, manualmente, através dos procedimentos teóricos, foram:

$$M_r = 231,48 \text{ kNm}$$

$$V_r = 220,84 \text{ kN}$$

Com a utilização do programa RESIST.MCD, os valores obtidos são:

$$M_r = 214,31 \text{ kNm}$$

$$V_r = 220,84 \text{ kN}$$

### b – Viga VD1

Para o cálculo da resistência de projeto da viga VD1 utilizou-se a seção transversal apresentada na figura 3.6, com a região entre as mesas preenchida com concreto simples. A resistência média dos materiais empregados, obtidos através de ensaios de caracterização de materiais, apresentaram os seguintes valores: 13,16 MPa para o concreto e 325,26 MPa para o aço dos perfis.

Os valores calculados manualmente, para o momento resistente e para o esforço cortante resistente, com o uso dos procedimentos já apresentados foram:

$$M_r = 260,00 \text{ kNm}$$

$$V_r = 294,26 \text{ kN}$$

Utilizando-se o programa RESIST.MCD, obtém-se:

$$M_r = 253,02 \text{ kNm}$$

$$V_r = 294,26 \text{ kN}$$

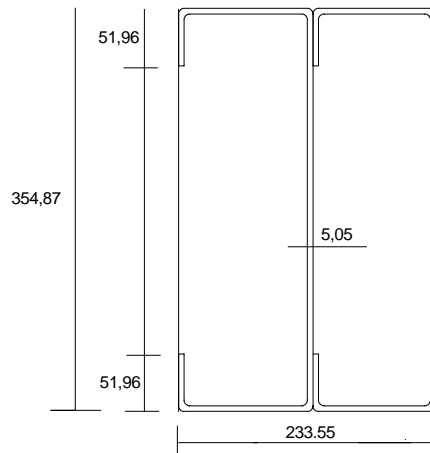


Figura 3.6 – Seção Transversal da Viga VD1 (dimensões em mm)

### c – Viga VD2

Para o cálculo da resistência de projeto da viga VD2 utilizou-se a seção transversal apresentada na figura 3.7, com a região entre as mesas preenchida com concreto armado. A resistência média dos materiais empregados, concreto, aço dos perfis e das barras de armadura, apresentaram os seguintes valores, respectivamente: 18,06 MPa, 326,56 MPa e 500,16 MPa.

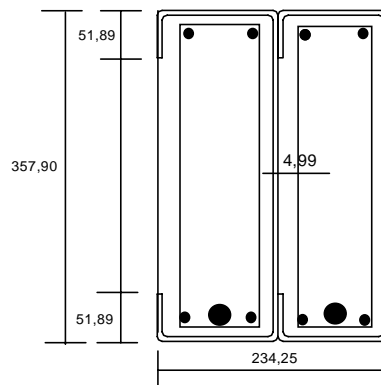


Figura 3.7 – Seção Transversal da Viga VD2 (dimensões em mm)

Os esforços resistentes para a viga VD2, com o uso dos procedimentos apresentados anteriormente, tornam-se iguais a :

$$M_r = 307,60 \text{ kNm}$$

$$V_r = 294,59 \text{ kN}$$

Usando-se o programa RESIST.MCD, obtém-se:

$$M_r = 281,81 \text{ kNm}$$

$$V_r = 294,59 \text{ kN}$$



### 3.2.3 – Resumo dos Resultados de Resistência

A tabela 3.1 fornece os valores dos esforços resistentes, de projeto, para todas as vigas especificadas e ensaiadas, calculados através dos procedimentos do capítulo 2, manualmente e através do programa RESIST.MCD, [OLIV97].

Tabela 3.1 – Esforços Resistentes das Vigas

VIGA	Procedimento Manual		RESIST.MCD	
	Mr (kNm)	Vr (kN)	Mr (kNm)	Vr (kN)
<b>VS especificada</b>	180,68	220,84	163,84	220,84
<b>VS1</b>	235,72	315,34	220,22	315,34
<b>VS2</b>	232,61	292,85	209,56	292,85
<b>VD1 especificada</b>	192,21	220,84	190,83	220,84
<b>VD2 especificada</b>	231,48	220,84	214,31	220,84
<b>VD1</b>	260,00	294,26	253,02	294,26
<b>VD2</b>	307,60	294,59	281,81	294,59

As diferenças, em %, entre os valores calculados para o momento resistente, usando-se o procedimento manual e com o programa “RESIST.MCD”, estão apresentadas na tabela 3.2. Esta diferença deve-se ao fato de que, no cálculo manual as áreas das seções do perfil de aço e do concreto de preenchimento foram determinadas de modo bastante aproximado. Também não foi levado em consideração a contribuição das armaduras de diâmetro 4,0 mm.

Tabela 3.2 – Comparação de Valores para o Momento Resistente

VIGA	Momento Resistente		DIFERENÇA
	MANUAL	RESIST.MCD	
<b>VS especificada</b>	180,68	163,84	10,28%
<b>VS1</b>	235,72	220,22	7,04%
<b>VS2</b>	232,61	209,56	11,0%
<b>VD1 especificada</b>	192,21	190,83	0,72%
<b>VD2 especificada</b>	231,48	214,31	8,01%
<b>VD1</b>	260,00	253,02	2,76%
<b>VD2</b>	307,60	281,81	9,10%

A tabela 3.3 apresenta uma comparação de valores para o momento resistente, calculados com o programa RESIST.MCD, para as vigas especificadas e ensaiadas. Para as vigas especificadas foram utilizados valores nominais para as dimensões da seção transversal e propriedades do material. Para as vigas ensaiadas, as dimensões usadas foram as medidas na peça e as propriedades dos materiais utilizadas foram as determinadas nos ensaios.

Tabela 3.3 – Comparação de Valores de Mr para as Vigas Especificadas e Ensaadas

VIGA	Mr (kNm)	DIFERENÇA
<b>VS especificada</b>	163,84	34,4%
<b>VS1</b>	220,22	
<b>VS especificada</b>	163,84	27,9%
<b>VS2</b>	209,56	

<b>VD1 especificada</b>	190,83	32,6%
<b>VD1</b>	253,02	
<b>VD2 especificada</b>	214,31	31,5%
<b>VD2</b>	281,81	

### 3.3 – ESTIMATIVA DA FLECHA

Para a estimativa da flecha, das vigas ensaiadas, foram adotados procedimentos apresentados por CHIEN e RITCHIE, [CHIE84], já comentados no capítulo 2. Foram considerados os efeitos devidos à carga permanente, retração, deformação lenta do concreto e sobrecarga.

Para o cálculo das deflexões devidas à deformação lenta e à sobrecarga, foi feita uma correção nas expressões [2.20] e [2.21], utilizadas para cargas uniformemente distribuídas. Os testes experimentais foram realizados aplicando-se duas cargas concentradas. As expressões acima foram corrigidas multiplicando-se estas pelo fator  $0,25xL$ , obtido fazendo-se a equivalência entre as expressões das flechas para os dois tipos de carregamentos.

#### 3.3.1 – Vigas formadas por perfis soldados

##### a – Viga VS1

Para o cálculo das deflexões da viga VS1, foram considerados o peso próprio e a sobrecarga atuante, com os seguintes valores nominais:

- peso próprio..... $W_d = 12,44$  kN,
- sobrecarga..... $W_l = 182,42$  kN.

A seção transversal da viga VS1 e as características físicas dos materiais empregados são as mesmas referentes à figura 3.2.

##### 1 – Propriedades da seção da viga mista

O módulo de elasticidade longitudinal do concreto foi determinado através da equação [2.17]. Tem-se então:

$$E_c = 2.300^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{14,80} = 18.247,00 \text{ MPa}$$

##### a – Momento de inércia da seção mista transformada, $I_t$

Para sua determinação utilizou-se o método da seção equivalente em aço. Considera-se a fração comprimida da área da seção transversal de concreto como uma área equivalente em aço, transformada pela razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais,  $n = 205.000/18.247,00 = 11,23$ . Determinou-se então, o seguinte valor:

$$I_t = 128 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

##### b – Momento de inércia da seção mista transformada (reduzido), $I_r$

Para levar-se em conta os efeitos da deformação lenta do concreto, o momento de inércia da seção mista é reduzido através da relação  $E_r = E_c/2,5$ , obtendo-se:

$$I_r = 116 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

##### c – Momento de inércia efetivo da seção mista, $I_e$

O momento de inércia efetivo da seção mista é determinado através da equação [2.22]:

$$I_e = [ 96 + 0,85 \times (1)^{0,25} (128 - 96) ] = 123,2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

#### 2 – Deflexão da viga não escorada

O cálculo da deflexão da viga, em construção não escorada, é determinada pela equação [ 2.18 ]:

$$\Delta_d = \frac{5 \times 12,44 \times 5,3^3 \times 10^3}{384 \times 205 \times 96} = 1,23 \text{ mm}$$

#### 3 – Deflexão devida à retração

Utilizando-se a equação [ 2.19 ], obtém-se:

$$\Delta_{sh} = \frac{71,75 \times 0,0002 \times 143,5 \times 235,50 \times 5,3^2}{8 \times 11,23 \times 128} = 1,18 \text{ mm}$$

#### 4 – Deflexão devida à deformação lenta

A carga considerada para o cálculo desta deflexão é de 25% do valor da sobrecarga. Com a equação [2.20], obtém-se:

$$\Delta_{creep} = \frac{5 \times 0,25 \times 45,61 \times 5,3^4}{384 \times 205} \left( \frac{1}{116} - \frac{1}{128} \right) \times 10^3 = 0,46 \text{ mm}$$

#### 5 – Deflexão devida às cargas impostas

Para o cálculo das deflexões devida às cargas impostas, deve-se calcular a flecha devida à sobrecarga, e ainda incluir os efeitos de longa duração (retração e deformação lenta do concreto). Com a equação [2.21], obtém-se:

$$\Delta_T = \frac{5 \times 0,25 \times 182,42 \times 5,3^4 \times 10^3}{384 \times 205 \times 123,2} + 1,18 + 0,46 = 20,19 \text{ mm}$$

### **b – Viga VS1 com inércia corrigida**

A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço, com valor igual a 194,86 kN, foi de 42,36 mm. Com estes dados é possível fazer-se uma correção na inércia da seção mista, obtendo-se um valor corrigido igual a  $0,57 \times 10^8 \text{ mm}^4$ . Para este momento de inércia corrigido, as deflexões devido à retração e às cargas impostas assumem os seguintes valores:

$$\Delta_{sh} = 2,66 \text{ mm}$$

$$\Delta_T = 39,40 \text{ mm}$$

### **c – Viga VS2**

Foram considerados, com valores nominais, os seguintes tipos de carregamentos:

- peso próprio..... $W_d = 12,36 \text{ kN}$ ,
- sobrecarga..... $W_l = 173,07 \text{ kN}$ .

A seção transversal da viga VS2 e as características dos materiais empregados são as mesmas já estabelecidas à figura 3.3. Os valores calculados para as propriedades da seção mista e das deflexões da viga VS2, usando-se os procedimentos de cálculo anteriormente adotados para a viga VS1, foram:

1 – Propriedades da seção transversal da viga mista

a – Momento de inércia da seção mista transformada,  $I_t$

$$I_t = 124 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

b - Momento de inércia da seção mista transformada (reduzido),  $I_r$

$$I_r = 110 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

c – Momento de inércia efetivo da seção mista,  $I_e$

$$I_e = 118,8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

2 – Deflexão da viga não escorada

$$\Delta_d = 1,31 \text{ mm}$$

3 – Deflexão devida à retração

$$\Delta_{sh} = 1,26 \text{ mm}$$

4 – Deflexão devida à deformação lenta

$$\Delta_{creep} = 0,56 \text{ mm}$$

5 – Deflexão devida às cargas impostas

$$\Delta_T = 20,07 \text{ mm}$$

**d – Viga VS2 com inércia corrigida**

Fazendo-se a correção na inércia da seção mista obteve-se um valor igual a  $0,61 \times 10^8 \text{ mm}^4$ . Esta inércia foi determinada para uma flecha de 37,30 mm, obtida no ensaio experimental, correspondente a carga de serviço igual a 185,43 kN. Para este valor corrigido do momento de inércia, as deflexões devido à retração e às cargas impostas assumem os seguintes valores:

$$\Delta_{sh} = 2,56 \text{ mm}$$

$$\Delta_T = 36,48 \text{ mm}$$

**3.3.2 – Vigas formadas por perfis de chapa dobrada**

**a – Viga VD1**

As cargas consideradas no cálculo das deflexões desta viga, com valores nominais, apresentaram os seguintes valores:

- peso próprio..... $W_d = 12,57 \text{ kN}$ ,

- sobrecarga..... $W_l = 211,31 \text{ kN}$ .

A seção transversal e as características dos materiais empregados na composição desta viga já foram estabelecidas para a figura 3.6. O valor calculado para as propriedades da seção e deflexões foram:

1 – Propriedades da seção transversal da viga mista

a – Momento de inércia da seção mista transformada,  $I_t$   
 $I_t = 136 \times 10^6 \text{ mm}^4$

b - Momento de inércia da seção mista transformada (reduzido),  $I_r$   
 $I_r = 125 \times 10^6 \text{ mm}^4$

c – Momento de inércia efetivo da seção mista,  $I_e$   
 $I_e = 133 \times 10^6 \text{ mm}^4$

2 – Deflexão da viga não escorada

$\Delta_d = 1,02 \text{ mm}$

3 – Deflexão devida à retração

$\Delta_{sh} = 1,06 \text{ mm}$

4 – Deflexão devida à deformação lenta

$\Delta_{creep} = 0,43 \text{ mm}$

5 – Deflexão devida às cargas impostas

$\Delta_T = 21,40 \text{ mm}$

**b – Viga VD1 com inércia corrigida**

A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço, com valor igual a 223,88 kN, foi de 29,9 mm. Com estes dados é possível fazer-se uma correção na rigidez da seção mista, obtendo-se um valor corrigido igual a  $0,92 \times 10^8 \text{ mm}^4$ . Para este momento de inércia corrigido, as deflexões devido à retração e às cargas impostas assumem os seguintes valores:

$\Delta_{sh} = 1,56 \text{ mm}$

$\Delta_T = 29,57 \text{ mm}$

**c – Viga VD2**

Foram considerados, com valores nominais, os seguintes tipos de carregamentos:

- peso próprio..... $W_d = 12,63 \text{ kN}$ ,
- sobrecarga..... $W_l = 236,73 \text{ kN}$ .

A seção transversal da viga VD2 e as características físicas dos materiais empregados são as mesmas referentes a figura 3.7.

1 – Propriedades da seção transversal da viga mista

a – Momento de inércia da seção mista transformada,  $I_t$   
 $I_t = 156 \times 10^6 \text{ mm}^4$

b - Momento de inércia da seção mista transformada (reduzido),  $I_r$   
 $I_r = 141 \times 10^6 \text{ mm}^4$

c - Momento de inércia efetivo da seção mista,  $I_e$   
 $I_e = 150,75 \times 10^6 \text{ mm}^4$

2 – Deflexão da viga não escorada

$$\Delta_d = 0,99 \text{ mm}$$

3 – Deflexão devida à retração

$$\Delta_{sh} = 1,13 \text{ mm}$$

4 – Deflexão devida à deformação lenta

$$\Delta_{creep} = 0,51 \text{ mm}$$

5 – Deflexão devida às cargas impostas

$$\Delta_T = 21,32 \text{ mm}$$

**d – Viga VD2 com inércia corrigida**

Fazendo-se a correção na rigidez da seção mista obteve-se um valor igual a  $1,07 \times 10^8 \text{ mm}^4$ . Esta rigidez foi determinada para uma flecha de 28,57 mm, obtida no ensaio experimental, correspondente a carga de serviço igual a 249,36 kN. Para este valor corrigido do momento de inércia, as deflexões devido à retração e às cargas impostas assumem os seguintes valores:

$$\Delta_{sh} = 1,65 \text{ mm}$$

$$\Delta_T = 29,37 \text{ mm}$$

**3.3.3 – Resumo dos Resultados de Flecha**

Os resultados teóricos e experimentais para as deflexões, em mm, das vigas ensaiadas, estão apresentados nas tabelas 3.4 e 3.5. Para as flechas obtidas nos ensaios das vigas, com vão de 5.300 mm, foram considerados os efeitos do peso-próprio e da sobrecarga com valores nominais. As deflexões determinadas nos ensaios teriam valores mais precisos se tivessem sido medidas as parcelas devidas à deformação lenta e à retração do concreto. Observando-se as tabelas verifica-se que os valores obtidos nos ensaios apresentam bons resultados se comparados com os valores das deflexões teóricas determinadas, quando se faz a correção no momento de inércia da seção transversal das vigas.

Os valores obtidos nos ensaios e os valores teóricos, determinados através da correção do momento de inércia da seção mista, encontram-se elevados quando comparados com o valor admissível  $L/360 = 14,72 \text{ mm}$ , [NBR 86]. Fazendo-se o cálculo de maneira inversa, isto é, calculando-se o vão para a flecha admissível, chega-se a conclusão que as vigas formadas por perfis de chapa dobrada seriam adequadas para vãos até 4,50 m e as vigas formadas por perfis soldados, para vãos até 4,20 mm.

Tabela 3.4 – Deflexões em mm das Vigas VS1 e VS2

VIGA VS1		
	CHIEN	I. CORRIGIDA
Peso Próprio	1,23	1,23
Retração	1,18	2,66
Deformação Lenta	0,46	0,46
Sobrecarga	18,55	36,28
Deflexão devido às cargas impostas	20,19	39,40
Deflexão obtida no ensaio	42,36	
VIGA VS2		
	CHIEN	I. CORRIGIDA
Peso Próprio	1,31	1,31
Retração	1,26	2,56
Deformação Lenta	0,56	0,56
Sobrecarga	18,25	33,36
Deflexão devido às cargas impostas	20.07	36,48
Deflexão obtida no ensaio	37,30	

Tabela 3.5 – Deflexões em mm das Vigas VD1 e VD2

VIGA VD1		
	CHIEN	I. CORRIGIDA
Peso Próprio	1,02	1,02
Retração	1,06	1,56
Deformação Lenta	0,43	0,43
Sobrecarga	19,91	27,58
Deflexão devido às cargas impostas	21,40	29,57
Deflexão obtida no ensaio	29,90	
VIGA VD2		
	CHIEN	I. CORRIGIDA
Peso Próprio	0,99	0,99
Retração	1,13	1,65
Deformação Lenta	0,51	0,51
Sobrecarga	19,68	27,21
Deflexão devido às cargas impostas	21,32	29,37
Deflexão obtida no ensaio	28,57	

## ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Foram realizados neste trabalho, testes de flexão em estruturas mistas de perfis de aço, preenchidas com concreto simples e armado, com espessuras padronizadas de 5,00 mm. Foram ensaiadas quatro vigas simplesmente apoiadas, com comprimento total de 5.700 mm cada. Das quatro vigas ensaiadas, duas foram constituídas por perfis soldados, apresentando seção transversal em forma de “I”, sendo denominadas de VS1 e VS2, ambas preenchidas com concreto armado. As outras duas vigas, foram constituídas de perfis de chapa dobrada, através da composição de dois perfis “U” simples com um perfil “U” enrijecido, resultando numa seção transversal em forma de “I” enrijecido. Estas vigas foram denominadas de VD1 e VD2, sendo que a viga VD1 foi preenchida com concreto simples e a VD2 preenchida com concreto armado.

Procurou-se observar e/ou analisar, através dos ensaios experimentais, realizados:

- possíveis modos de ruína;
- valor da resistência última;
- valores dos esforços solicitantes;
- distribuição de tensões, no perfil de aço, na seção central da viga;
- deslizamento do concreto em relação ao perfil de aço;
- utilização ou não de conectores para interação aço-concreto;
- deslocamentos;
- flecha máxima;
- deformações;
- estabilidade do perfil de aço misto.

### 4.2 – CONTROLE DIMENSIONAL

#### 4.2.1 – Dimensões da Seção Transversal

Na medição das dimensões das seções transversais dos perfis, foram utilizados dois paquímetros de marca MITUTOYO, com precisão de 0,05 mm e de 0,02 mm. Com estas medidas foram estabelecidas as características geométricas da seção transversal. As medidas de altura, largura das mesas, comprimento dos enrijecedores e espessuras dos perfis foram realizadas de metro em metro, ao longo do comprimento de todo o perfil. Com a média das medidas realizadas foi elaborada a tabela 4.1, com as dimensões das seções transversais.



Tabela 4.1 - Dimensões da Seção Transversal

VIGA	Dimensão medida	Numero de Medições	Valor Médio Medido (mm)	Valor Especificado (mm)
VD1	Altura	12	354,87	350,00
	Mesa	14	233,55	234,00
	Espessura	34	5,05	5,00
	Enrijecedor	28	51,96	50,00
VD2	Altura	14	357,90	350,00
	Mesa	14	234,25	234,00
	Espessura	34	4,99	5,00
	Enrijecedor	28	51,89	50,00
VS1	Altura	12	353,02	350,00
	Mesa	14	235,50	234,00
	Espessura	34	5,46	5,00
VS2	Altura	12	353,57	350,00
	Mesa	14	235,03	234,00
	Espessura	34	5,07	5,00

#### 4.2.2 - Características Geométricas da Seção Transversal

Através dos parâmetros medidos, foram calculadas as propriedades geométricas das seções transversais que são apresentadas nas tabelas a seguir.

Tabela 4.2 - Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VD1

VIGA VD1	
Propriedades da Seção Transversal	Valores Medidos
$A_s \text{ mm}^2$	5.399,00
$A_c \text{ mm}^2$	77.358,55
$A_r \text{ mm}^2$	0,00
$A_t \text{ mm}^2$	82.757,55
$I_{xs} \text{ mm}^4$	$1,16 \times 10^8$
$I_{xc} \text{ mm}^4$	$7,29 \times 10^8$
$I_x \text{ mm}^4$	$8,81 \times 10^8$

Tabela 4.3 - Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VD2

VIGA VD2	
Propriedades da Seção Transversal	Valores Medidos
$A_s \text{ mm}^2$	5.432,00
$A_c \text{ mm}^2$	76.700,61
$A_r \text{ mm}^2$	353,89
$A_t \text{ mm}^2$	82.486,50
$I_{xs} \text{ mm}^4$	$1,21 \times 10^8$
$I_{xc} \text{ mm}^4$	$7,52 \times 10^8$
$I_{xr} \text{ mm}^4$	2.553,96
$I_x \text{ mm}^4$	$8,22 \times 10^8$

Tabela 4.4 - Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VS1

<b>VIGA VS1</b>	
<i>Propriedades da Seção Transversal</i>	<i>Valores Medidos</i>
$A_s \quad mm^2$	4.439,53
$A_c \quad mm^2$	78.532,40
$A_r \quad mm^2$	353,89
$A_t \quad mm^2$	83.325,82
$I_{xs} \quad mm^4$	$0,96 \times 10^8$
$I_{xc} \quad mm^4$	$7,68 \times 10^8$
$I_{xr} \quad mm^4$	2.553,96
$I_x \quad mm^4$	$8,03 \times 10^8$

Tabela 4.5 - Características Geométricas da Seção Transversal da Viga VS2

<b>VIGA VS2</b>	
<i>Propriedades da Seção Transversal</i>	<i>Valores Medidos</i>
$A_s \quad mm^2$	4.124,39
$A_c \quad mm^2$	78.975,16
$A_r \quad mm^2$	353,89
$A_t \quad mm^2$	83.453,44
$I_{xs} \quad mm^4$	$0,89 \times 10^8$
$I_{xc} \quad mm^4$	$7,76 \times 10^8$
$I_{xr} \quad mm^4$	2.553,96
$I_x \quad mm^4$	$7,84 \times 10^8$

onde:

$A_s$  = área do perfil de aço;

$A_c$  = área do concreto de preenchimento;

$A_r$  = área das barras de armadura;

$A_t$  = área total da seção transversal;

$I_{xs}$  = momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo principal;

$I_{xc}$  = momento de inércia do concreto em relação ao eixo principal;

$I_{xr}$  = momento de inércia das barras de armadura em relação ao eixo principal;

$I_x$  = momento de inércia total da seção transversal em relação ao eixo principal.

#### 4.2.3 - Controle das Imperfeições Geométricas

Com o objetivo de se avaliar as imperfeições nas dimensões dos perfis, foram realizadas medidas em vários pontos das seções transversais ao longo do comprimento das vigas. Estas medições foram executadas utilizando-se como referência uma linha esticada ao longo do perfil para dois pontos marcados em suas extremidades. Com uma régua graduada mediu-se, então, de metro em metro, os valores destas dimensões para cada viga. Com estes valores foram traçados gráficos para uma melhor visualização das imperfeições. A figura abaixo mostra um destes gráficos traçados para o lado AB da viga VD1.

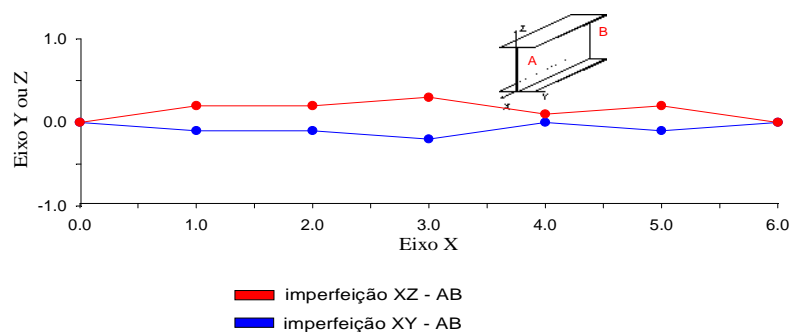


Figura 4.1 - Controle das Imperfeições XY e XZ do Lado AB da Viga VD1 (m/cm)

Observou-se também que, de uma maneira geral, todas as vigas apresentaram imperfeições de no máximo 0,3 cm na direção x, 0,5 cm. em y e 0,3 cm em z, que correspondem a 0,25.%, 0,009.% e 0,08.% das dimensões totais de cada lado, respectivamente.

Durante a montagem dos ensaios, ao serem colocadas sobre os apoios, foi constatado que não havia contato total entre a superfície da mesa inferior e o cilindro de aço constituinte do apoio. Este fato ocorreu para todas as vigas, sendo que para algumas só se apresentava em uma extremidade. Esta imperfeição é decorrente das tensões residuais, provenientes do processo de soldagem, durante a fabricação dos perfis metálicos.

#### 4.2.4 - Propriedades dos Materiais

##### 4.2.4.1 - Aço dos Perfis

As propriedades mecânicas do aço dos perfis foram obtidas através de ensaios de tração simples. Foram ensaiados três corpos de prova, retirados da alma, mesas superior e inferior para cada perfil. A figura 4.2 apresenta as dimensões dos corpos de prova, que foram obtidas segundo os critérios apresentados na NBR 6152.

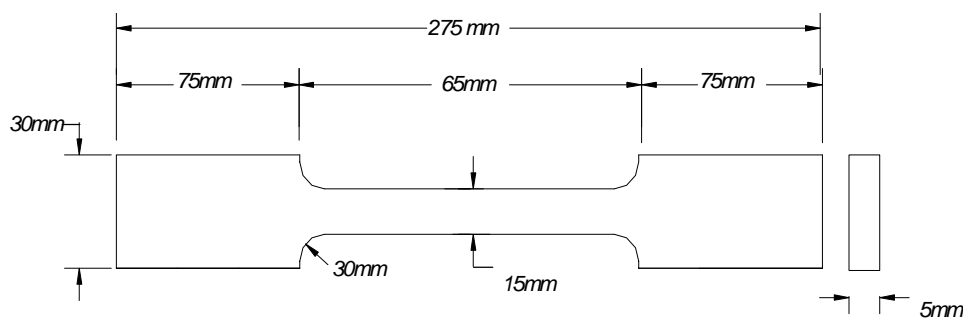


Figura 4.2 - Dimensões do Corpo de Prova

Os corpos de prova foram ensaiados em uma máquina de tração da marca KRATOS com capacidade máxima de 500,00 kN. Os resultados obtidos com os ensaios estão apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Propriedades Físicas do Aço do Perfil

<i>Corpo de Prova</i>		$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)
Viga VD1	1	324,94	408,50
	2	323,85	411,04
	3	327,00	414,51
Valor Médio		325,26	411,35
Viga VD2	1	331,49	417,43
	2	328,67	410,84
	3	319,53	416,92
Valor Médio		326,56	415,06
Viga VS1	1	325,36	410,66
	2	327,42	413,25
	3	321,92	414,36
Valor Médio		324,90	412,76
Viga VS2	1	316,50	410,17
	2	330,86	420,16
	3	-----	-----
Valor Médio		325,30	413,35
Desvio Padrão		0,81	0,58

Os valores das tensões de escoamento e última dos perfis de aço, utilizados nos cálculos, foram os valores médios, calculados para cada viga, apresentados na tabela acima.

#### 4.2.4.2 - Aço das Barras de Armadura

Através de ensaio de tração, foram obtidas as propriedades mecânicas do aço das armaduras, cujo diâmetro nominal é igual a 12,7 mm, do tipo CA-50. Foram ensaiados seis corpos de prova, com 300,00 mm de comprimento, de acordo com a NBR 6152.

Os ensaios foram realizados em uma máquina de tração da marca AMSLER com capacidade máxima de 3.000 kN. A tabela 4.7 fornece os valores encontrados nos ensaios. Os valores das tensões de escoamento e última das barras de armadura, utilizados nos cálculos, foram os valores médios apresentados na tabela abaixo.

Tabela 4.7 - Propriedades Físicas do Aço das Armaduras

	Corpo de prova	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)
Barras CA - 50 A Diâmetro - 12,7 mm	1	488	600
	2	496	589
	3	492	597
	4	517	620
	5	508	603
	6	500	612
	Valor Médio	500,16	603,50
	Desvio Padrão	1,07	1,00

#### 4.2.4.3 - Concreto

O concreto utilizado nos ensaios foi dosado para um  $f_{ck}$  de 15,00 MPa. Cada viga requereu um volume de concreto de 0,42 a 0,43 m<sup>3</sup>, tendo sido utilizado um agregado com diâmetro máximo de 19 mm.

Foi avaliada a resistência média à compressão do concreto, através de ensaios de compressão realizados em corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Estes foram ensaiados em uma prensa hidráulica da marca KRATOS, com capacidade máxima de 20.000 kN. Os corpos de prova foram moldados de acordo com a NBR 5738, simultaneamente com a concretagem das vigas. Para a viga VD1 utilizou-se o cimento CPIII - 32 - Cauê, as demais foram concretadas com o cimento CP IV - ARI (alta resistência inicial).

A tabela 4.8 a seguir apresenta a resistência média à compressão do concreto obtida para cada viga testada. A resistência dos corpos de prova foi obtida através de ensaios que foram realizados no mesmo dia da execução dos testes experimentais para cada viga. O valor utilizado nos cálculos foi a resistência média do grupo de corpos de prova, retirados de cada viga, apresentados na tabela.

Tabela 4.8 - Resistência Média do Concreto das Vigas

Vigas	Número de Corpos de Prova	Resistência Média
VD1	8	13,16 MPa
VS1	8	14,80 MPa
VD2	5	18,06MPa
VS2	8	17,45MPa

#### 4.3 - Vigas de Teste

Os perfis metálicos usados foram perfis soldados com seção transversal “T”, e perfis de chapa dobrada com seção transversal “I” enrijecido. Foram utilizados para a confecção dos perfis “I” de chapa dobrada, um perfil “U” enrijecido e dois perfis “U” simples. A fabricação destes perfis foi feita pela Módulo S.A. - Estruturas Metálicas, consistindo no dobramento de chapas com espessura nominal de 5,00 mm e comprimentos de 3000 mm, utilizando aço para uso estrutural ASTM A-36.

As seções transversais dos perfis utilizados, soldados e de chapa dobrada, são apresentadas na figura 4.3.

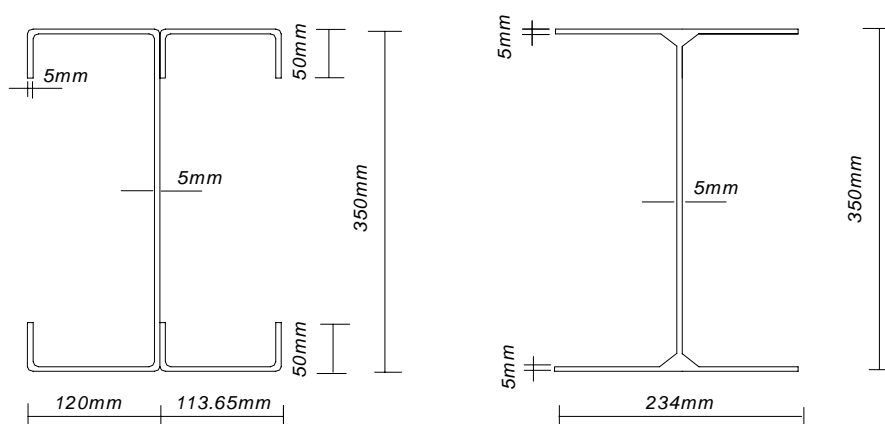


Figura 4.3 - Seções Transversais dos Perfis Utilizados

#### 4.3.1 - Posicionamento dos Estribos

Para as vigas VS1, VS2 e VD2, que possuem a região entre as mesas preenchidas com concreto armado, tem-se estribos de diâmetro 4,0 mm, aço CA-60, espaçados de 200 mm e posicionados dentro dos perfis metálicos com auxílio de armaduras longitudinais de 4,0 mm. As extremidades dos estribos das vigas VS1 e VS2 foram soldadas na alma e mesa do perfil. A figura 4.4 ilustra o posicionamento dos estribos dentro dos perfis. Já a viga VD1 não possui estribos pois foi preenchida com concreto simples (sem armadura).

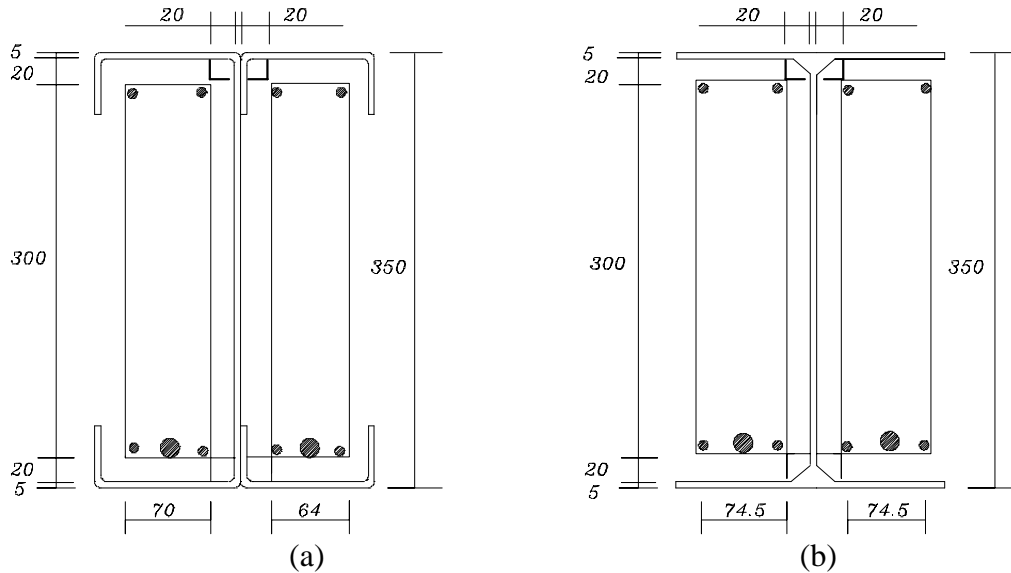


Figura 4.4 - Posicionamento dos Estribos da Viga VD2 (a) e das Vigas VS1 e VS2 (b)

#### 4.3.2 - Posicionamento das Barras de Armadura

A figura 4.5 ilustra o posicionamento das barras de diâmetro 12,7 mm, distante de 20,0 mm da mesa inferior do perfil metálico. As fotos 4.1 e 4.2 ilustram a seção transversal das vigas VS1 e VD1 com as barras de armadura já posicionadas.

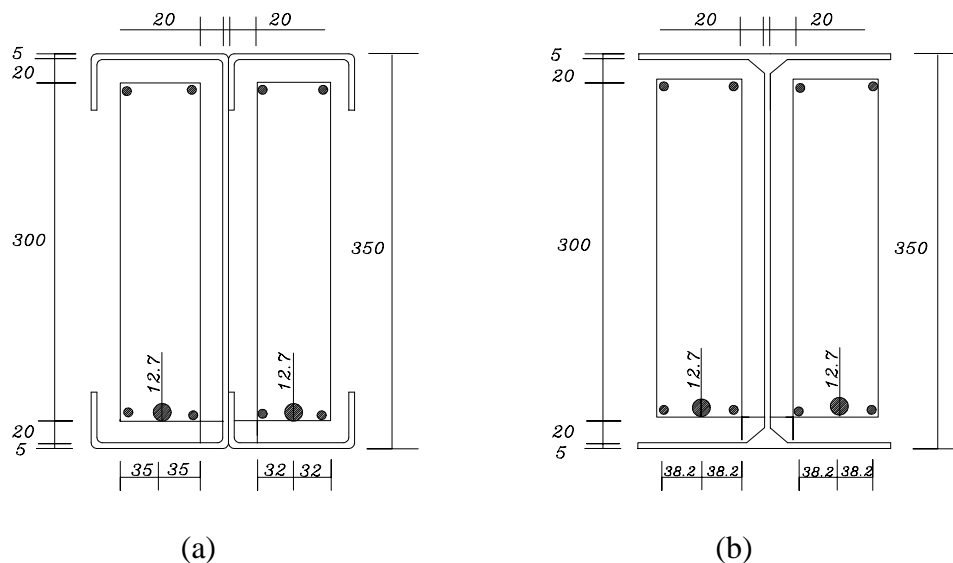


Figura 4.5 - Posição das Barras na Viga VD2 (a) e nas Vigas VS1 e VS2 (b)

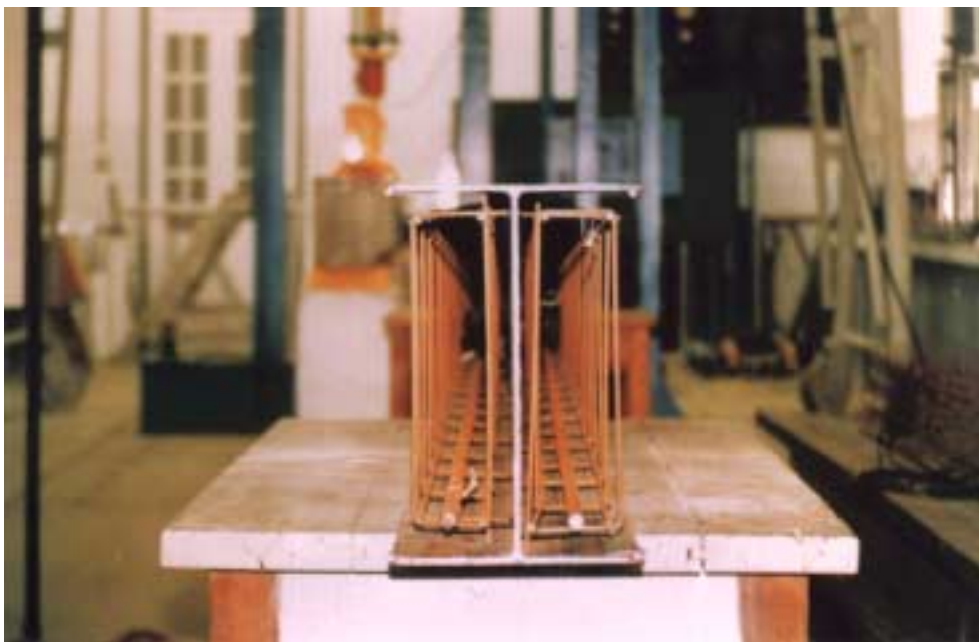


Foto 4.1 – Ilustração da Viga VS1 (perfil de aço com armaduras)



Foto 4.2 - Ilustração da Viga VS2 (perfil de aço com armaduras)

#### **4.3.3 - Concretagem das Vigas**

A seqüência de concretagem das vigas VS1 e VS2 está mostrada esquematicamente na figura 4.6. Inicialmente a viga foi posicionada como ilustrado na figura 4.23(A) e em seguida foi efetuada a concretagem deste lado, conforme figura 4.23(B). Após a pega do primeiro lado concretado, a viga foi então posicionada conforme a figura 4.23(C) e em seguida efetuada a concretagem do outro lado da

mesma, conforme figura 4.23(D). Vale ressaltar que a concretagem foi realizada após ter sido preparada toda a instrumentação através da colagem de rosetas e extensômetros no perfil de aço e nas barras de armadura.

No caso das vigas VD1 e VD2, a mesma sequência foi realizada, sendo que para a viga VD1 foi utilizado concreto simples, (sem armadura).

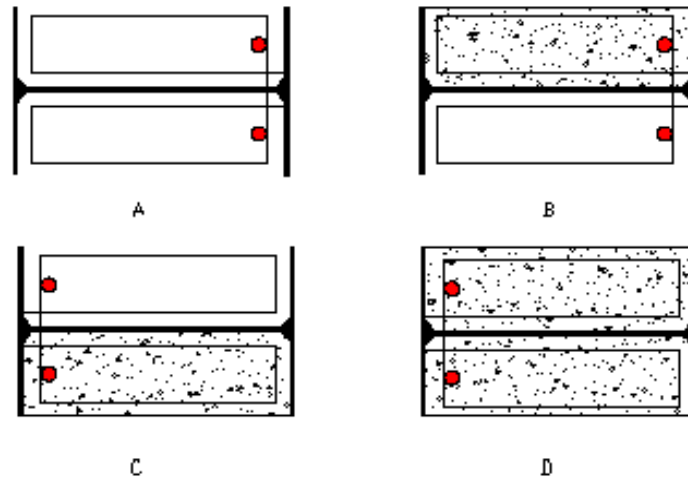


Figura 4.6 - Sequência de Concretagem das Vigas VS1 e VS2

#### 4.4 - Esquema de Carregamento

As vigas foram ensaiadas com duas cargas concentradas como mostra a figura 4.7. Para a aplicação das cargas, utilizou-se um atuador hidráulico, marca ENERPAC, com capacidade de carga de 300 kN, conectado a um manômetro. Entre o atuador hidráulico e a viga a ser ensaiada utilizou-se uma viga auxiliar de seção transversal “T”, devidamente dimensionada, onde foram aplicadas as cargas. Esta viga tinha o intuito de distribuir a carga aplicada em dois pontos, equidistantes do centro da viga de um metro, gerando, então, duas cargas concentradas. O esquema de aplicação e distribuição do carregamento é mostrado na figura 4.8 abaixo.

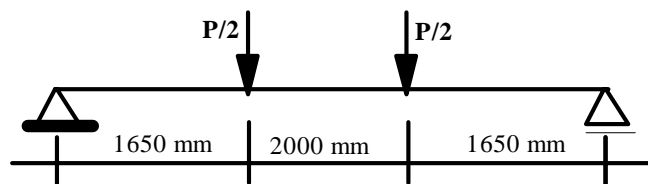


Figura 4.7 – Aplicação das Cargas para as Vigas Ensaaiadas



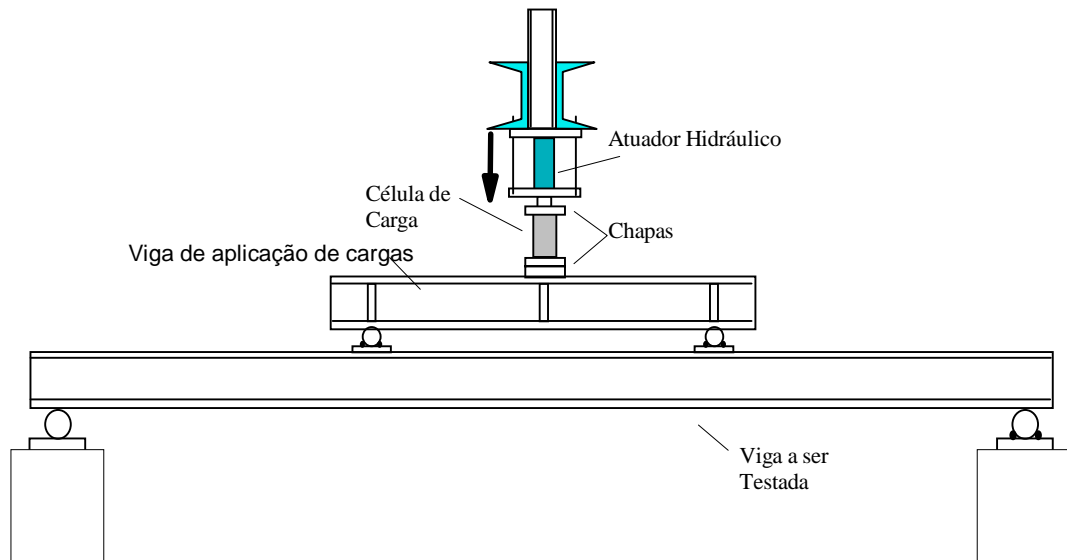


Figura 4.8 - Esquema de Distribuição de Cargas

#### 4.5 - Montagem dos Ensaios de Flexão

Os ensaios de flexão foram executados, conforme mostra a figura 4.9, de acordo com os seguintes passos:

- a** - montagem do pórtico de aplicação de cargas;
- b** - montagem dos suportes para colocação do atuador hidráulico e da célula de carga;
- c** - posicionamento, nivelamento e alinhamento das vigas a serem ensaiadas sobre os apoios;
- d** - posicionamento da viga de aplicação de carga;
- e** - ligação dos extensômetros e rosetas ao sistema de aquisição de dados;
- f** - posicionamento dos LVDT's e deflectômetros mecânicos;
- g** - ligação dos LVDT's e célula de carga ao sistema de aquisição de dados.

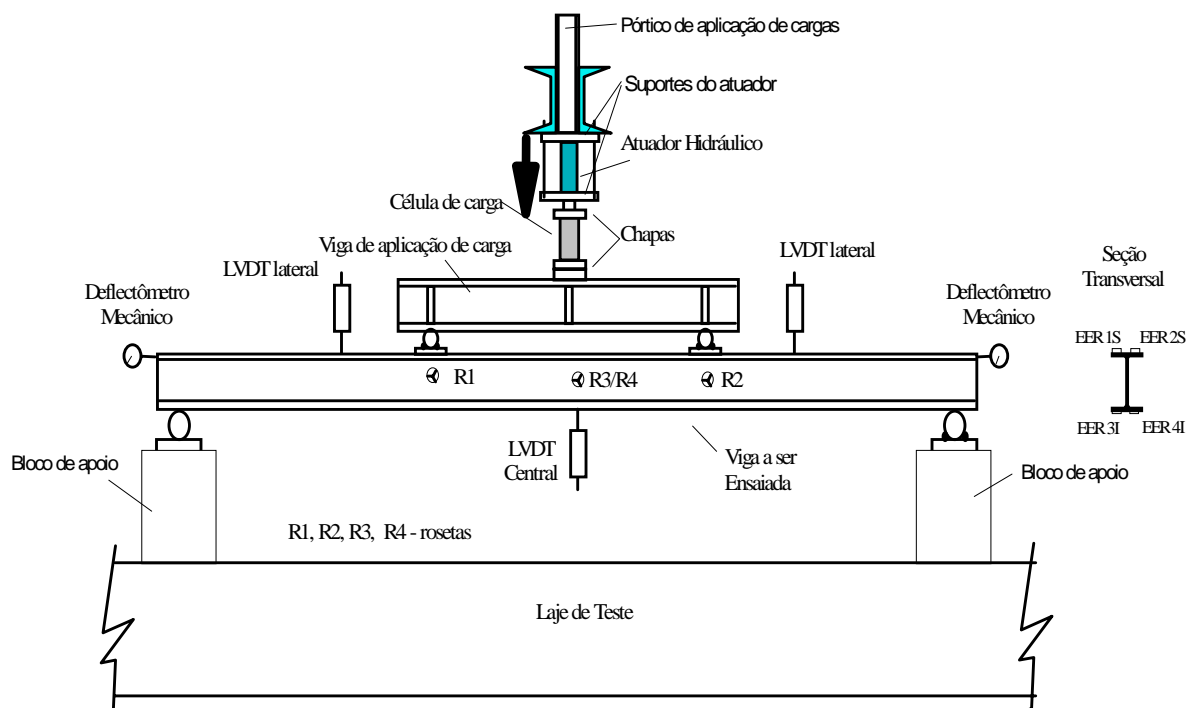


Figura 4.9 - Esquema Geral do Ensaio

#### 4.6 – Sistema de Aquisição e Instrumentação

A instrumentação utilizada teve como objetivo medir: o valor da carga concentrada aplicada, os deslocamentos e as deformações em determinados pontos das vigas e o deslizamento na interface aço-concreto.

##### 4.6.1 - Sistema de Aquisição

A aquisição dos valores das cargas aplicadas e dos deslocamentos transversais das vigas, foi efetuada via sistema eletrônico, de maneira automatizada, através da digitação de sinais analógicos diretamente por um micro computador, equipado com uma placa CAD 10 - 26, da Lynx Eletrônica. O software correspondente permitia a aquisição e o tratamento dos sinais obtidos durante o ensaio ou logo após os mesmos terem sido arquivados. O sistema assim constituído permitia visualizar os resultados das medições no monitor do computador, ou através de saída gráfica em impressora ou plotter, foto 4.3. Para a aquisição dos valores de deformação indicados pelos extensômetros e rosetas, utilizou-se uma caixa comutadora ligada a indicadores de deformação, foto 4.4. A figura 4.10 apresenta o esquema geral de aquisição e tratamento dos dados.

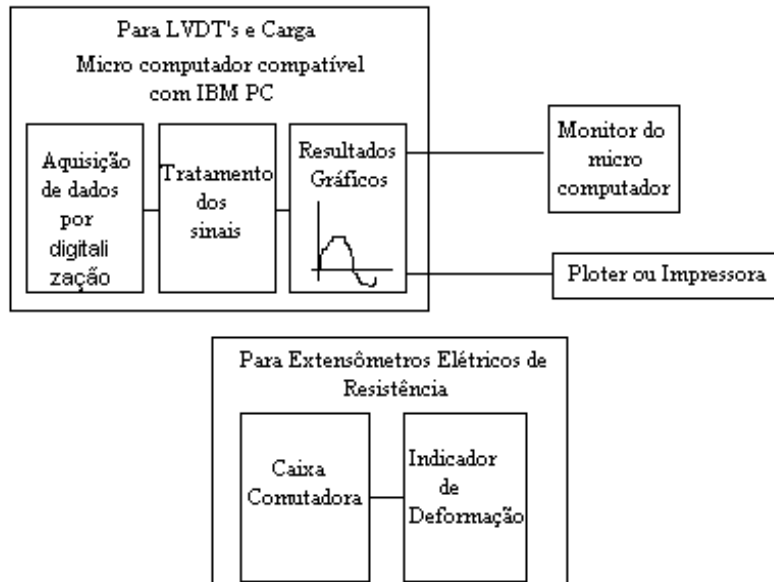


Figura 4.10 - Sistema de Aquisição de Dados



Foto 4.3 – Aquisição dos Valores das Cargas e Deslocamentos



Foto 4.4 – Aquisição dos Valores de Deformação

#### 4.6.1.1 - Cargas

O valor da carga aplicada foi obtido através de uma célula de carga, marca BERG CELL, com capacidade de 20.000 N. A foto 4.5 ilustra o aparato utilizado para aplicação do carregamento; visualiza-se o pórtico de reação, o atuador hidráulico, a célula de carga etc..



Foto 4.5 – Vista Geral do Sistema de Aplicação de Carga

#### 4.6.1.2 - Deslocamentos

Para medir os deslocamentos das vigas foram utilizados três LVDT's (Linear Variable Defferencial Transformer), modelo MVL7 - 2000, com região linear nominal de aproximadamente 2''. Estes LVDT's foram posicionados nos pontos mostrados na figura 4.11, sendo dois, denominados de laterais, na parte superior da viga e o terceiro, denominado central, na parte inferior da viga. Esta disposição dos LVDT's laterais foi devida ao aparato para aplicação das cargas.

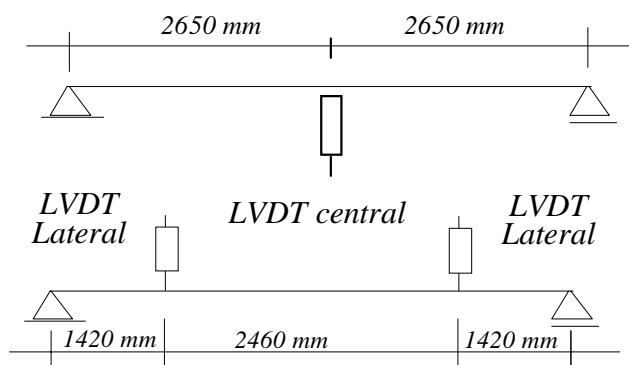


Figura 4.11 - Posição dos LVDT's nas Vigas

#### 4.6.2 - Medição das Deformações

Os valores das deformações foram obtidos através de extensômetros elétricos lineares nas armaduras e mesas dos perfis e rosetas localizadas na alma do perfil. A tabela 4.9 mostra as características dos extensômetros elétricos utilizados.

Tabela 4.9 - Características dos Extensômetros Elétricos

Viga	Tipo	Quantidade	Gage Length	Resistance	Gage Factor
VD1	linear	04 unidades	5mm	$119,8 \pm 0,2\Omega$	$2,12 \pm 1,0\%$
	roseta	04 unidades	2mm	$120,4 \pm 0,4\Omega$	$2,09 \pm 1,0\%$
VS1	linear	08 unidades	5mm	$119,8 \pm 0,2\Omega$	$2,12 \pm 1,0\%$
	roseta	04 unidades	2mm	$120,4 \pm 0,4\Omega$	$2,09 \pm 1,0\%$
VD2	linear	08 unidades	5mm	$119,8 \pm 0,2\Omega$	$2,12 \pm 1,0\%$
	roseta	04 unidades	2mm	$120,4 \pm 0,4\Omega$	$2,09 \pm 1,0\%$
VS2	linear	08 unidades	5mm	$119,8 \pm 0,2\Omega$	$2,12 \pm 1,0\%$
	roseta	04 unidades	2mm	$120,4 \pm 0,4\Omega$	$2,09 \pm 1,0\%$

#### 4.6.3 - Colagem dos Extensômetros e das Rosetas

Em todas as vigas foram coladas quatro rosetas na meia altura da alma do perfil. Duas posicionadas no meio do vão, de um lado e do outro da alma e as outras duas afastadas um metro do meio do vão sob a posição das cargas, como foi apresentado no item 4.4. Foram também fixados quatro extensômetros lineares, dois na mesa superior e dois na mesa inferior do perfil. No caso das vigas preenchidas com concreto armado, foram colados também quatro extensômetros lineares nas barras de armaduras, todos posicionados no meio do vão da viga. As figuras 4.12 e 4.13 ilustram esquematicamente a disposição dos extensômetros e rosetas, no perfil de aço e nas barras de armadura respectivamente.



Figura 4.12 - Disposição dos Extensômetros no Perfil e nas Barras de Armadura

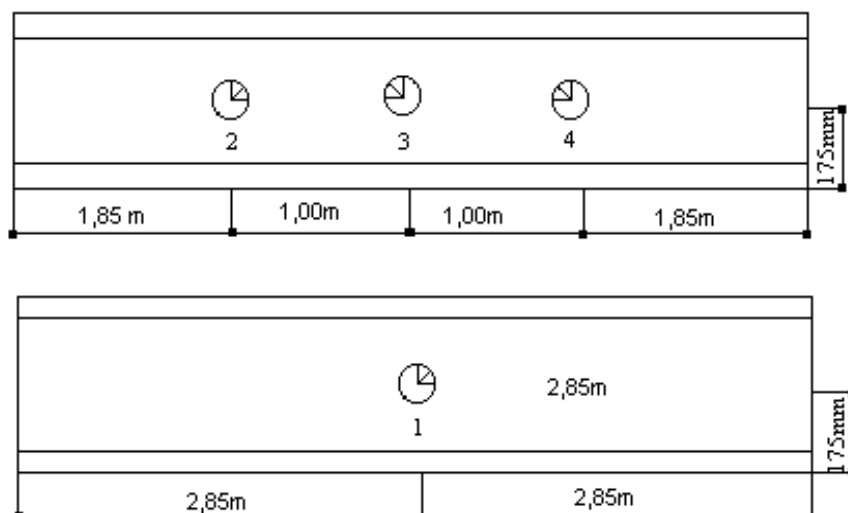


Figura 4.13 - Localização das Rosetas na Alma do Perfil Metálico

#### 4.6.4 - Deslizamentos na Interface Aço-Concreto

Com a finalidade de se avaliar possíveis deslizamentos do concreto em relação ao perfil de aço, foram utilizados dois deflectômetros mecânicos, da marca MITUTOYO e capacidade de 30,0 mm. Estes foram posicionados nas extremidades das vigas conforme ilustra a foto 4.6. As bases dos instrumentos foram fixadas na mesa superior com os cursores na posição horizontal em contato com o concreto.

Para as vigas soldadas, em função de uma possível expulsão lateral do concreto, de dentro do perfil de aço, utilizaram-se também dois deflectômetros mecânicos posicionados na lateral da viga, no meio do vão. A foto 4.7 ilustra a posição destes deflectômetros.



Foto 4.6 – Medição de Deslizamento do Concreto

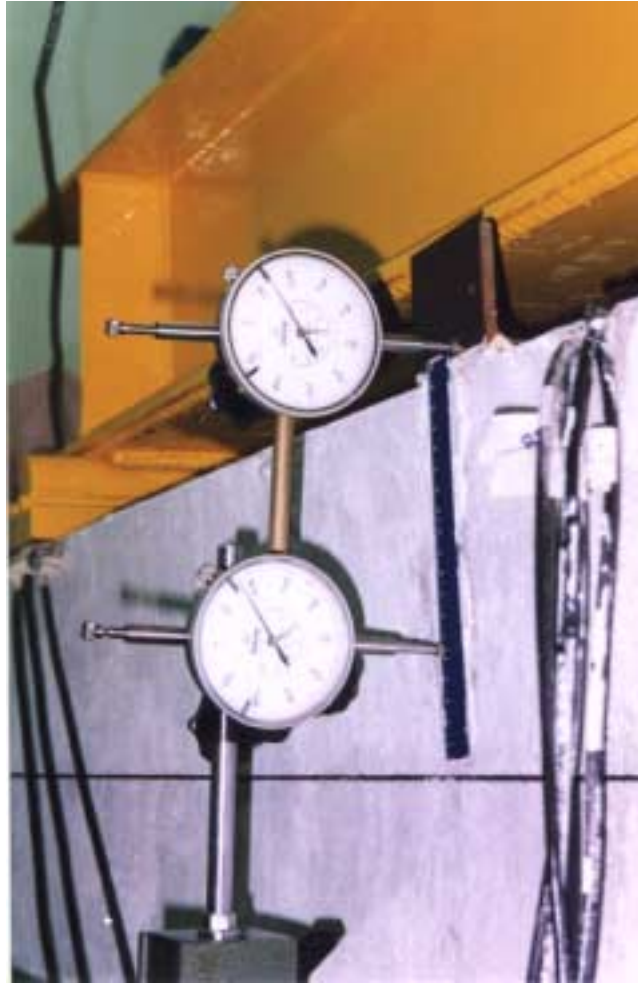


Foto 4.7 - Deflectômetros Localizados na Lateral da Viga VS1

#### **4.6.5 - Recalque de apoio**

Foram posicionados também deflectômetros mecânicos nos apoios das vigas. A intenção era registrar qualquer movimento de recalque ocorrido. Os resultados obtidos indicaram valores bastante pequenos, quando comparados com as dimensões das vigas, sendo, então, nada significativos para o nosso trabalho.



## DESCRIÇÃO E RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, descreve-se a execução dos ensaios experimentais. Também são apresentados os resultados obtidos nestes testes, de modo a fornecer subsídios para a análise do comportamento dos elementos estruturais. Os resultados são apresentados na forma de gráficos para o comportamento carga-deslocamento, carga-deformação e para a distribuição de tensões no perfil de aço.

Para todos os ensaios, foram realizados pré-carregamentos. Estes tiveram a finalidade de averiguar e ajustar o funcionamento do atuador hidráulico, a adequação dos apoios, o desempenho da instrumentação utilizada na medição das cargas, deformações, deslocamentos e deslizamentos, e também o registro de dados pelo sistema de aquisição. Inicialmente, foram dados incrementos de carga da ordem de 9,3 kN até valores próximos a 63,0 kN. A partir deste valor os incrementos dados foram menores, 0,4 kN aproximadamente, para ter-se uma melhor observação do comportamento das vigas.

Os deslocamentos foram medidos, para todas as vigas, através de três LVDT's. Dois LVDT's, denominados de laterais, foram posicionados na parte superior das vigas, distante do apoio mais próximo de 1.420 mm. O LVDT central, posicionado no meio do vão, foi colocado na parte inferior das vigas. Todos com suas hastes posicionadas na alma dos perfis de aço. Este posicionamento foi adotado em função da disposição do sistema de carregamento.

Os valores para as deformações apresentadas em todos os gráficos carga x deformação, para todas as vigas testadas, foram obtidos através de extensômetros elétricos colados na mesa inferior do perfil. Para as vigas preenchidas com concreto armado, as deformações nas barras de armadura foram obtidas por dois extensômetros elétricos colados na parte inferior de cada uma destas, na seção transversal do meio do vão das vigas.

Os valores dos deslizamentos na interface aço-concreto, na direção longitudinal das vigas, foram obtidos através de dois deflectômetros mecânicos instalados, cada um, nas extremidades das vigas. A base do deflectômetro estava fixa na mesa superior do perfil de aço e o seu cursor posicionado na região comprimida do concreto.

Para as vigas VS1 e VS2, constituídas por perfil I soldado, também foram posicionados dois deflectômetros mecânicos, na direção transversal das vigas, na seção do meio do vão. O objetivo destes era prever o deslocamento lateral do concreto em relação ao perfil de aço.

Em todos os testes realizados foram utilizados dois deflectômetros mecânicos, um em cada apoio, com o cursor posicionado na chapa de base do apoio, com a finalidade de registrar possíveis recalques. Os valores obtidos, por estes deflectômetros, não foram significativos quando comparados com o vão dos elementos ensaiados.

Com os valores das deformações obtidas através de extensômetros elétricos posicionados nas mesas, superior e inferior, na parte central da alma do perfil de aço e nas barras de armadura foi possível elaborar a distribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal, localizada no meio do vão das vigas. Para a elaboração destes gráficos, de distribuição de tensões no perfil de aço, dos elementos estruturais, foi considerado o valor de 205.000 MPa para o módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil e das barras de armadura.



A tabela 5.1 apresenta os valores para os momentos resistentes das vigas ensaiadas. Estes valores foram calculados utilizando-se os procedimentos teóricos apresentados no capítulo 2. Com estes momentos, foram determinados valores para as cargas de serviço, de projeto e de ruína que também são apresentados na referida tabela.

Tabela 5.1 – Momentos Resistentes com Respectivas Cargas

VIGA	VD1	VD2	VS1	VS2
Momento de Serviço (kNm)	184,70	205,72	160,76	152,98
Momento de Projeto (kNm)	253,02	281,81	220,22	209,56
Momento de Ruína (kNm)	286,10	320,91	252,43	240,48
Carga de Serviço (kN)	223,88	249,36	194,86	185,43
Carga de Projeto (kN)	306,69	341,59	266,93	254,01
Carga de Ruína (kN)	346,79	389,00	305,98	291,50

## 5.2 - VIGA VD1

A viga VD1 é constituída por três perfis U, formados por chapas dobradas, soldados, formando um perfil I enrijecido. A região entre as mesas foi preenchida com concreto simples. A seção transversal desta viga é ilustrada na figura 5.1.

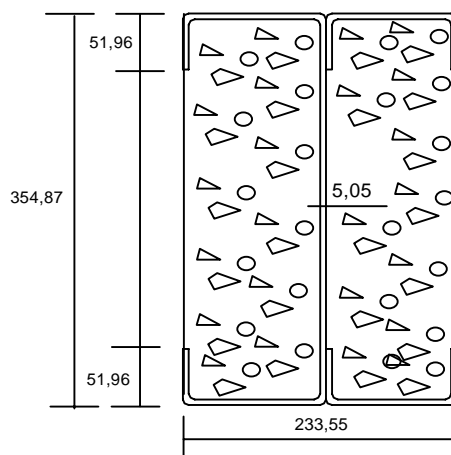


Figura 5.1 – Seção Transversal da Viga VD1

### 5.2.1 - Descrição do Ensaio

Foi observado, antes da realização do ensaio, que não havia contato total entre a mesa inferior e o cilindro de aço constituinte do apoio, em ambas extremidades.

Foi realizado um pré-carregamento atingindo-se 20,7 % da carga de projeto, com um deslocamento máximo de 8,7 mm, obtido no meio do vão. No mesmo dia da aplicação da pré-carga foi realizado o teste completo da viga, que teve uma duração de aproximadamente seis horas. A foto 5.1 mostra uma vista geral da viga VD1 antes do ensaio.



Foto 5.1 - Vista Geral da Viga VD1

Quando se atingiu a carga de 42,73 kN, observou-se que a mesa inferior da viga apoiava-se totalmente na região de contato no apoio móvel. Com o valor de 146,25 kN de carga, foi realizado o primeiro reposicionamento do cursor do LVDT central em função deste ter atingido o seu limite de leitura.

Quando a carga chegou a 172,85 kN, observou-se que uma das hastes da gaiola que prende o atuador hidráulico havia iniciado o fenômeno de flambagem. Foi feito então um descarregamento da viga, até um valor de carga de 130,11 kN. Foi possível folgar as roscas que prendiam as hastes e retornar ao carregamento da viga, dando-se prosseguimento ao ensaio.

Ao retomar-se os incrementos de carga, notou-se que, chegando ao valor de 172,85 kN, o concreto estava se separando do perfil de aço, junto aos enrijecedores, na região central da viga.

Ao final do ensaio, para a carga máxima aplicada, constatou-se que as mesas do perfil da viga se apoiavam totalmente sobre seus apoios. A foto 5.2 mostra uma vista geral da viga VD1 durante o ensaio.

Quando a carga atingiu o valor de 256,43 kN, houve a ruptura da solda de emenda dos perfis “U” enrijecido, situada a uma distância de 2.485 mm do apoio fixo da viga, foto 5.3. Esta carga representa 83,6% da carga de projeto da viga.

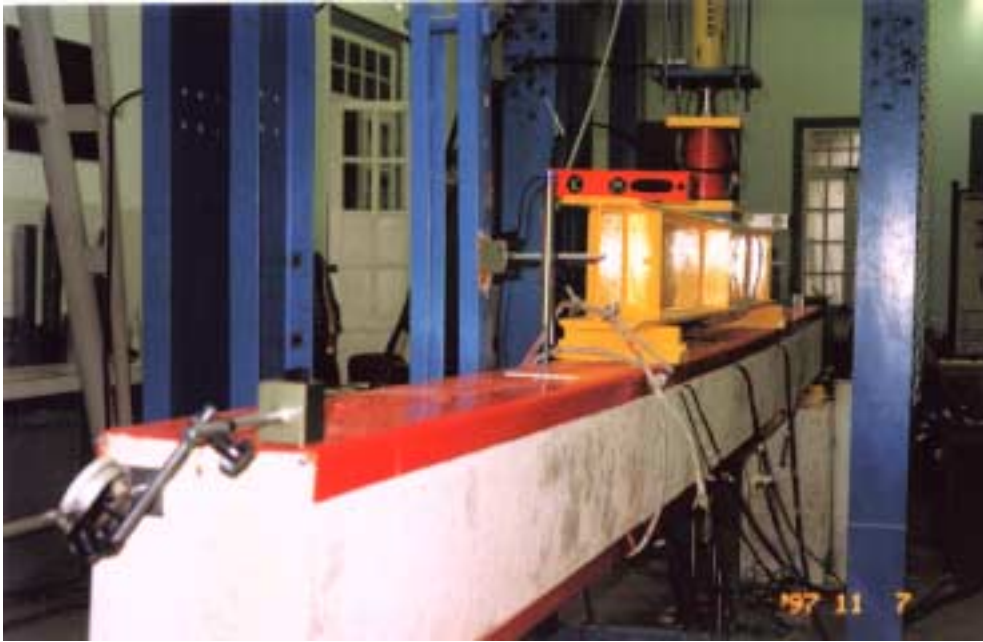


Foto 5.2 - Vista Geral da Viga VD1 Deformada



Foto 5.3 – Ruptura da Solda na Mesa Inferior da Viga VD1

### 5.2.2 - Deslocamentos

A figura 5.2 mostra o gráfico carga x deslocamento plotado para os valores obtidos no meio do vão da viga. Foi obtida uma relação linear carga x deslocamento até o valor de 90,72 kN, com um deslocamento correspondente de 8,16 mm no meio do vão. Para a carga final de 256,43 kN, o deslocamento medido foi de 35,84 mm, 19,87% maior que o deslocamento obtido para a carga de serviço que foi de 29,9 mm.

#### Viga VD1 - Gráfico Carga x Deslocamento LVDT Central

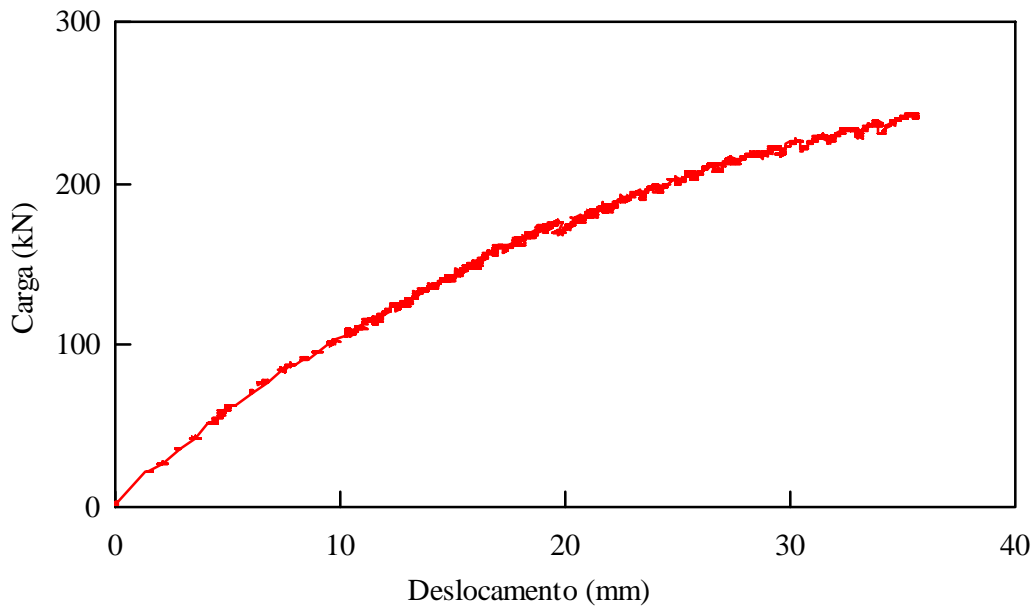


Figura 5.2 - Gráfico Carga x Deslocamento no Meio do Vão da Viga VD1

As curvas apresentadas na figura 5.3 ilustram o comportamento dos deslocamentos da viga obtidos através dos dois LVDT's laterais. A proximidade das curvas não indica somente a simetria real do carregamento, mas também as condições de apoio. No caso presente, as condições de apoio têm maior influência. Observa-se que para a carga de 250,00 kN tem-se uma diferença de 9 mm nos valores de deslocamento fornecidos pelas duas curvas.

### Viga VD1 - Gráfico Carga x Deslocamento

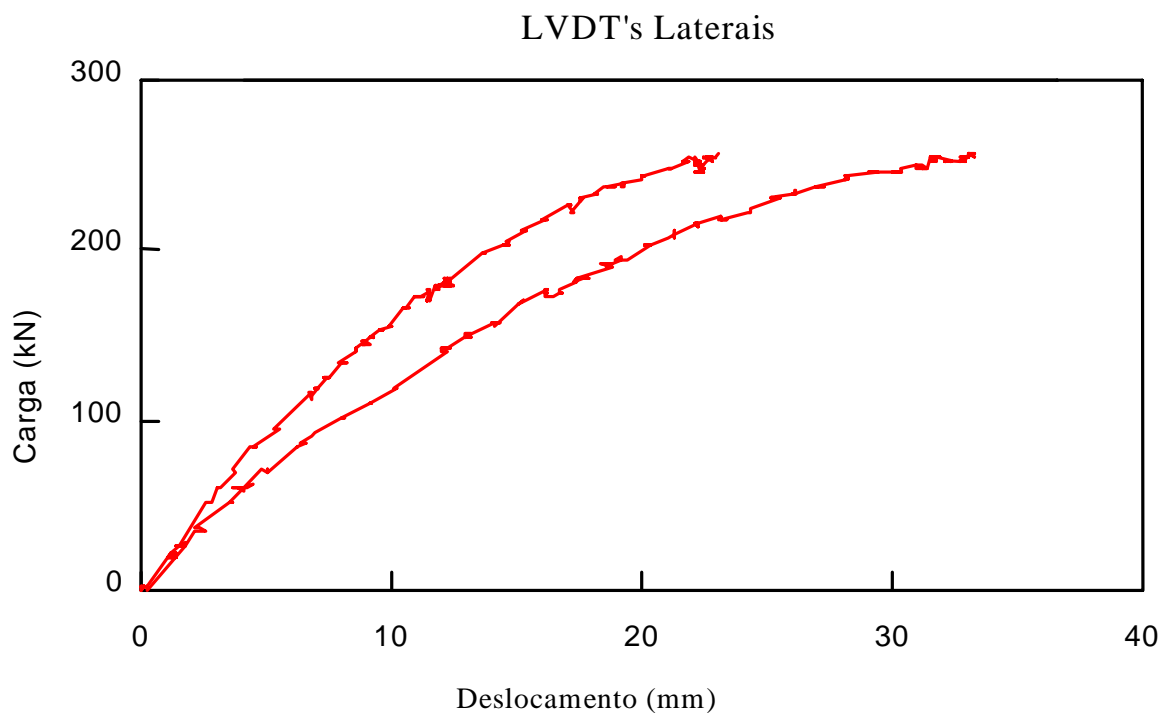


Figura 5.3 - Gráfico Carga x Deslocamento - LVDT's Laterais

### 5.2.3 - Deformações

A figura 5.4, apresentada a seguir, mostra o gráfico carga aplicada x deformação. Para a deformação de escoamento, os valores das cargas fornecidos pelas duas curvas são 167,35 kN e 186,53 kN, com uma diferença de 11,5% entre estes dois valores. Observando-se as curvas, pode-se constatar um comportamento linear para valores de carga até 86,00 kN, aproximadamente. Com o carregamento máximo aplicado, as deformações atingiram aproximadamente 2,5 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil.

### Viga VD1 - Gráfico Carga x Deformação

Mesa Inferior

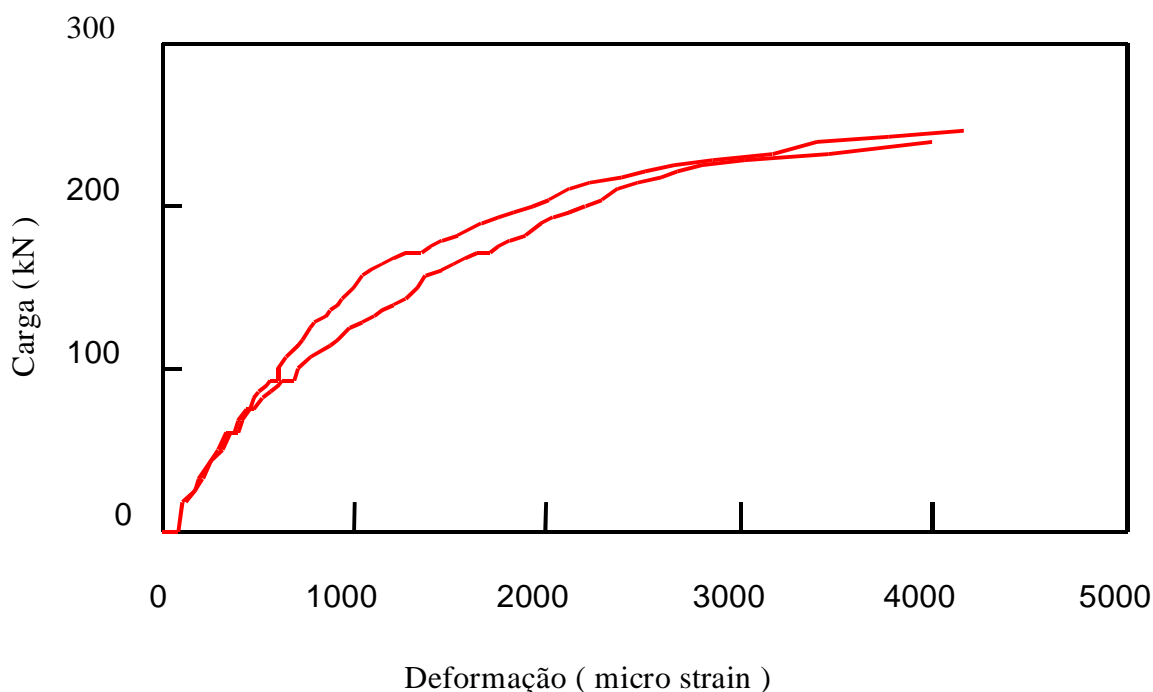


Figura 5.4 - Gráfico Carga x Deformação da Superfície Inferior do Perfil

### 5.2.4 - Deslizamento na Interface Aço-Concreto

Os valores dos deslizamentos registrados para o carregamento máximo aplicado, na direção longitudinal da viga, medidos nas duas extremidades foram 0,00 mm e 0,01 mm. A partir destes valores, podemos concluir que não houve deslizamento do concreto em relação ao perfil de aço.

### 5.2.5 - Distribuição de Tensões no Perfil de Aço

Para a carga de 185,20 kN, foi obtido o escoamento da mesa inferior do perfil, figura 5.5. O valor da tensão de compressão na mesa superior do perfil é de 209,10 MPa e, na alma do perfil, o valor é de 54,94 MPa.

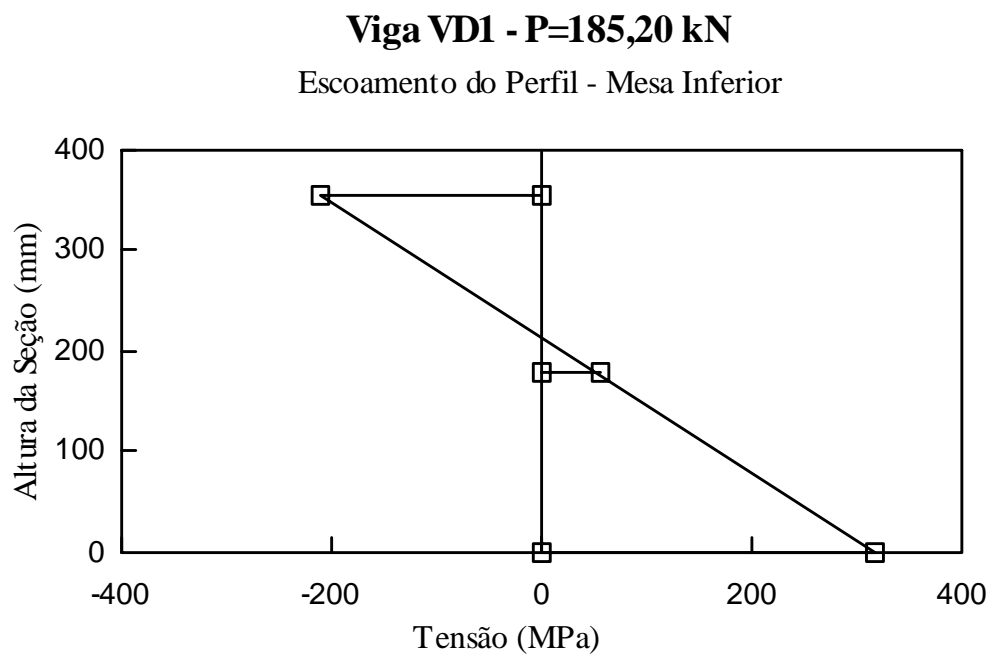


Figura 5.5 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal



Quando ocorreu o escoamento da superfície superior do perfil, a carga aplicada atingia o valor de 231,74 kN. O valor da tensão na alma do perfil é de 132,7 MPa. A distribuição de tensões é ilustrada na figura 5.6 para este valor de carga aplicada.

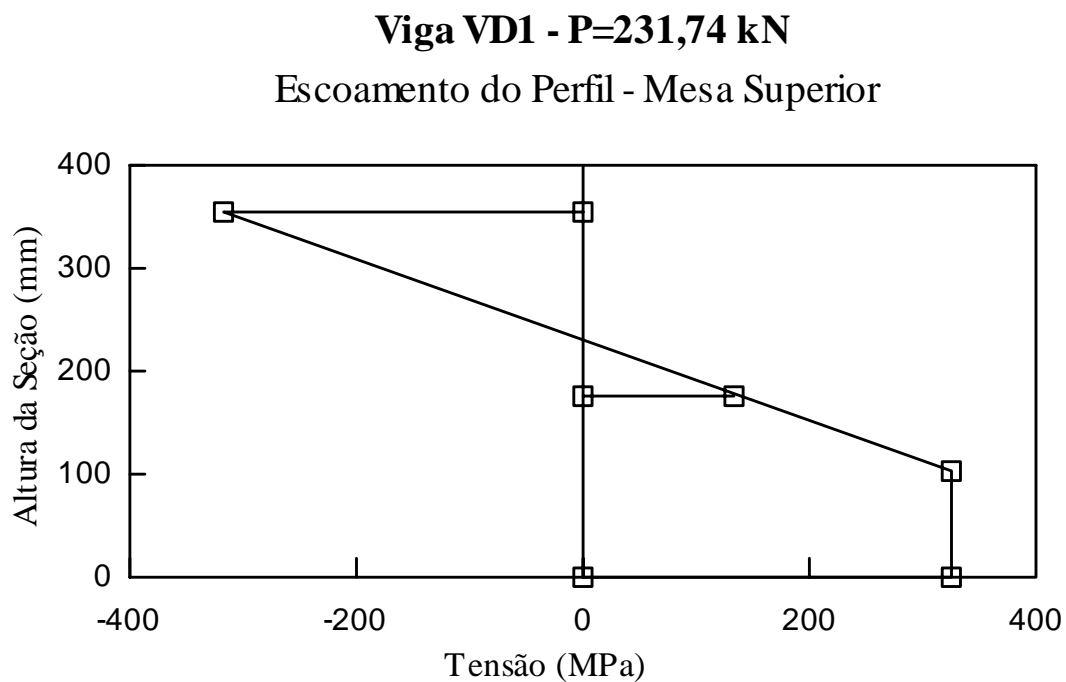


Figura 5.6 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior

Na figura 5.7 observa-se o escoamento da parte central do perfil, quando a carga era igual a 256,43 kN, obtendo-se a plastificação total, na seção central, do perfil de aço. A tensão na parte central da alma apresentava o valor de 375,93 MPa.

### Viga VD1 - P=256,43 kN

Escoamento do Perfil - Parte Central

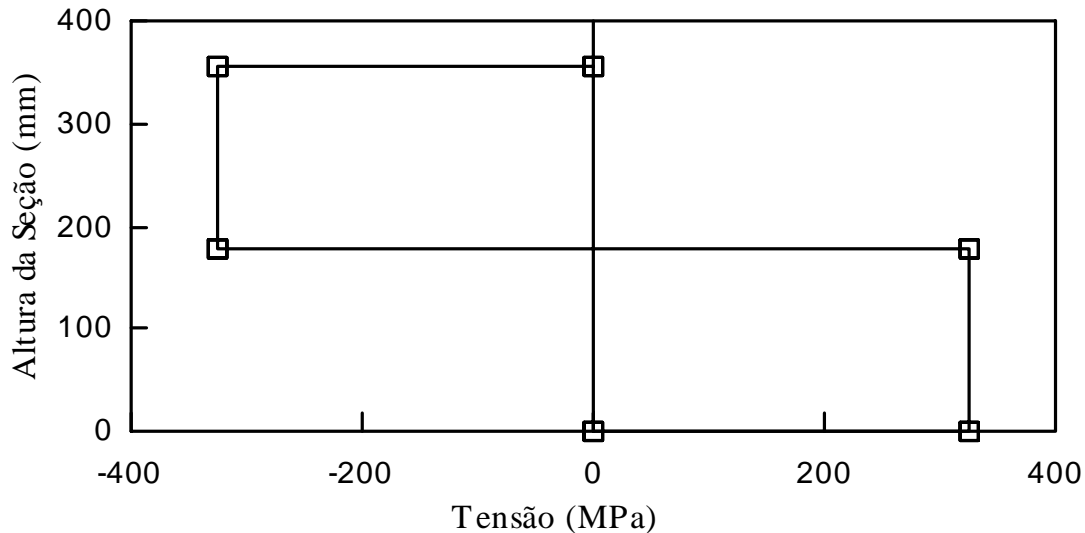


Figura 5.7 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento na Parte Central do Perfil

### 5.3 - VIGA VD2

A viga VD2 tem seção transversal semelhante à viga VD1. A diferença é que a região entre as mesas, da viga VD2, foi preenchida com concreto armado. A seção transversal desta viga é ilustrada na figura 5.8.

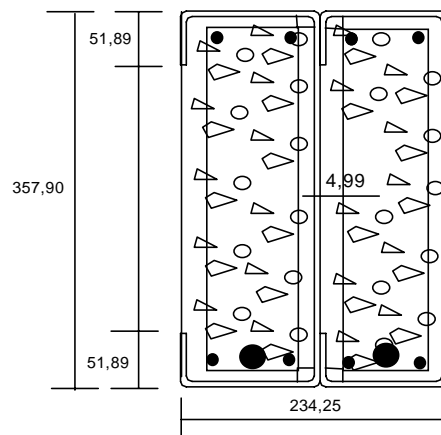


Figura 5.8 – Seção Transversal da Viga VD2

#### 5.3.1 - Descrição do Ensaio

A pré-carga atingiu um valor máximo de 76,0 kN, representando 22,2% do valor da carga de projeto. Para este valor de carga, o deslocamento máximo, no meio do vão, foi de 6,16 mm. Em seguida foi realizado o carregamento final da estrutura. Foi observado antes da realização do ensaio que não havia contato total entre a mesa

inferior e o cilindro de aço, constituinte do apoio, em ambas extremidades. A foto 5.4 mostra uma vista geral da viga VD2 antes do ensaio.



Foto 5.4 - Vista Geral da Viga VD2

Quando a carga atingiu o valor de 118,71 kN a mesa da viga se encostou completamente no rolete do apoio móvel. O reposicionamento dos cursores dos LVDT's foi executado para um valor de carga de 151,00 kN.

O ensaio foi finalizado ao atingir-se um valor de carga de 278,27 kN, devido à limitação na capacidade de carga do pórtico de reação do laboratório. A carga máxima aplicada representa 81,46% da carga de projeto da viga. A foto 5.6 mostra uma vista geral da viga VD2 durante o ensaio. Após o descarregamento, a viga encontrava-se totalmente apoiada nos dois apoios.



Foto 5.5 - Vista Geral da Viga VD2 Deformada

### 5.3.2 - Deslocamentos

A figura 5.9 apresenta o gráfico carga x deslocamento plotado com os valores obtidos no meio do vão da viga, durante a aplicação de cargas. Para a carga final de 278,27 kN o deslocamento medido foi de 35,27 mm, correspondendo a um valor 23,45% maior que o deslocamento obtido para a carga de serviço que foi de 28,57 mm. Foi obtida uma relação linear carga x deslocamento até o valor de 41,49 kN com um deslocamento correspondente de 3,2 mm.

#### Viga VD2 - Gráfico Carga x Deslocamento

LVDT central

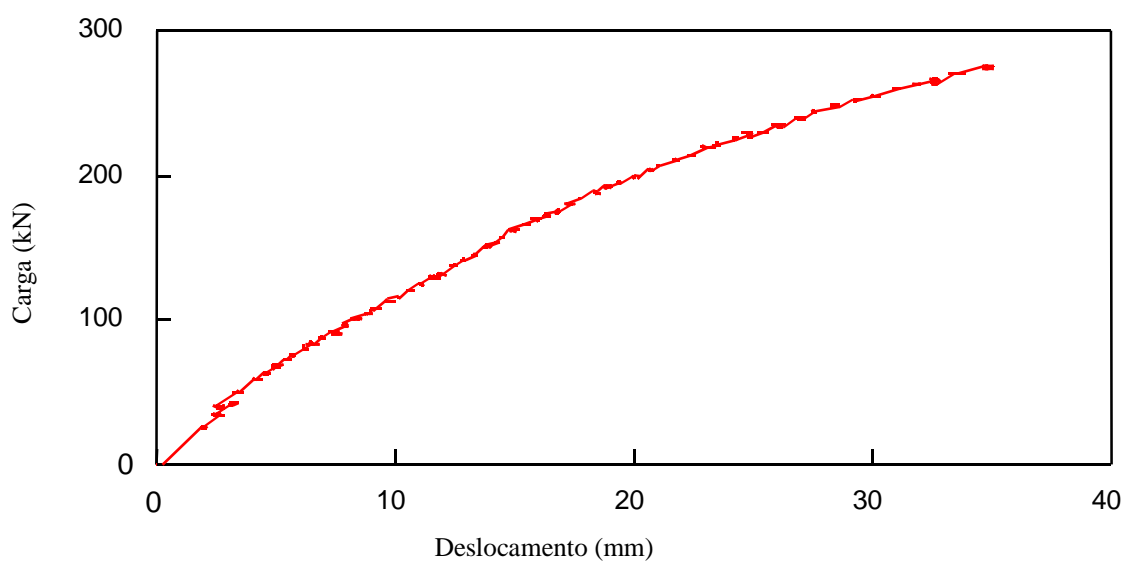


Figura 5.9 - Gráfico Carga x Deslocamento na Seção Central da Viga VD2

Para avaliar a simetria do carregamento aplicado, mostra-se a seguir na figura 5.10 mais um gráfico carga x deslocamento. Os valores para os deslocamentos, obtidos através das duas curvas, apresentam uma diferença de 5,0 mm para a carga de 250,00 kN. Os deslocamentos foram obtidos através dos LVDT's laterais, que foram posicionados na mesa superior da viga.

### Viga VD2 - Gráfico Carga x Deslocamento

LVDT's Laterais

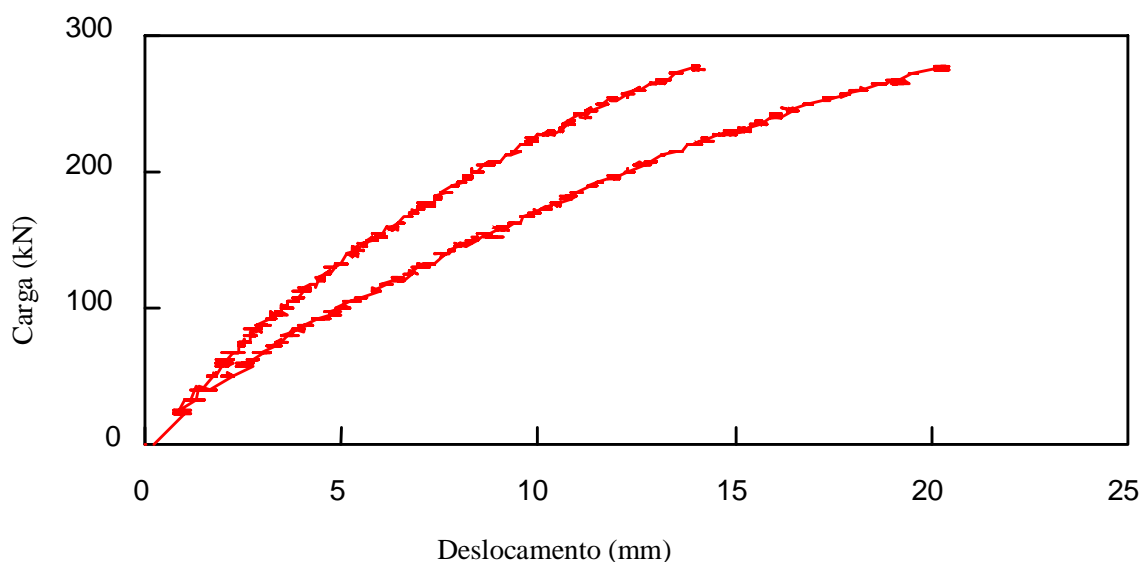


Figura 5.10 - Gráfico Carga x Deslocamento (LVDT's laterais)

### 5.3.3 - Deformações

A figura 5.11, apresentada a seguir, mostra o gráfico carga aplicada x deformação para o perfil de aço. Para a deformação de escoamento, os valores das cargas fornecidos pelas duas curvas são 235,87 kN e 227,71 kN, apresentando uma diferença de 3,5% entre estes dois valores. Com o carregamento máximo aplicado, as deformações atingiram aproximadamente 1,5 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil. Observa-se também um comportamento linear para valores de carga inferiores a 60,00 kN, aproximadamente.

#### Viga VD2 - Gráfico Carga x Deformação

Mesa Inferior

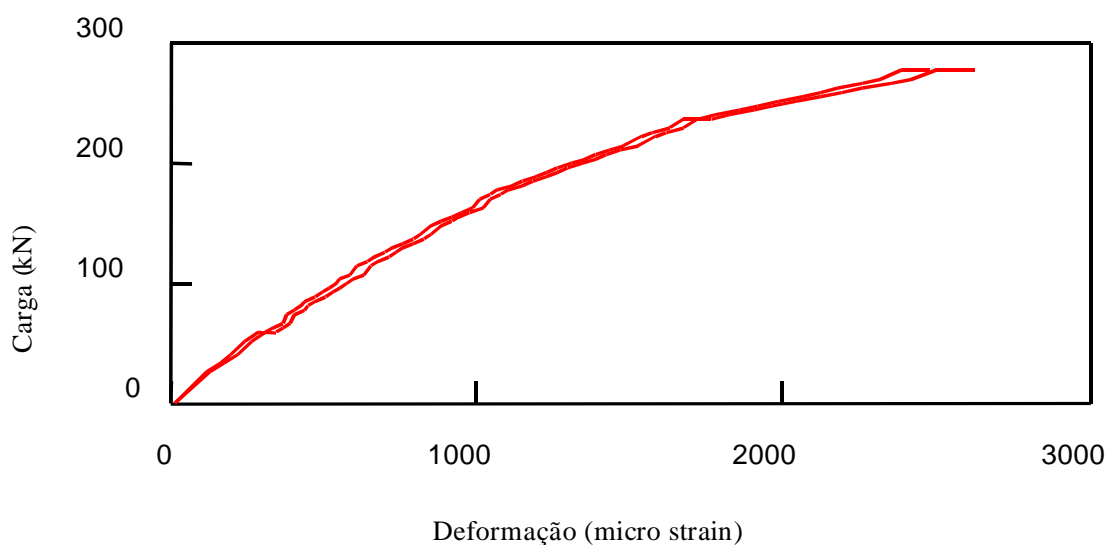


Figura 5.11 - Gráfico Carga x Deformação na Mesa Inferior do Perfil

Na figura 5.12 são plotados os carregamentos aplicados versus deformações obtidas para as barras de armadura. Os gráficos são praticamente coincidentes, com o valor da carga máxima em torno de 60,00 kN para o comportamento linear. As barras de armadura não apresentaram escoamento para o nível de carregamento aplicado. As deformações máximas atingiram 0,9 vezes a deformação de escoamento do aço das barras.

### Viga VD2 – Gráfico Carga x Deformação

#### Parte Inferior das Barras

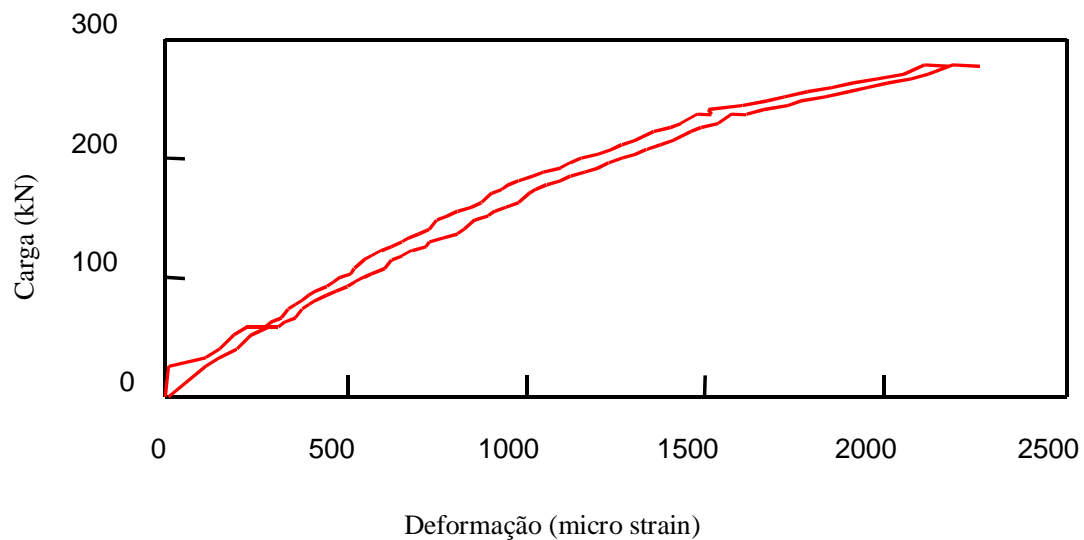


Figura 5.12 - Gráfico Carga x Deformação na Parte Inferior da Barra de Armadura

#### 5.3.4 - Deslizamento na Interface Aço-Concreto

Os valores dos deslizamentos registrados, na direção longitudinal das vigas, para o carregamento máximo aplicado, foram 0,00 mm e 0,02 mm.

### 5.3.5 - Distribuição de Tensões no Perfil de Aço

Para a carga de 230,12 kN, foi obtido o escoamento da mesa inferior do perfil, figura 5.13. O valor da tensão na mesa superior do perfil é de 234,52 MPa, na alma do perfil 71,69 MPa e nas barras de armadura, superior e inferior, 268,35 MPa e 293,97 MPa, respectivamente.

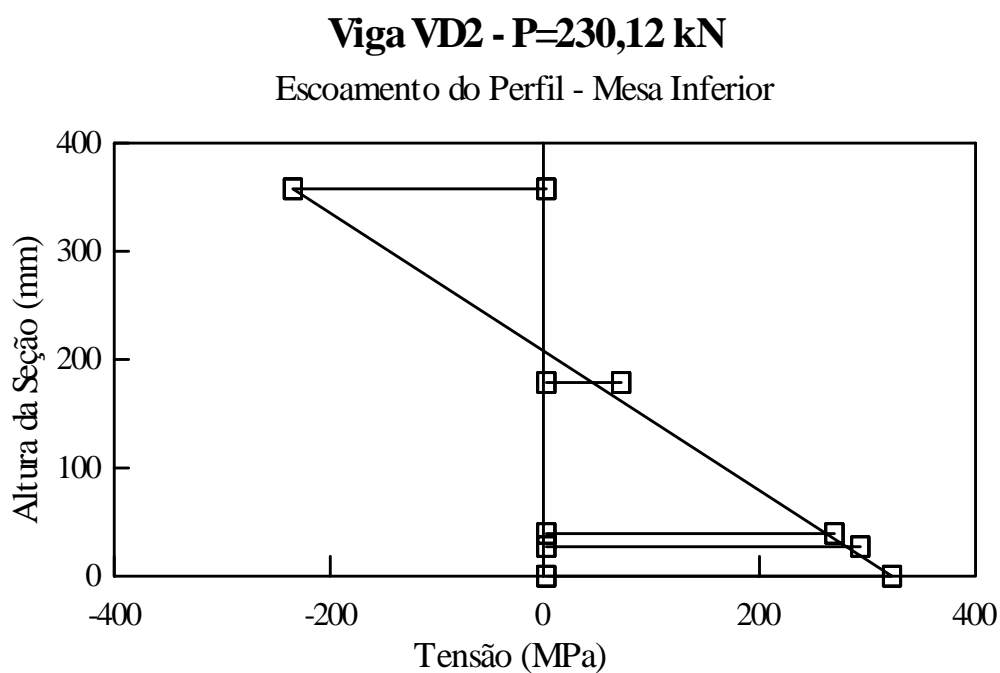


Figura 5.13 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento



Quando ocorreu o escoamento da mesa superior do perfil, a carga aplicada atingia o valor de 268,12 kN. A figura 5.14 ilustra a distribuição de tensões para este valor de carga. A tensão na alma apresenta um valor de 104,64 MPa. Para a barra de armadura os valores de tensão atingidos, nas superfícies superior e inferior, foram respectivamente de 366,34 MPa e 404,88 MPa.

**Viga VD2 - P=268,12 kN**  
Escoamento do Perfil - Mesa Superior

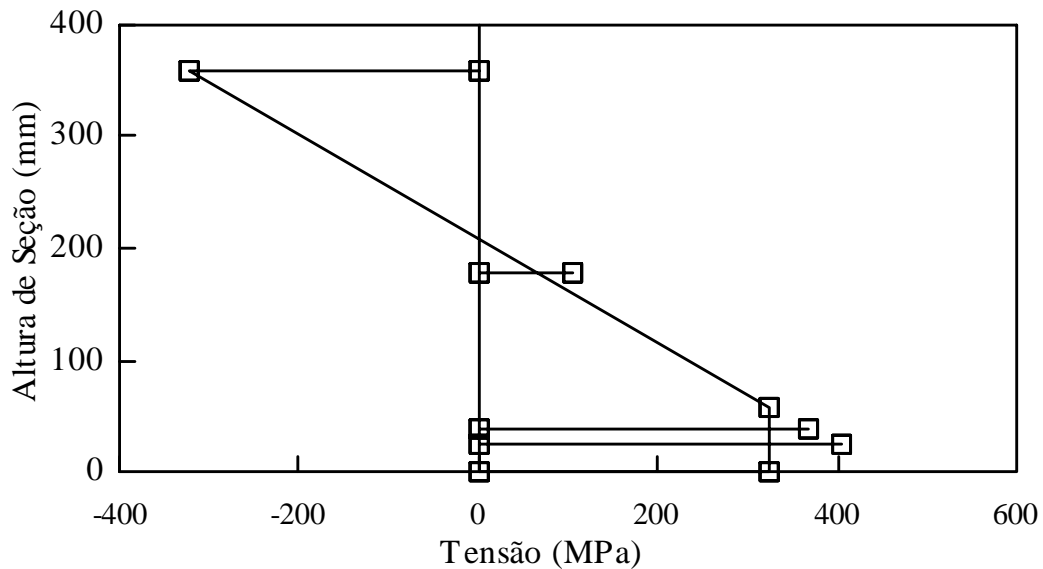


Figura 5.14 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior

Na figura 5.15 observa-se que está próximo o escoamento na superfície inferior da barra de armadura, apresentando um valor de tensão de 468,63 MPa. A carga aplicada atingiu o valor máximo de 278,27 kN. Para este valor de carga, nota-se que a seção transversal ficou parcialmente plastificada. Devido a limitações impostas, na capacidade de carga, do pórtico de reação do laboratório, o teste foi encerrado para este valor máximo de carga.

### Viga VD2 - P=278,27 kN

Carga Máxima Aplicada

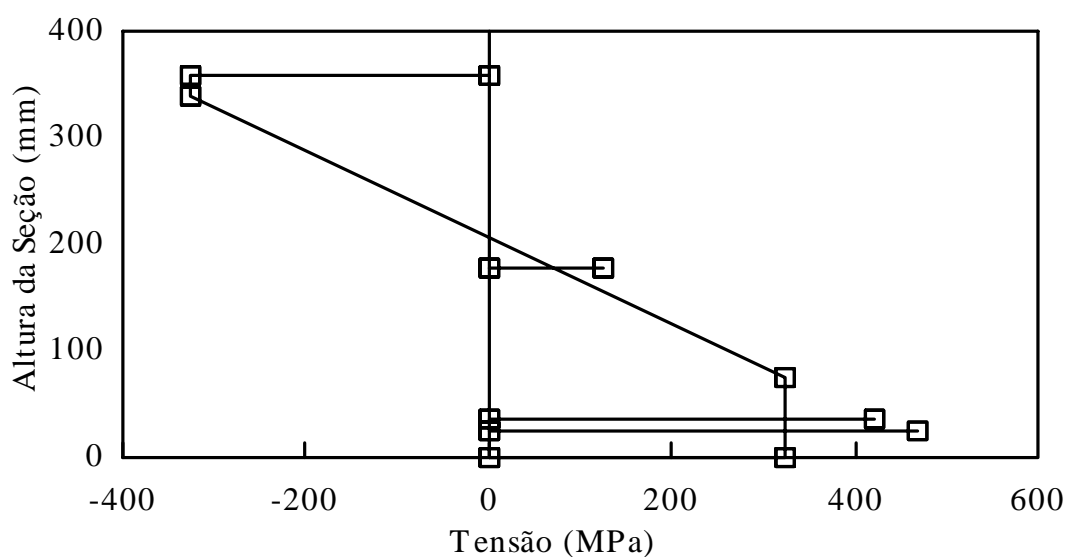


Figura 5.15 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada

## 5.4 - VIGA VS1

A viga VS1 é constituída por um perfil I soldado, com a região entre as mesas preenchida com concreto armado. As extremidades dos estribos das barras de armadura foram soldadas à alma e à mesa do perfil, com o propósito de garantir a interação entre o perfil de aço e o concreto. A seção transversal da viga VS1 é apresentada na figura 5.16.

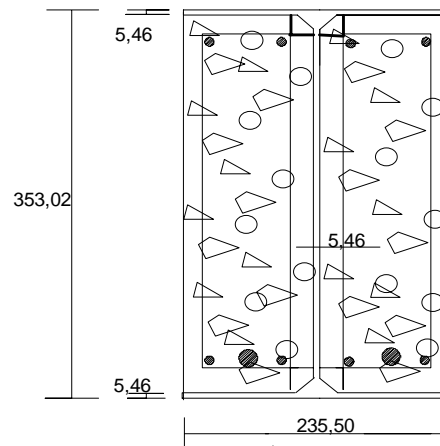


Figura 5.16 – Seção Transversal da Viga VS1

### 5.4.1 - Descrição do Ensaio

Foi observado, antes do teste, em ambas extremidades da viga, que não havia contato total entre a mesa inferior e os roletes constituintes dos apoios móvel e fixo.

Na fase de pré-carregamento, a carga máxima aplicada atingiu o valor de 71,2kN, representando 26,7 % do valor da carga de projeto. O deslocamento máximo obtido no meio do vão foi de 10,9 mm.

Depois de realizado o pré-carregamento, no mesmo dia, foi executado o ensaio do elemento estrutural, foto 5.6.



Foto 5.6 - Vista Geral da Viga VS1

Quando a carga atingiu o valor de 100,70 kN, foi realizado o reposicionamento do cursor dos LVDT's superiores. Para o valor de 133,90 kN, a mesa do perfil ficou em contato, totalmente, com o cilindro de aço componente do apoio móvel. Ocorreram ainda reposicionamentos no cursor de todos os LVDT's para a carga de 133,90 kN e, para a carga de 177,60 kN, foi realizado reposicionamento, somente nos LVDT's superiores.

Quando a carga aplicada atingiu o valor de 217,50 kN, foi detectado o fenômeno de flambagem localizada na mesa superior, do perfil de aço, na região entre os pontos de aplicação de carga.

Para a carga aplicada de 238,40 kN, o LVDT inferior foi desativado em função da possibilidade de ocorrência de danos no equipamento e, para os demais, seus cursores foram reposicionados. O fenômeno de flambagem tornava-se cada vez mais acentuado à medida que a carga aplicada aumentava, foto 5.7.

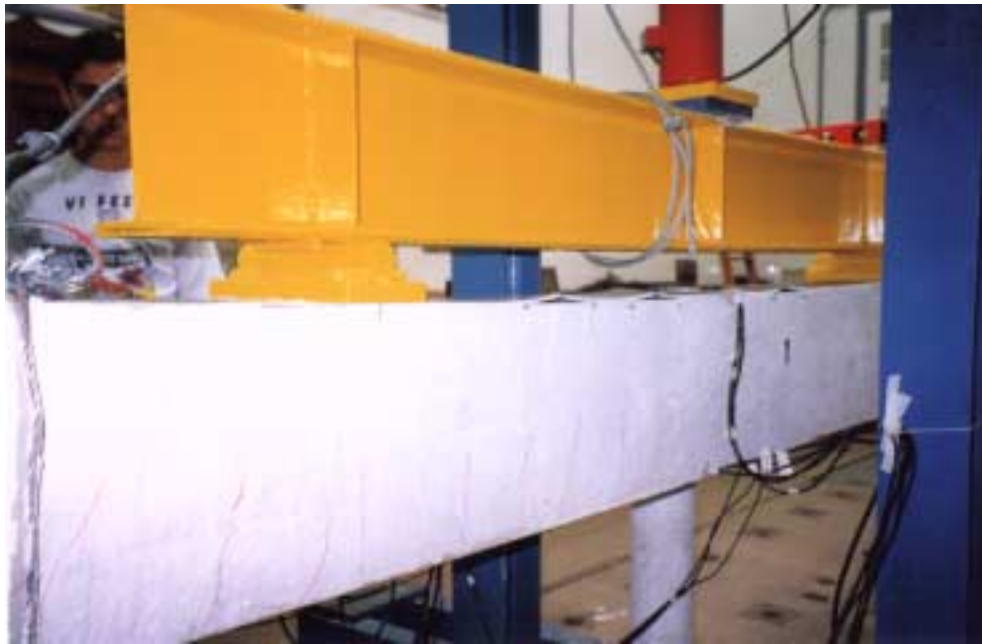


Foto 5.7 – Flambagem Local da Mesa Superior da Viga VS1

Para a carga máxima aplicada, com valor de 251,70 kN, a mesa inferior da viga se encontrava totalmente encostadas nos dois apoios. Uma vista geral da viga VS1, durante a realização do ensaio, é ilustrada na foto 5.8.



Foto 5.8 - Vista Geral da Viga VS1 Deformada

#### 5.4.2 - Deslocamentos

A figura 5.17 apresenta o gráfico carga x deslocamento. O deslocamento máximo medido foi de 60,93 mm quando a carga atingiu o valor de 238,40 kN. Este valor de deslocamento é 43,84% maior que o deslocamento obtido com a carga de serviço que foi de 42,36 mm. Foi obtida uma relação linear, carga x deslocamento, até o valor de 77,62 kN com um deslocamento correspondente de 10,88 mm.

#### Viga VS1 - Gráfico Carga x Deslocamento

LVDT Central

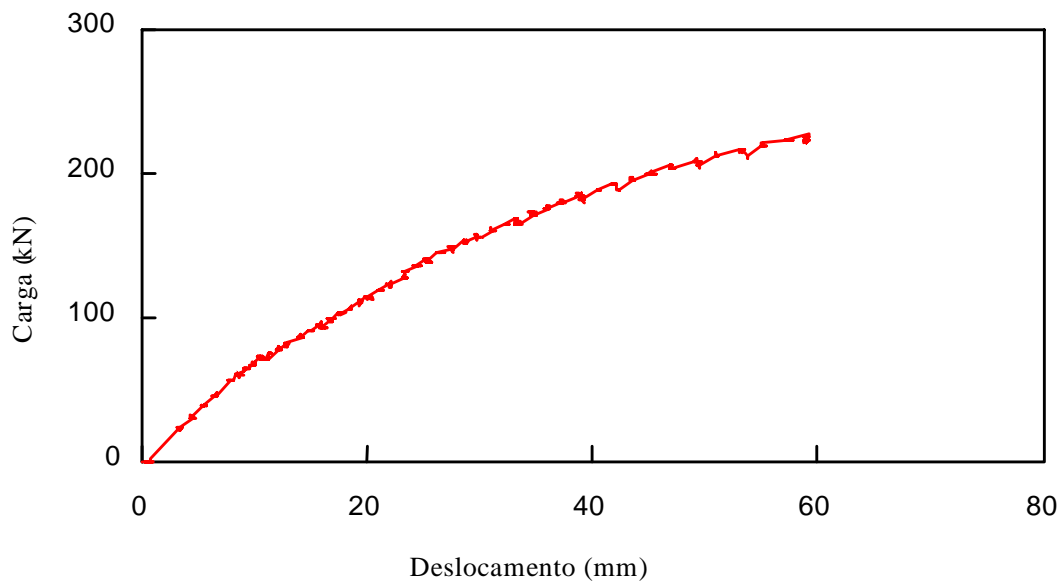


Figura 5.17 - Gráfico Carga x Deslocamento no Meio do Vão da Viga VS1

Com a finalidade de mostrar a simetria do carregamento aplicado, a figura 5.18 apresenta as duas curvas carga x deslocamento, obtidas com os dois LVDT's superiores, que são praticamente coincidentes.

### Viga VS1 - Gráfico Carga x Deslocamento

LVDT's Laterais

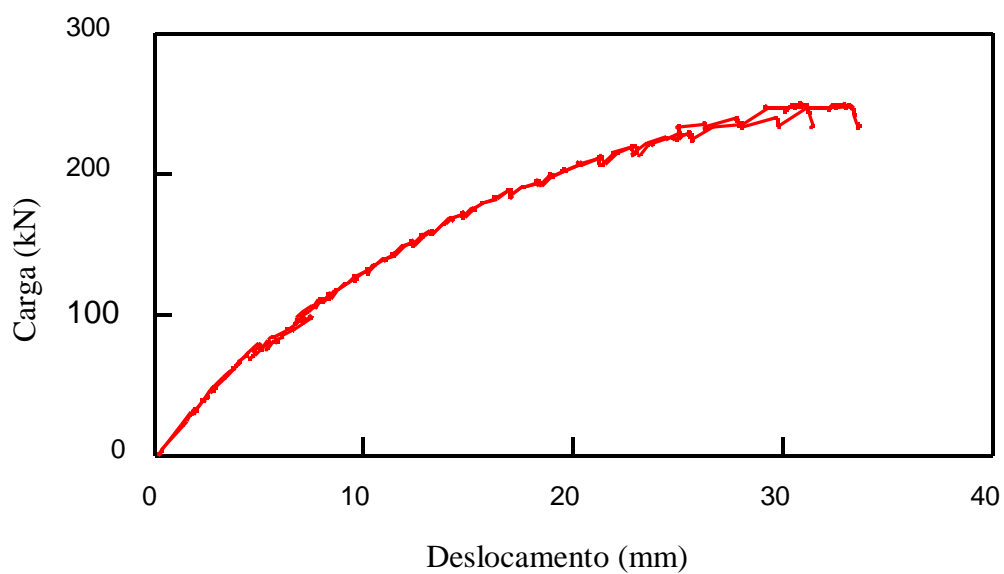


Figura 5.18 - Gráfico Carga x Deslocamento (LVDT's Laterais)

### 5.4.3 - Deformações

A figura 5.19 mostra o gráfico carga aplicada x deformação para o perfil metálico. Para a deformação de escoamento, os valores das cargas determinados pelas duas curvas são 172,48 kN e 166,54 kN, com uma diferença de 3,6 % entre estes dois valores. Com o carregamento máximo aplicado, as deformações atingiram aproximadamente 3,8 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil. Observando-se as duas curvas, pode-se evidenciar que um comportamento não linear ocorre para valores de carga superiores a 79,00 kN, aproximadamente.

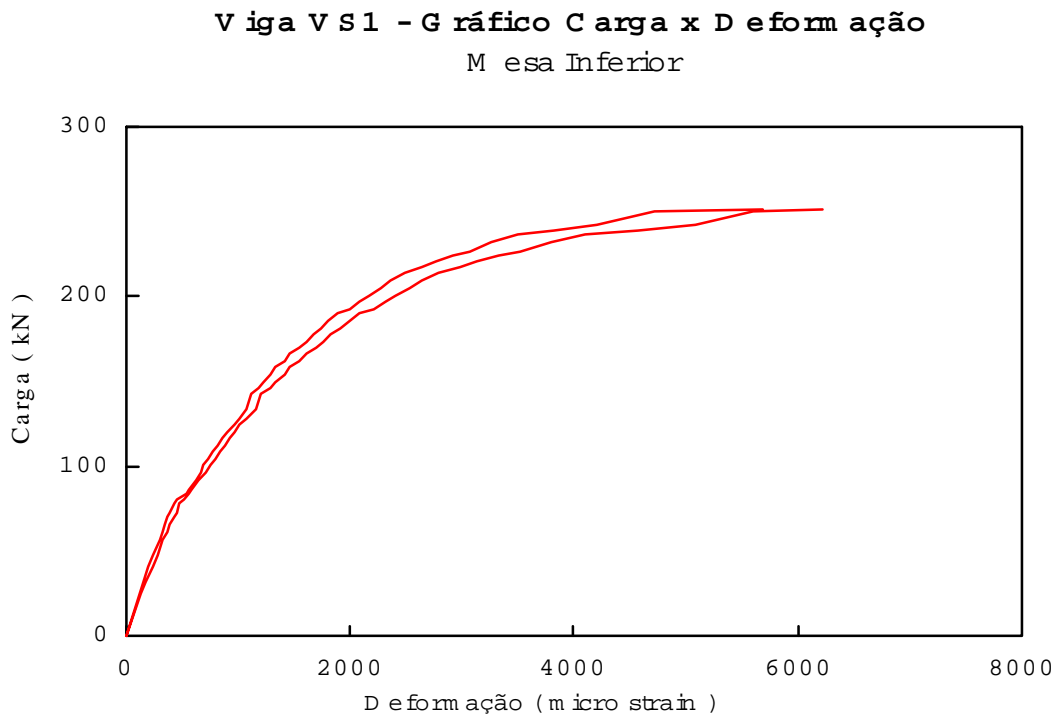


Figura 5.19 - Gráfico Carga x Deformação na Mesa Inferior do Perfil



Na figura 5.20 são plotados os carregamentos aplicados versus deformações obtidas para as barras de armadura. Os gráficos são praticamente coincidentes, com o valor da carga em torno de 215,00 kN para a deformação correspondente ao escoamento do aço da barra. As curvas apresentam um comportamento linear até um valor de carga igual a 77,00 kN, aproximadamente. As deformações máximas apresentaram valores de 1,47 vezes a deformação de escoamento do aço das barras.

#### V iga V S 1 - G ráfico C arga x D eform ação

Parte Inferior da barra

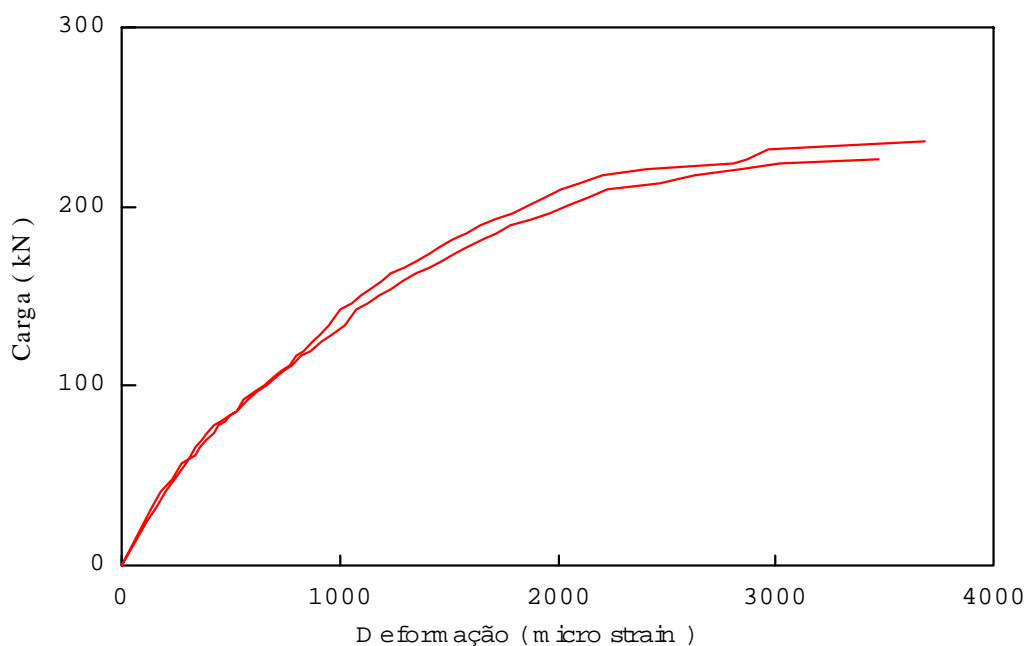


Figura 5.20 - Gráfico Carga x Deformação na Parte Inferior da Barra de Armadura

#### 5.4.4 - Deslizamento na Interface Aço-Concreto

Os valores dos deslizamentos registrados, na direção longitudinal, para o carregamento máximo aplicado foram 0,01 mm e 0,00 mm. Estes valores foram obtidos através dos deflectômetros mecânicos instalados, cada um, nas extremidades da viga, com os cursores posicionados na região comprimida do concreto.

Já os deflectômetros posicionados na direção transversal da viga, com o objetivo de prever o deslocamento lateral do concreto em relação ao perfil de aço, indicaram valores de 4,36 mm para o instrumento com o cursor no perfil de aço e 4,58mm , para o deflectômetro com o cursor posicionado no concreto.

#### 5.4.5 - Distribuição de Tensões no Perfil de Aço

Para todos os gráficos apresentados a seguir, é de suma importância ressaltar que, os valores da tensão de flexão, na região comprimida, estão influenciados pelos valores da tensão de flambagem local ocorrida na mesa superior. Devido ao fenômeno de flambagem que ocorreu não foi obtido o escoamento total da seção central do perfil de aço.

Para a carga de 173,80 kN, foi obtido o escoamento na mesa inferior do perfil, figura 5.21. O valor da tensão na mesa superior do perfil é de 246,21 MPa e na alma é de 69,62 MPa. Para a barra de armadura os valores fornecidos para a tensão foram: na superfície superior 267,73 MPa e na superfície inferior, 299,51 MPa.

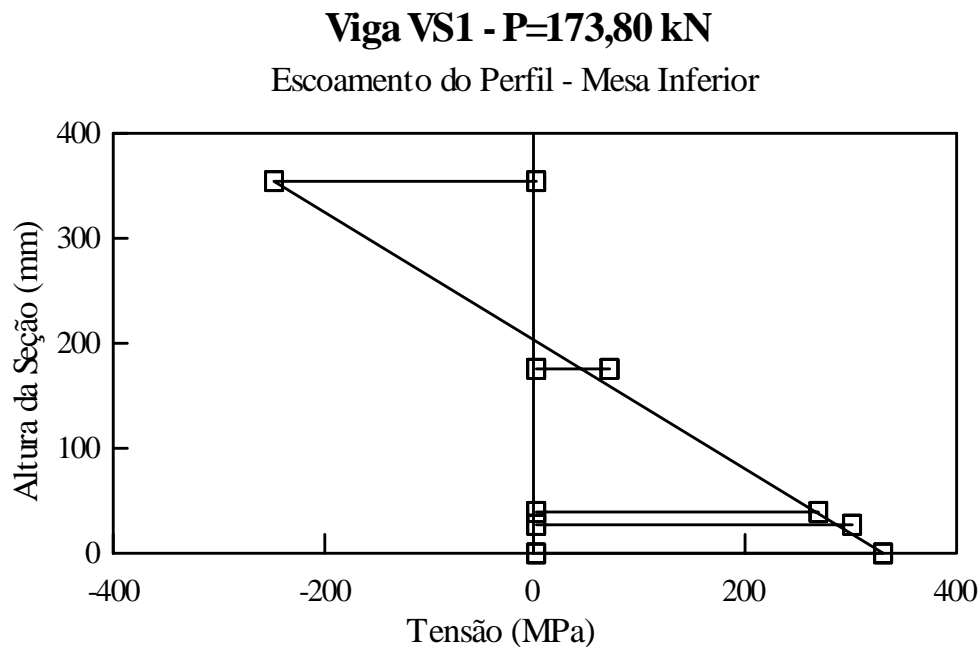


Figura 5.21 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal

Quando ocorreu o escoamento da mesa superior do perfil, a carga aplicada atingia o valor de 200,40 kN, figura 5.22. O valor da tensão na alma do perfil é de 102,7 MPa. Nas barras de armadura os valores de tensão determinados foram de 358,75 MPa, na superfície superior e de 397,70 MPa, na superfície inferior.

### Viga VS1 - P=200,40 kN

Escoamento do Perfil - Mesa Superior

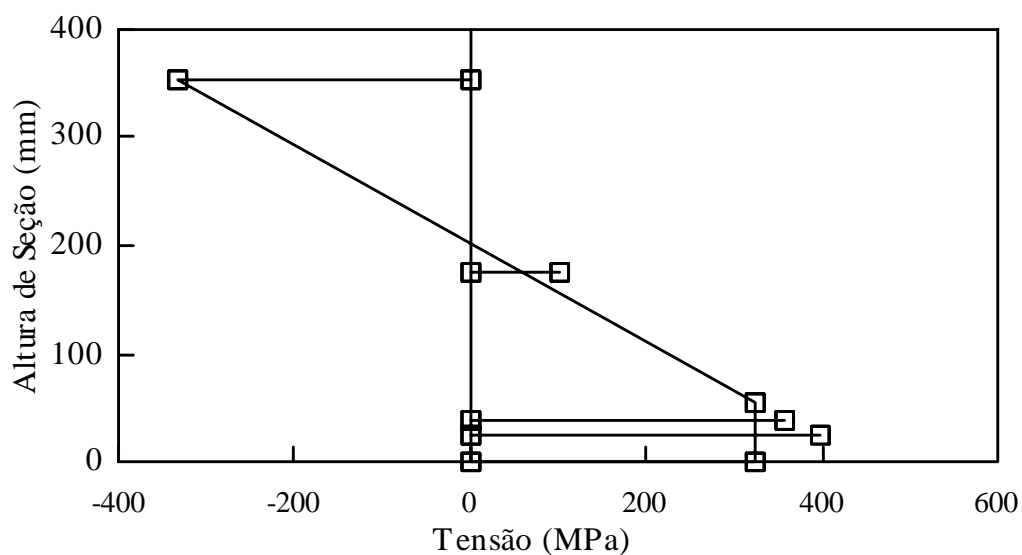


Figura 5.22 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior

Quando a carga atingiu o valor de 221,30 kN, a superfície inferior da barra de armadura já havia escoado, figura 5.23. O valor da tensão na alma do perfil é de 136,90 MPa e na parte superior da barra de armadura, 489,75 MPa.

### Viga VS1 - P=221,30 kN

Escoamento da Barra de Armadura

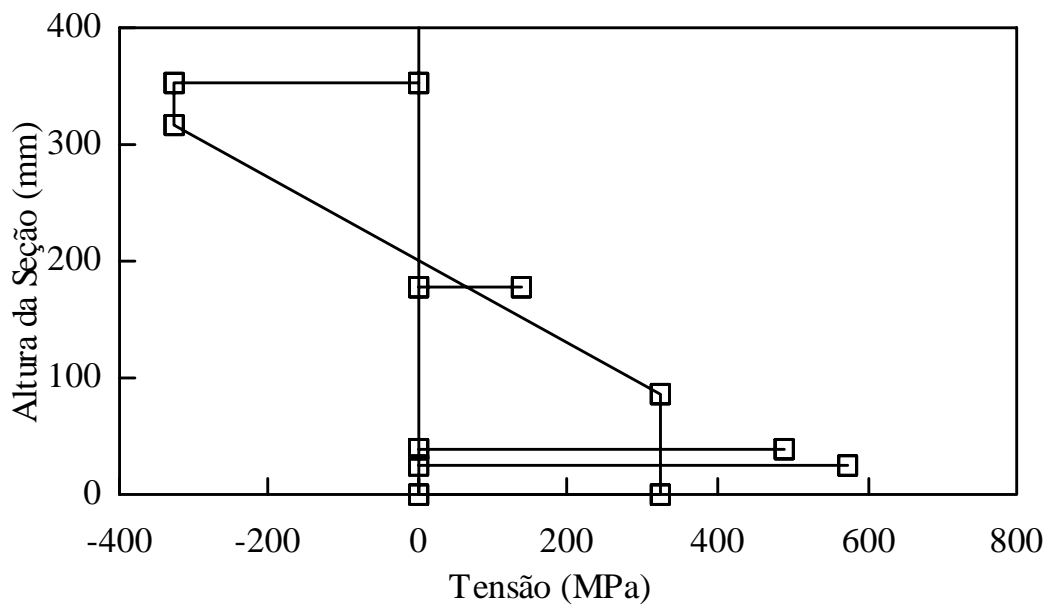


Figura 5.23 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento da Superfície Inferior da Barra de Armadura

Para o valor máximo de carga aplicada, 251,70 kN, a seção transversal encontrava-se parcialmente escoada, como ilustra a figura 5.24. Para este valor de carga a tensão na alma do perfil é de 303,90 MPa.

### Viga VS1 - P=251,70 kN

Carga Máxima Aplicada

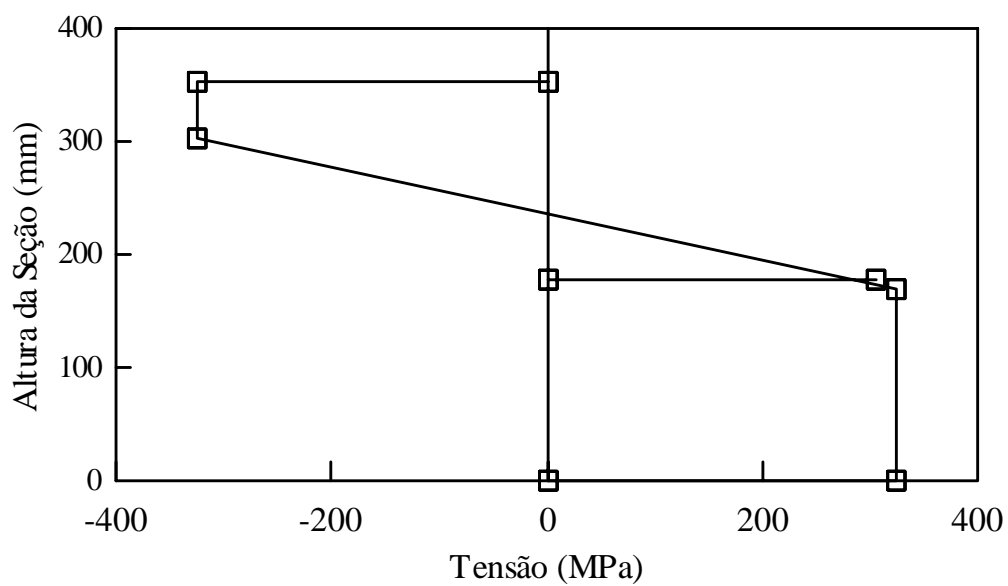


Figura 5.24 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada

### 5.5 - VIGA VS2

A viga VS2 apresenta seção transversal, mostrada na figura 5.25, semelhante à viga VS1, ou seja, é constituída de um perfil I soldado, com a região entre as mesas preenchida com concreto armado. As extremidades dos estribos das barras de armadura também foram soldadas na alma e na mesa do perfil.

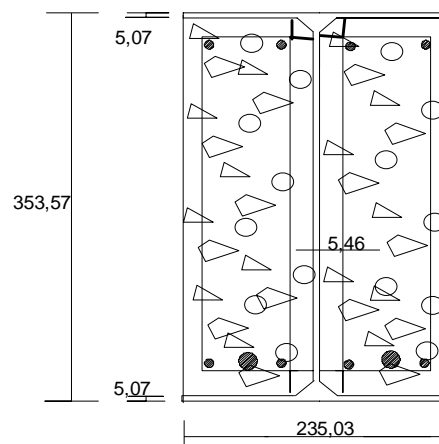


Figura 5.25 – Seção Transversal da Viga VS2

### 5.5.1 - Descrição do Ensaio

Foi constatado, antes do ensaio, que a superfície da mesa inferior não se encontrava totalmente apoiada no cilindro de aço, componente do apoio fixo.

A pré-carga atingiu o valor máximo de 75,0 kN, representando 29,5% da carga de projeto, com um deslocamento correspondente de 9,7 mm, no meio do vão. No mesmo dia foi executado o ensaio do elemento estrutural. A foto 5.9 mostra uma vista geral da viga VS2 antes do ensaio.



Foto 5.9 - Vista Geral da Viga VS2

Ao atingir-se a carga de 95,92 kN, observou-se que a mesa inferior da viga se encontrava totalmente em contato com o cilindro do apoio fixo. Foram realizados reposicionamentos dos cursores dos três LVDT's quando a carga alcançou o valor de 116,81 kN.

Quando o valor da carga era de aproximadamente 146,25 kN, havia um descolamento do concreto do perfil de aço, na mesa superior do perfil entre os pontos de aplicação de carga, e os primeiros sinais de flambagem local já eram observados.

Ao atingir-se a carga de 193,74 kN, os cursores dos LVDT's foram novamente posicionados. Para a carga de 246,93 kN, o cilindro de aço do apoio móvel encontrava-se encostado na barra de proteção do apoio. Ao atingir-se 250,73 kN, valor da carga máxima aplicada, a flambagem localizada na mesa comprimida do perfil, na região central do vão da viga, mostrava-se bastante acentuada, foto 5.10.



Foto 5.10 - Flambagem Local da Mesa Comprimida do Perfil



### 5.5.2 - Deslocamentos

A figura 5.26 mostra o gráfico carga x deslocamento. Os deslocamentos foram obtidos no meio do vão da viga durante a aplicação das cargas. Para a carga final de 250,73 kN o deslocamento medido foi de 75,14 mm. Este valor de deslocamento é 101,45% maior que o deslocamento obtido para a carga de serviço que foi de 37,30 mm. Observando-se o gráfico pode-se constatar um comportamento linear para valores de carga até 78,59 kN, com um valor correspondente de deslocamento de 10,75 mm.

#### Viga VS2 - Gráfico carga x Deslocamento

LVDT Central

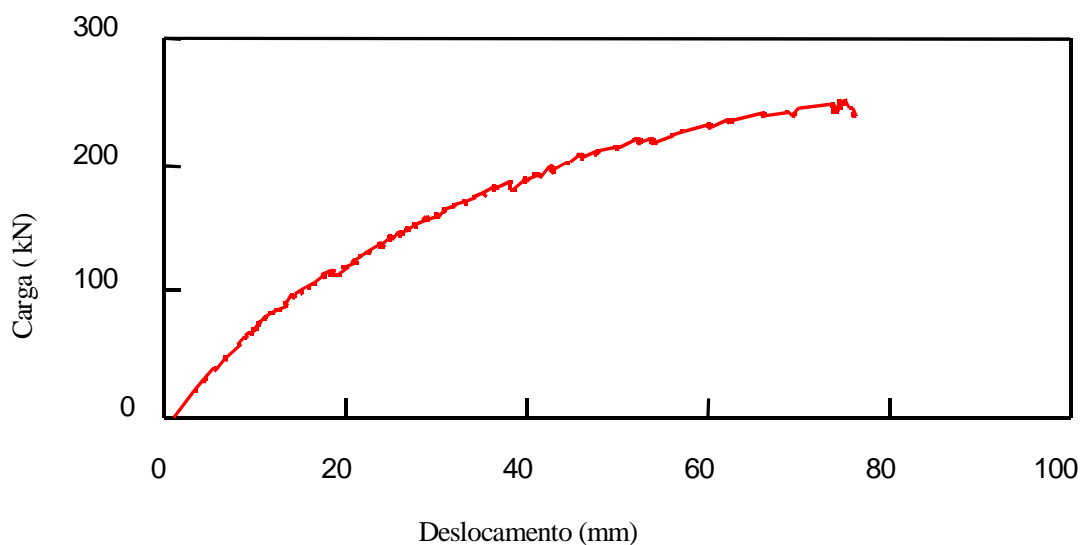


Figura 5.26 - Gráfico Carga x Deslocamento na Seção Central da Viga VS2

Para comprovar a simetria do carregamento aplicado, a figura 5.27 ilustra a curva carga x deslocamento, para os dois LVDT's superiores; observa-se que as curvas são praticamente coincidentes.

### **Viga VS2 - Gráfico Carga x Deslocamento**

#### **LVDT's Laterais**

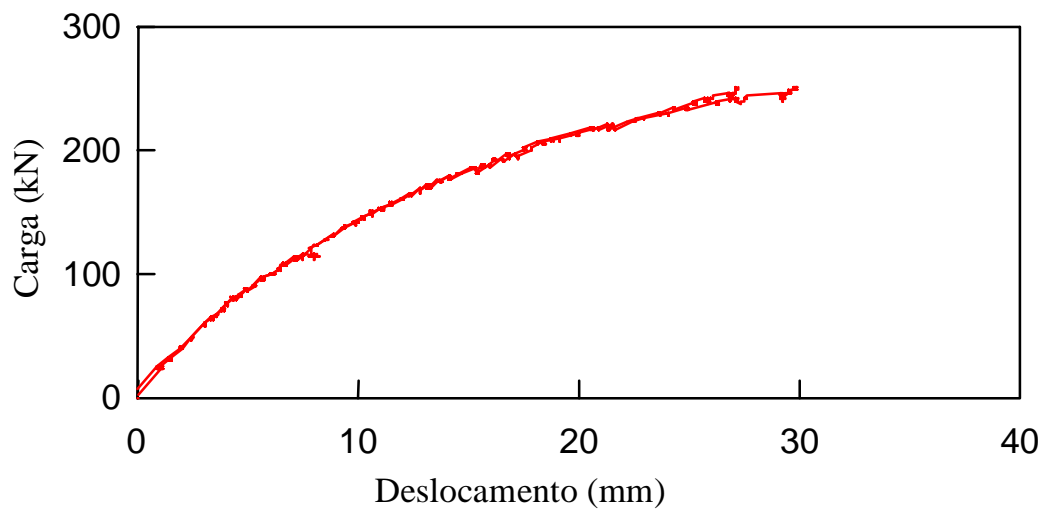


Figura 5.27 - Gráfico Carga x Deslocamento - LVDT's Laterais

### 5.5.3 - Deformações

A figura 5.28 apresentada a seguir, mostra o gráfico carga aplicada x deformação. Para a deformação de escoamento do aço do perfil, os valores das cargas fornecidos pelas duas curvas são 177,33 kN e 173,45 kN, com uma diferença de 2,24% entre estes dois valores. Com o carregamento máximo aplicado, as deformações atingiram aproximadamente 2,71 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil. Para valores de carga superiores a 80,29 kN, aproximadamente, pode-se observar um comportamento não linear das curvas.

**Viga VS2 - Gráfico Carga x Deformação**  
Mesa Inferior

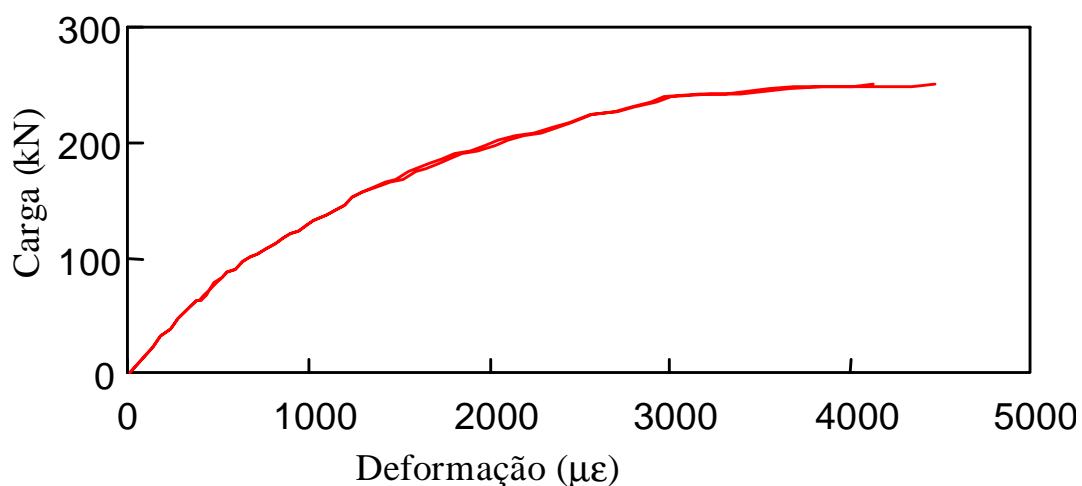


Figura 5.28 - Gráfico Carga x Deformação da Mesa Inferior do Perfil

Na figura 5.29 são plotados os carregamentos aplicados versus deformações para as barras de armadura. Os gráficos são praticamente coincidentes, com o valor da carga em torno de 226,00 kN para a deformação correspondente ao escoamento do aço da barra. Um comportamento linear é observado para valores de carga inferiores a 85,00 kN, aproximadamente. As deformações máximas atingiram valores de 1,5 vezes a deformação de escoamento.

### Viga VS2 - Gráfico Carga x Deformação Parte Inferior da barra

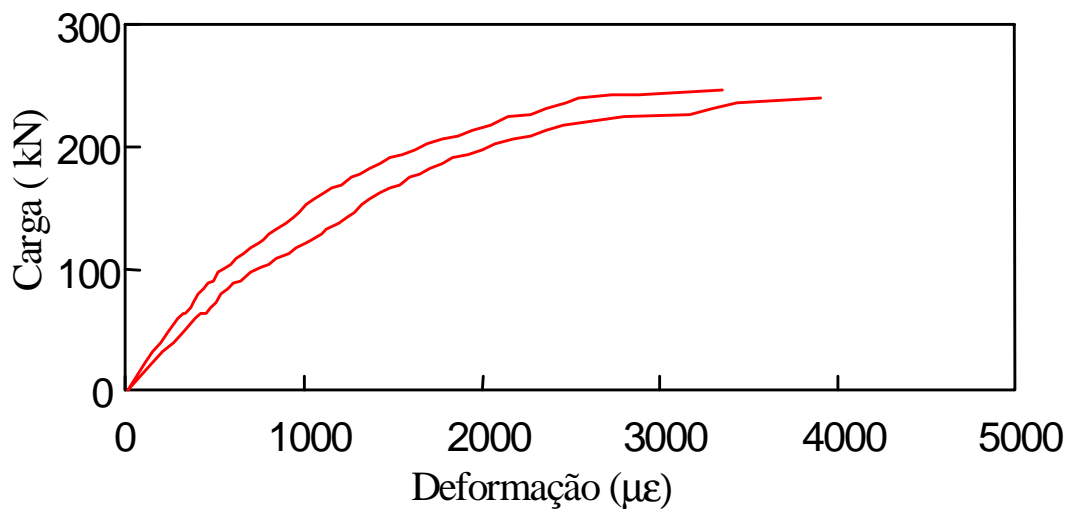


Figura 5.29 - Gráfico Carga x Deformação da Parte Inferior da Barra de Armadura

#### 5.5.4 - Deslizamento na Interface Aço-Concreto

Os valores dos deslizamentos registrados, na direção longitudinal, para o carregamento máximo aplicado foram 0,01 mm e 0,00 mm. Estes valores foram obtidos através dos deflectômetros mecânicos instalados, cada um, nas extremidades da viga, com os cursores posicionados na região comprimida do concreto.

Já os deflectômetros posicionados na direção transversal da viga, com o objetivo de prever o deslocamento lateral do concreto em relação ao perfil de aço, indicaram valores de 1,12 mm para o instrumento com o cursor no perfil de aço e 2,32 mm para o deflectômetro com o cursor posicionado no concreto.

### 5.5.5 - Distribuição de Tensões no Perfil de Aço

Para a carga de 175,70 kN, foi obtido o escoamento da mesa inferior do perfil, figura 5.30. O valor da tensão na mesa superior do perfil é de 252,36 MPa. Na alma do perfil a tensão obtida foi de 75,85 MPa. O valor da tensão obtido na superfície inferior da barra de armadura foi de 259,12 MPa.

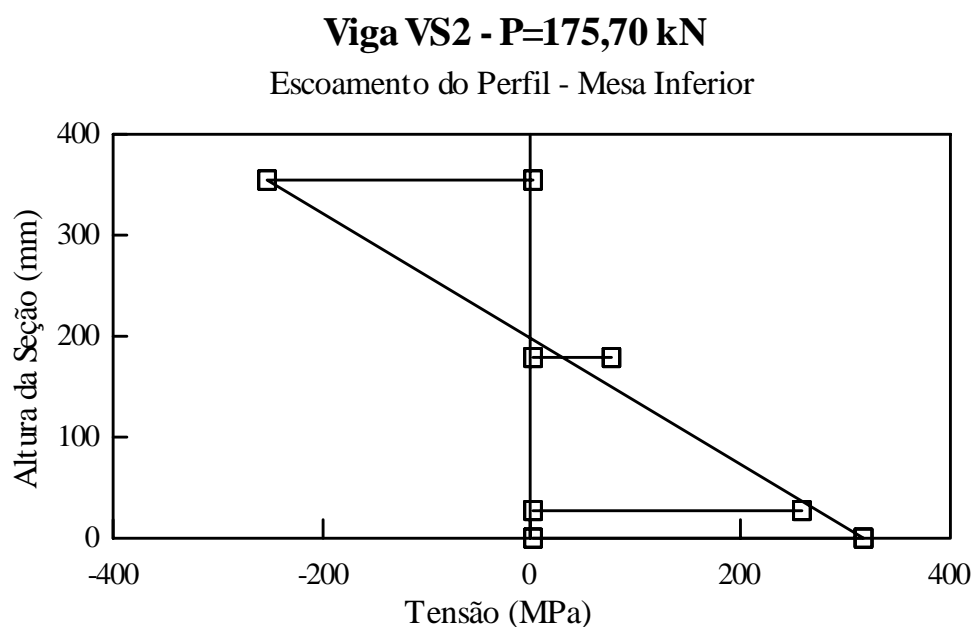


Figura 5.30 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento da Seção Transversal

Quando ocorreu o escoamento da mesa superior do perfil, a carga aplicada atingia o valor de 193,74 kN, figura 5.31. Os valores de tensão obtidos foram de: na alma do perfil, 97,97 MPa, e na superfície inferior da barra de armadura, 318,16 MPa.

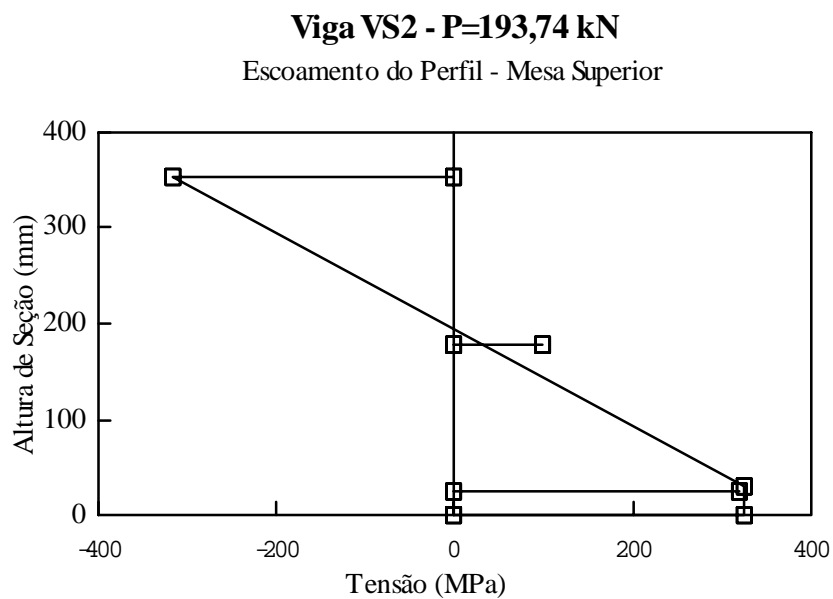


Figura 5.31 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Início do Escoamento na Mesa Superior

Na figura 5.32 observa-se que ocorreu o escoamento da superfície inferior da barra de armadura para um valor de carga de 234,58 kN e o valor da tensão na alma do perfil é de 172,51 kN.

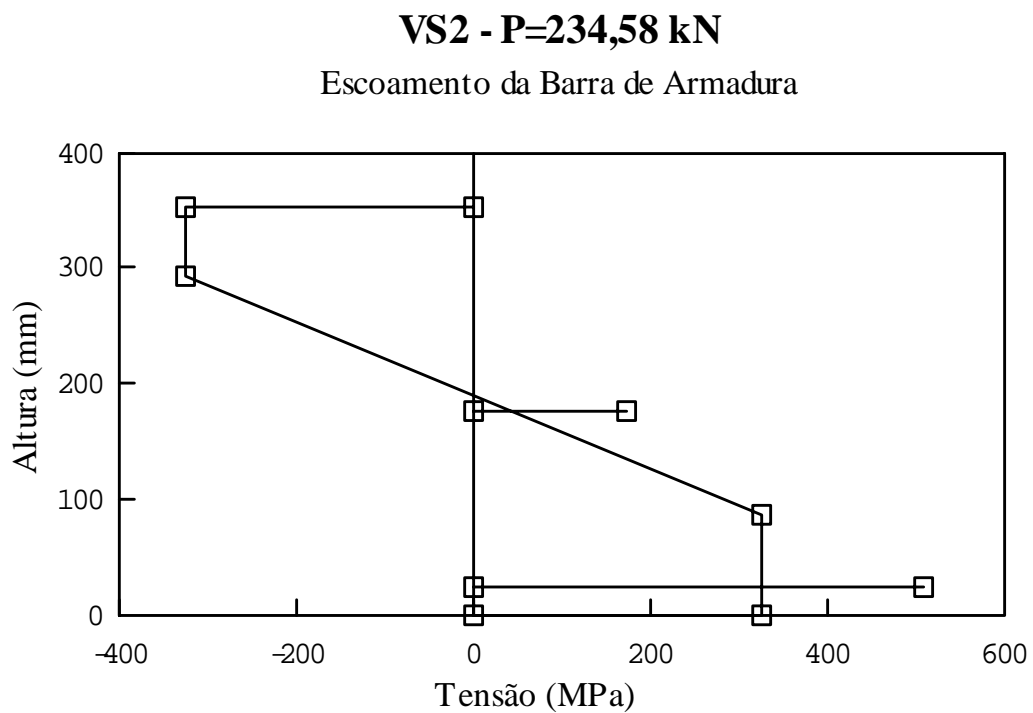


Figura 5.32 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para o Escoamento da Armadura

Para a carga máxima aplicada, a figura 5.33 ilustra o comportamento da distribuição de tensões; a tensão na alma do perfil atingiu o valor de 310,31 MPa.

### VS2 - P=250,73 kN

Carga Máxima Aplicada

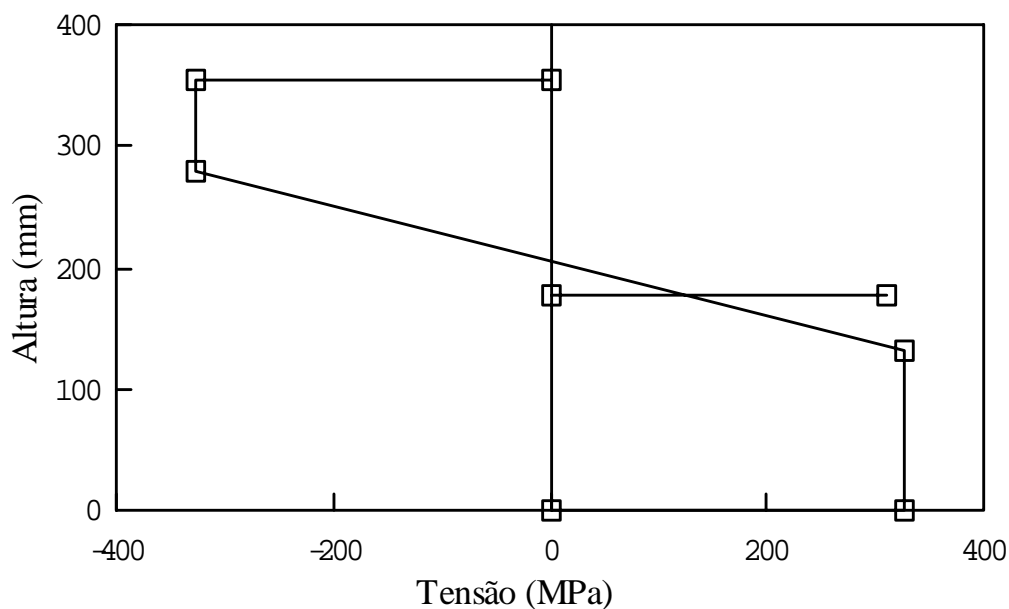


Figura 5.33 - Gráfico Tensão x Altura da Seção para a Carga Máxima Aplicada

Não ocorreu a plastificação total da seção transversal devido à flambagem localizada na mesa superior do perfil. Mais uma vez, é importante ressaltar que os valores das tensões de flexão na mesa comprimida, para todos os gráficos apresentados acima, estão influenciados pela flambagem localizada.



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo experimental desenvolvido neste trabalho possibilitou observar o comportamento de estruturas mistas, solicitadas por carregamento transversal paralelo ao plano da alma. Foram utilizados perfis soldados e de chapa dobrada na composição dos elementos estruturais, preenchidos com concreto simples e armado. Procurou-se determinar e/ou observar: possíveis modos de ruína, resistência última, distribuição de tensões no perfil de aço na região central das vigas, deflexões, deformações, fenômenos de instabilidade e o deslizamento do concreto em relação ao perfil de aço.

Os valores das cargas de projeto, determinados com o auxílio do programa RESIST.MCD para as vigas VD1, VD2, VS1 e VS2 foram de 306,69 kN, 341,59 kN, 266,93 kN e 254,01 kN, respectivamente.

As cargas máximas aplicadas, durante os ensaios, para as vigas VD1, VD2, VS1 e VS2 atingiram os seguintes valores: 256,43 kN, 278,27 kN, 251,70 kN e 250,73 kN, respectivamente.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões e sugestões para a continuidade do trabalho realizado.

### 6.1 – CONCLUSÕES

#### 6.1.1 - Modo de Ruína

Para a viga VD1, o modo de ruína ocorreu devido a uma ruptura na solda de emenda dos perfis “U” enrijecidos, na parte tracionada da viga. Esta solda, distante 2.485 mm do apoio fixo, foi executada pela equipe da Módulo - Estruturas Metálicas S.A. Esta ruptura ocorreu, quando a carga aplicada atingia o valor de 256,43 kN, representando 83,61% da carga de projeto, calculada através do programa RESIST.MCD que foi de 306,69 kN. A falta de penetração do material do eletrodo ou um alto índice de porosidade na junção, podem ser citados como os possíveis motivadores da ruína da solda já mencionada. Uma das soluções para este problema, consiste na utilização de juntas pré-qualificadas da AWS (American Welding Society), garantindo uma penetração total do material do eletrodo.

Na viga VD2, não foi possível detectar seu modo de ruína. O valor da carga de ruína prevista, determinada através do programa RESIST.MCD, é de 389,00 kN. Devido a limitações na capacidade de carga, do pórtico de reação do laboratório, só foi possível a aplicação de uma carga máxima de 278,27 kN. Este valor de carga máxima aplicada representa 81,46% do valor da carga de projeto determinada através do programa RESIST.MCD de valor igual a 341,59 kN.

As vigas VS1 e VS2 eram constituídas por perfis soldados preenchidos com concreto armado. As duas vigas apresentaram flambagem local da mesa superior do perfil, na região entre os pontos de aplicação de carga. Nesta região aconteceu um descolamento do perfil de aço do concreto, que deixou de trabalhar como um enrijecedor contínuo para a mesa superior do perfil. As vigas apresentavam relação largura/espessura, para as mesas e alma, superiores às previstas nas normas técnicas, [NBR 86] e [CSA 89], para as seções classe 1 e 2. Este fenômeno ocorreu antes de se atingir a carga de projeto prevista, determinada pelo programa RESIST.MCD. Os valores destas cargas foram de 266,93 kN para a viga VS1 e 254,01 kN para a VS2. A solução adequada para se evitar o aparecimento da flambagem local da mesa é definir-se dimensões para as mesas comprimidas que não ultrapassem os valores limites

estabelecidos nos critérios de dimensionamento e, deste modo, atingir-se a plastificação total da seção, do perfil de aço, antes do aparecimento da flambagem localizada.

### 6.1.2 - Programa RESIST.MCD

O programa RESIST.MCD, utilizado neste trabalho, desenvolvido para avaliar a resistência dos perfis ensaiados, apresentou bons resultados na avaliação da resistência última das vigas constituídas por perfis de chapa dobrada.

A carga de projeto determinada pelo programa, para a viga VD1, foi de 306,69 kN. A ruptura da solda de emenda dos perfis ocorreu quando o valor da carga aplicada era de 256,43 kN, igual a 84% da carga de projeto obtida pelo programa. Para este valor de carga máxima a seção de aço do perfil já havia plastificado completamente.

A carga máxima aplicada na viga VD2, atingiu apenas 81% da carga de projeto obtida pelo programa. Por limitações na capacidade de carga do pórtico de reação do laboratório, o ensaio foi encerrado para este valor de carga.

Com os resultados acima obtidos da viga VD1, e com os testes realizados com o programa, usando-se as seções transversais analisadas por MERGULHÃO, [MERG94], podemos concluir que o programa RESIST.MCD pode ser utilizado para a avaliação da resistência de vigas mistas de perfis, formados por chapa dobrada, preenchidos com concreto simples ou armado.

Para a viga VS1, a carga de projeto determinada pelo programa, foi de 266,93 kN. Para a carga máxima aplicada de 251,70 kN, igual a 94% da carga de projeto prevista, a seção transversal de aço do perfil encontrava-se parcialmente escoada.

Com o valor máximo de carga aplicada de 250,73 kN, igual a 99% da carga de projeto prevista para a viga VS2, obteve-se também, um escoamento parcial da seção de aço do perfil.

Lembrando que, para as vigas VS1 e VS2, os valores da tensão de flexão, na região comprimida, estão influenciados pelos valores da tensão de flambagem local ocorrida na mesa superior. Devido ao fenômeno de flambagem que ocorreu, não foi obtido o escoamento total da seção central do perfil de aço.

Para as vigas VS1 e VS2, constituídas por perfis soldados, devido ao aparecimento da flambagem localizada na mesa comprimida, não podemos concluir que o programa apresenta resultados satisfatórios. É necessário então a realização de novos ensaios experimentais, evitando-se o aparecimento da flambagem localizada, para obtermos conclusões seguras para o uso do programa para este tipo de seção.

### 6.1.3 - Deslocamentos

Uma relação linear carga x deslocamento foi obtida para a viga VD1 até um valor de 90,72 kN, com um deslocamento correspondente de 8,16 mm. Este valor de carga corresponde a 40,52% da carga de serviço. A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço foi de 29,9 mm, valor próximo da flecha teórica obtida com a inércia corrigida, 29,57 mm.

Para a viga VD2, um comportamento carga x deslocamento linear, ocorre para valores de carga até 41,49 kN, com um deslocamento correspondente de 3,2 mm. Este valor de carga corresponde a 16,64% da carga de serviço. A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço foi de 28,57 mm. O valor da flecha teórica determinada com a inércia corrigida, foi de 29,37 mm.

Para as vigas VD1 (concreto simples) e VD2 (concreto armado), analisando-se os dados acima, têm-se bons resultados, quando são comparados os

valores de deslocamento obtidos nos ensaios, para a carga de serviço, com os valores calculados teoricamente, usando-se a inércia corrigida para as seções transversais.

Uma relação linear, carga x deslocamento, foi obtida para a viga VS1 até um valor de 77,62 kN, com um deslocamento correspondente de 10,88 mm. Este valor de carga corresponde a 39,83% da carga de serviço. A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço foi de 42,36 mm. O valor da flecha teórica obtida com a inércia corrigida foi de 39,40 mm.

Para a viga VS2, um comportamento carga x deslocamento linear, ocorre para valores de carga até 78,59 kN, com um deslocamento correspondente de 10,75 mm. Este valor de carga corresponde a 42,38% da carga de serviço. A flecha obtida no ensaio para a carga de serviço foi de 37,30 mm. O valor da flecha teórica obtida com a inércia corrigida foi de 36,48 mm.

Analizando-se os dados acima, referentes às vigas VS1 e VS2, que possuíam seções transversais semelhantes, verifica-se que os resultados teóricos e de laboratório são praticamente coincidentes para todos os parâmetros citados. Fazendo-se também uma comparação entre os valores das flechas de laboratório com os valores teóricos, determinados através da inércia corrigida, tem-se também bons resultados.

Para as flechas obtidas nos ensaios das vigas, com vão de 5.300 mm, foram considerados os efeitos do peso-próprio e da sobrecarga com valores nominais. As deflexões determinadas nos ensaios teriam valores mais precisos se tivessem sido medidas as parcelas devidas à deformação lenta e à retração do concreto.

Os valores teóricos calculados para as flechas foram determinados utilizando-se o procedimento para vigas-mistas com perfis de alma cheia, laminados ou soldados, sem concreto de preenchimento, [CHIE84]. Este procedimento adotado para nosso caso, vigas-mistas de perfis, formados por chapas dobradas e soldados, preenchidos com concreto armado e simples, não sofreu nenhuma modificação de cálculo. A participação do concreto armado de preenchimento implica, em termos de flecha, apenas, no acréscimo dos momentos de inércia da seção transversal da viga, tornando a estrutura mais rígida, apresentando então, flechas menores que as vigas-mistas sem concreto de preenchimento.

Os valores obtidos nos ensaios e os valores teóricos, determinados através da correção do momento de inércia da seção mista, encontram-se elevados quando comparados com o valor admissível  $L/360 = 14,72$  mm, [NBR 86]. Fazendo-se o cálculo de maneira inversa, isto é, calculando-se o vão para a flecha admissível, chega-se a conclusão que as vigas formadas por perfis de chapa dobrada seriam adequadas para vãos até 4,50 m e as vigas formadas por perfis soldados, para vãos até 4,20 m. Para os casos práticos de dimensionamento, estes vãos seriam bem maiores devido a participação da laje de concreto, incorporada à seção transversal das vigas, [MERG94].

#### **6.1.4 - Deformações**

A mesa inferior da viga VD1 apresentou um comportamento linear carga x deformação, até um valor aproximado de carga aplicada de 86,00 kN, com uma deformação média correspondente de 523,00µε. Este valor de deformação é bastante inferior a deformação de escoamento do aço do perfil, 1586µε. O valor médio da carga obtido para o início do escoamento do aço do perfil é de 177,00 kN. As deformações máximas medidas atingiram valores de 2,5 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil.

Um comportamento não linear carga x deformação, foi observado para o perfil da viga VD2, para valores de carga superiores a 60,00 kN, com uma deformação correspondente de 297,00µε. O início do escoamento do aço do perfil, ocorreu quando a

carga aplicada atingiu um valor aproximado de 232,00 kN. Para a carga máxima aplicada, as deformações atingiram cerca de 1,5 vezes a deformação de escoamento do aço do perfil.

Para as barras de armadura da viga VD2, um comportamento não linear carga x deformação, foi detectado para valores de carga superiores a 60,00 kN, com uma deformação correspondente de 279,00µε. Os valores máximos para as deformações das barras de armadura não atingiram o valor correspondente a deformação de escoamento das barras.

Analisando-se o gráfico carga x deformação, para a mesa inferior do perfil, da viga VS1, observa-se um comportamento linear para valores de carga inferiores a 79,00 kN. Para este valor de carga, a deformação média encontrada foi de 470,00µε. O início do escoamento foi obtido quando a carga aplicada era de 170,00 kN, aproximadamente. As deformações máximas medidas foram de quatro vezes o valor da deformação de escoamento do aço do perfil.

Para as barras de armadura da viga VS1, um comportamento linear carga x deformação foi obtido para valores de carga inferiores a 77,00 kN, com uma deformação média correspondente de 436,00µε. O escoamento teve início para a carga aplicada de 215,00 kN. As deformações máximas atingiram valores de 1,5 vezes a deformação de escoamento do aço das barras de armadura.

Para a mesa inferior da viga VS2, analisando-se o gráfico carga x deformação, tem-se um comportamento linear da curva para valores de carga até 80,00 kN, aproximadamente, com uma deformação média correspondente de 499,00µε. O valor da carga para o início do escoamento da seção do perfil é de 175,00 kN, aproximadamente. Para a carga máxima aplicada as deformações atingiram cerca de 2,7 vezes a deformação de escoamento do aço dos perfis.

A carga média de escoamento obtida para as barras de armadura da viga VS2 é de 226,00 kN. Analisando-se o gráfico carga x deformação, para as barras de armadura, verifica-se um comportamento não linear para valores de carga superiores a 85,00 kN, aproximadamente, com uma deformação média correspondente de 448,00 kN. As deformações máximas atingiram valores de 1,5 vezes a deformação de escoamento do aço das barras de armadura.

### **6.1.5 - Fenômenos de Instabilidade**

As quatro vigas ensaiadas não apresentaram fenômenos de instabilidade relacionados com a flambagem lateral por torção. O concreto de preenchimento aumenta consideravelmente a rigidez, dos elementos estruturais, impedindo o aparecimento deste fenômeno durante a aplicação do carregamento.

As vigas VD1 e VD2, formadas por perfis de chapa dobrada, não apresentaram problemas de flambagem localizada, nas almas e mesas, dos perfis metálicos. O concreto de preenchimento confinado pelas mesas, e a presença dos enrijecedores que formam a seção transversal do perfil “T”, funcionam como enrijecedores contínuos ao longo do comprimento dos perfis. Podemos concluir então que, para este tipo de seção transversal, perfis metálicos formados por chapa dobrada enrijecidos, não ocorre a flambagem localizada durante a aplicação do carregamento.

Para as vigas VS1 e VS2, constituídas por perfis soldados, ocorreram fenômenos de instabilidade relacionados com a flambagem local da mesa comprimida. Como já foi descrito anteriormente, a causa deste fenômeno foi o fato de que as vigas apresentavam relação largura/espessura, para as mesas e alma, superiores às previstas nas normas técnicas, [NBR 86] e [CSA 89], para as seções classe 1 e 2. Este fenômeno ocorreu antes de se atingir a carga de projeto prevista, determinada pelo programa

RESIST.MCD. A solução adequada para se evitar o aparecimento da flambagem local da mesa é definir-se dimensões, para as mesas comprimidas, que não ultrapassem os valores limites estabelecidos nos critérios de dimensionamento e, deste modo, atingir-se a plastificação total da seção, do perfil de aço, antes do aparecimento da flambagem localizada.

#### **6.1.6 - Deslizamentos**

Os valores dos deslizamentos do concreto na interface com o perfil de aço, na direção longitudinal, para as quatro vigas ensaiadas, podem ser desprezados concluindo-se então, que não ocorreram deslizamentos do concreto em relação ao perfil.

No caso das vigas VD1 e VD2, formadas por perfis de chapa dobrada, com uma seção transversal “I” enrijecida, o concreto ficou confinado pelo perfil, de tal modo que estes dois elementos, aço e concreto, trabalhassem como se fosse uma seção homogênea.

Para as vigas VS1 e VS2, constituídas por perfis soldados, o fato de se ter soldado as extremidades dos estribos, na alma e mesa do perfil, colaborou para que não houvesse deslizamentos do concreto em relação ao perfil de aço, funcionando como conectores de cisalhamento e garantindo a interação total entre o perfil de aço e o concreto de preenchimento.

Para as vigas VS1 e VS2, formadas por perfis soldados, os deflectômetros mecânicos posicionados na direção transversal destas vigas, detectaram valores desprezíveis de deslizamento com relação à expulsão lateral do concreto. Podemos concluir então que o processo de soldagem das extremidades dos estribos, à mesa e à alma dos perfis, também garantiram, no sentido transversal, uma total interação do concreto com o perfil de aço.

### **6.2 – SUGESTÕES**

O entendimento satisfatório do comportamento destas estruturas só seria conseguido através da execução de um grande número de ensaios, dado a quantidade relativamente elevada de variáveis que interferem diretamente na questão. A seguir apresentam-se algumas sugestões para o desenvolvimento de futuros trabalhos relacionados com este estudo:

- a realização de novos ensaios experimentais de modelos em escala real de vigas formadas por perfis de aço mistos, constituídas por perfis “I” soldados, com os elementos da seção transversal apresentando relação largura/espessura, que não ultrapassem os valores limites estabelecidos nos critérios de dimensionamento, utilizando-se laje moldada no local, com ou sem deck metálico;
- a execução de um ensaio experimental de um modelo em escala real de vigas formadas por perfis de aço mistos, seção I laminada, para se avaliar a influência de conectores na interação aço-concreto;
- a realização de um estudo experimental de um modelo em escala real de vigas formadas por perfis de aço mistos, chapa dobrada, utilizando-se laje moldada no local, com ou sem deck metálico.

## CONTROLE DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

### Viga VD1

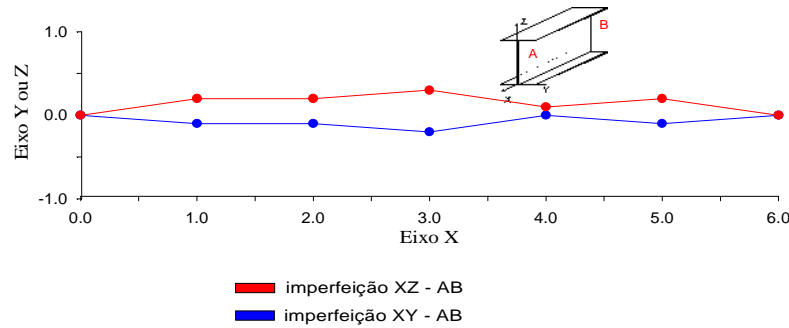


Figura 1 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado AB da viga VD1(m/cm)

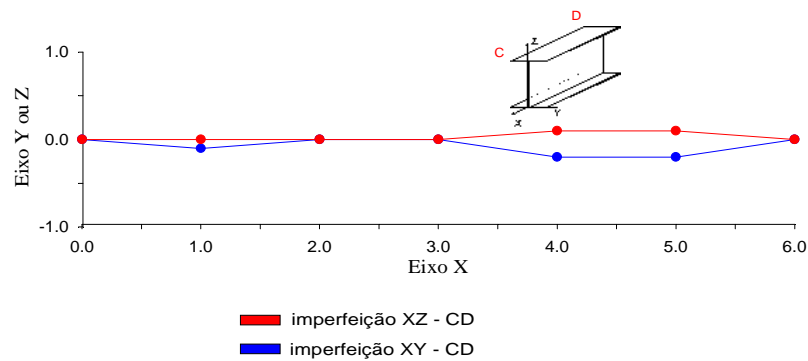


Figura 2 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado CD da viga VD1 (m/cm)

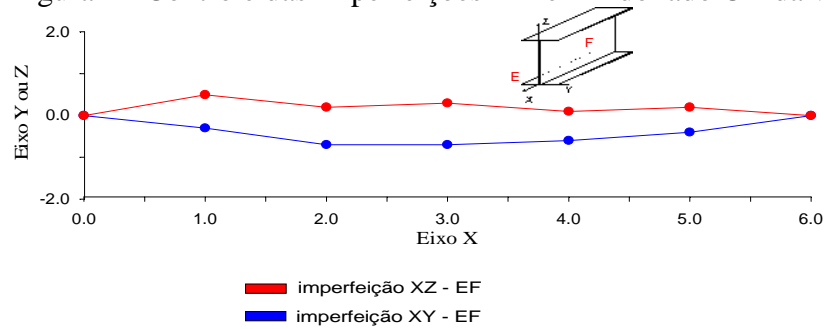


Figura 3 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado EF da viga VD1 (m/cm)

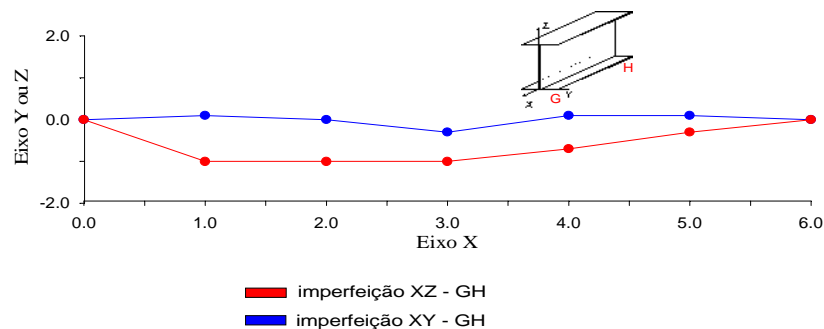


Figura 4 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado GH da viga VD1 (m/cm)

## Viga VS1

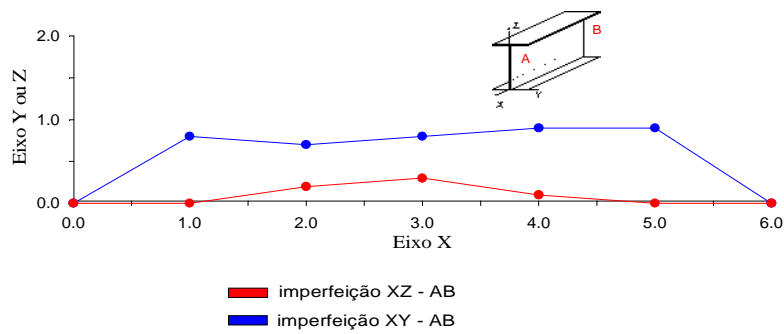


Figura 5 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado AB da viga VS1 (m/cm)

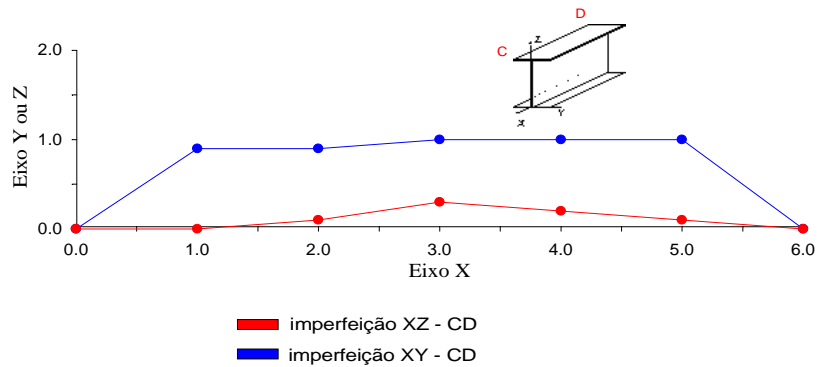


Figura 6 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado CD da viga VS1 (m/cm)

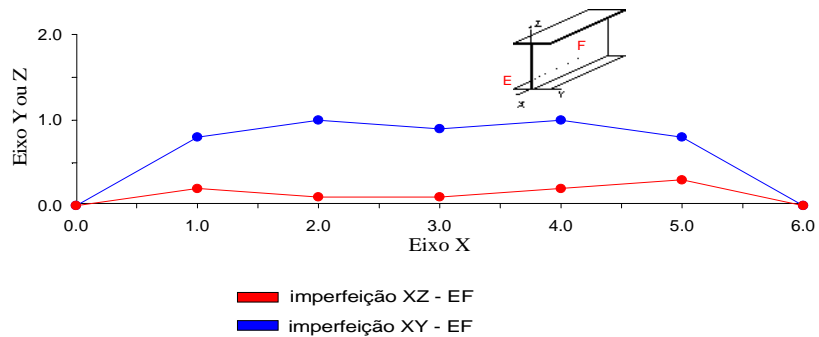


Figura 7 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado EF da viga VS1 (m/cm)

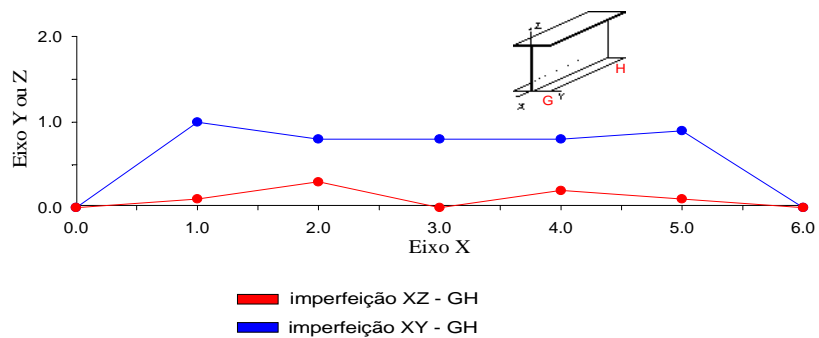


Figura 8 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado GH da viga VS1 (m/cm)

## Viga VS2

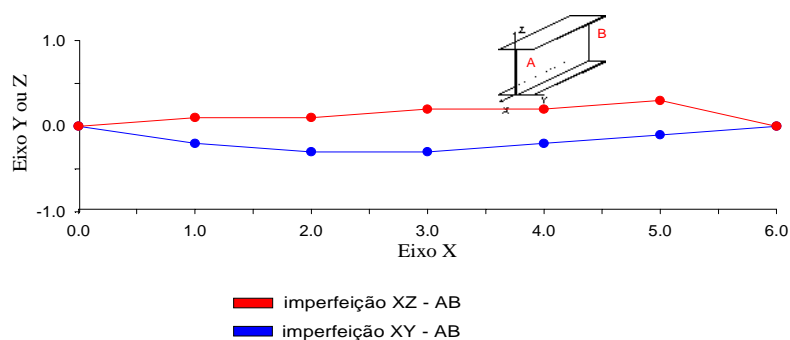


Figura 9 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado AB da viga VS2 (m/cm)

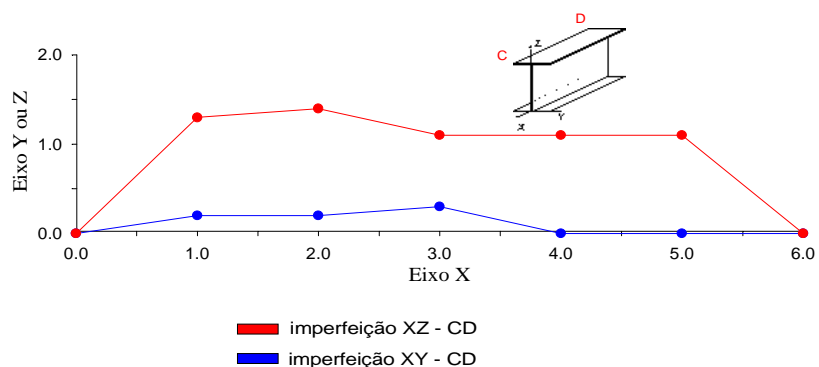


Figura 10 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado CD da viga VS2 (m/cm)

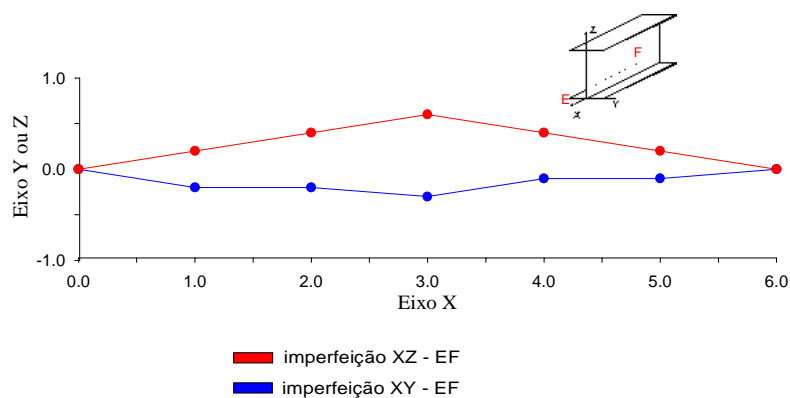


Figura 11 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado EF da viga VS2 (m/cm)

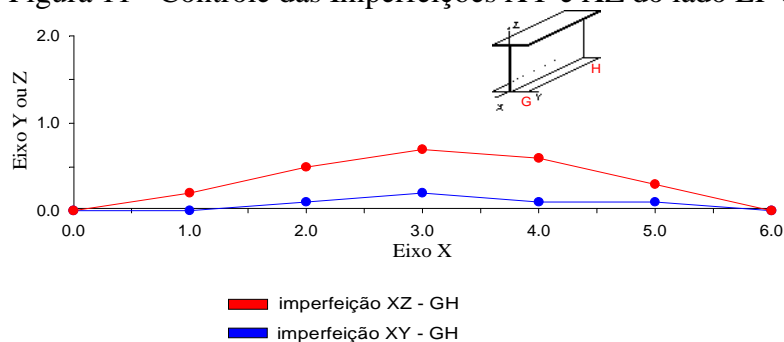


Figura 12 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado GH da viga VS2 (m/cm)



### Viga VD2

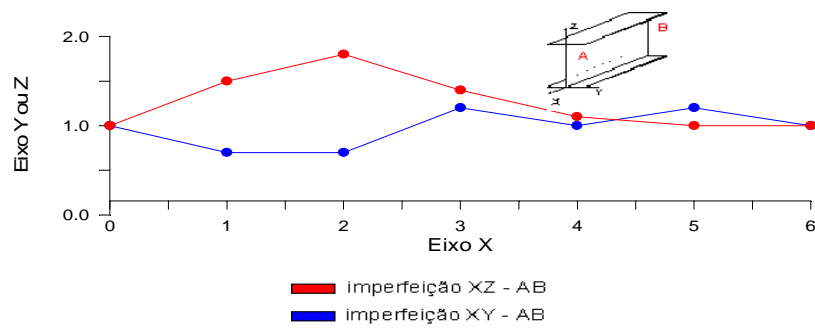


Figura 13 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado AB da viga VD2 (m/cm)

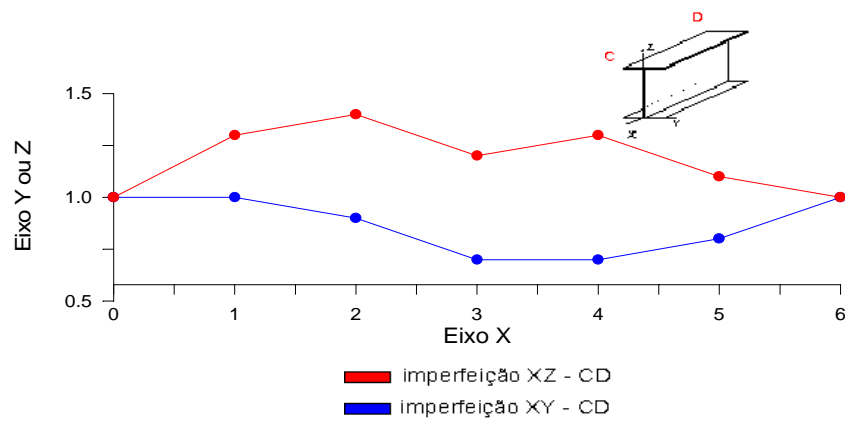


Figura 14 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado CD da viga VD2 (m/cm)

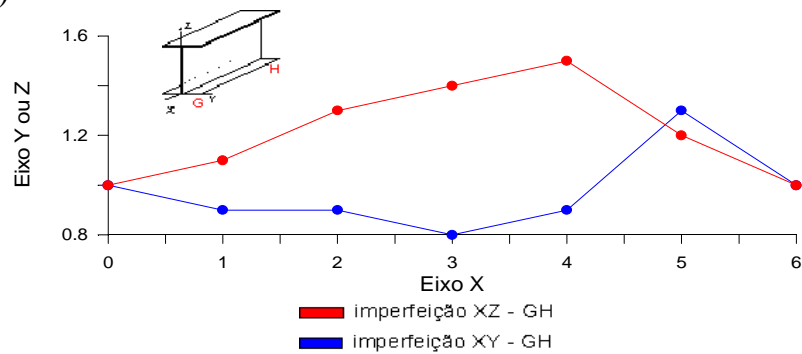


Figura 15 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado EF da viga VD2 (m/cm)

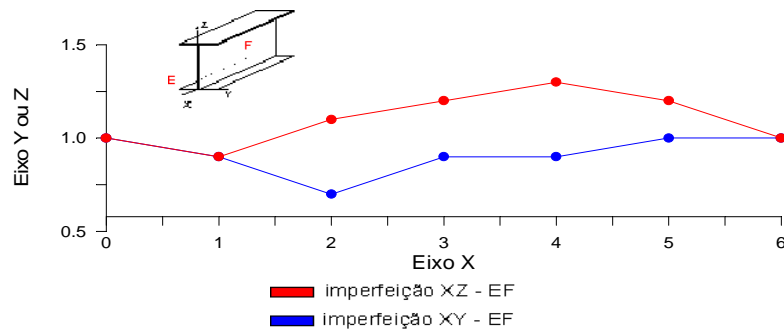


Figura 16 - Controle das Imperfeições XY e XZ do lado GH da viga VD2 (m/cm)

### *Referências Bibliográficas*

---

- [ANDR86] Andrade, S. A. L. - "Projeto de Colunas e Vigas-Colunas", Publicação Interna AT 07/86, Departamento de Engenharia Civil PUC/Rio, Setembro de 1986.
- [ANDR92] Andrade, S. A. L. - "Notas de Aula do Curso de Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço: Pós-Graduação"- Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 1992.
- [ANDR95] Andrade, S. A. L., Vellasco, P. C. G., Mergulhão, A. J. R. and Lehtola, N. (1995) "A Design System Used to Assess the Resistance of Composite Structural Members Resistant to Fire", International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers - EPMESC V, Macau, Portugal, p.489.
- [ASTM69] ASTM Designation: E 8 - 69, "Standard Methods of Tension Testing of Metallic Materials", Annual Book of Standards, American Society for Testing and Materials, 1969.
- [BERN88] Berner, K. - "Aspects of a New, Fire Resistant Steel/Concrete Composite Construction System", Internal Report, University of Darmstadt, 1988
- [CHEN88] Cheng, J. J. - "Projeto de Estruturas de Perfis de Chapa Dobrada", 3º Colóquio de Estruturas de Aço na PUC/Rio. Rio de Janeiro, Julho de 1988.
- [CHIE84] Chien, E. Y. L. and Ritchie, J. K. - "Design and Construction of Composite Floor Systems", Canadian Institute of Steel Construction, August 1984.
- [CSA89] CSA Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16.1-M89 "Limit States Design of Steel Structures", 1989.
- [DALL91] Dally, J. W. and Riley, W. F. – "Experimental Stress Analysis", McGraw-Hill, 1991.
- [DAVI96] Davidson, J. S., Keller, M. A. and Yoo, C. H. (1996) - "Cross-Frame Spacing and Parametric Effects in Horizontally Curved I-Girder Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.9, Paper No.11156.
- [FILH80] Filho, P. F. - "Estudo de Vigas Mistas", Tese de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Janeiro de 1980.

- [GUIM84] Guimarães, G. B. - "Propriedades e Dosagem do Concreto", Notas de aula da disciplina Materiais de Construção - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Março de 1984.
- [GUPT96] Gupta, P., Wang, S. T. and Blandford, G. E. (1996) - "Lateral-Torsional Buckling of Nonprismatic I-Beams", Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.7, Paper No.10866.
- [QUEI93] Queiroz, G. - "Elementos das Estruturas de Aço", 4<sup>a</sup> edição, Belo Horizonte, 1993
- [HWAN96] Hwang, S. and Chang, K. (1996) - "Deflection Control of Two-Way Reinforced Concrete Slabs", Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.2, Paper No.7246.
- [JUNG85] Jungbluth, O. und Gradwohl, W.- "Berechnen und Bemessen von Verbundprofilstäben unter Raumtemperatur und für Feuerwiderstandsklassen", Forschungsbericht Nr. 32/85, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, TH Darmstadt, 1985.
- [JUNG86] Jungbluth, O. - "Verbund- und Sandwichtragwerke", Springer-Verlag, Berlin, 1986.
- [KWAN96] Kwan, A K. H. - (1996) - "Shear Lag in Shear/Core Walls", Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.9, Paper No.9648.
- [LEHT92] Lehtola, N. - "Sistemas Estruturais Mistos Aço/Concreto Armado Resistentes ao Fogo", Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Agosto de 1992.
- [LEMA82] Lema, L. G. – "Comportamento em Carga Última de Vigas Mistas com Conectores Rígidos e Flexíveis", Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, março de 1982.
- [LIN96] Lin, Y., Yen, J. Y. R. and Chen, C. - (1996) - "Tracing Initiation and Propagation of Cracks in Composite Slabs", Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.7, Paper No.10517.
- [MA96] Ma, M. and Hughes, O. - (1996) - "Lateral Distortional Buckling of Monosymmetric I-Beams under Distributed Vertical Load", Thin-Walled Structures, Vol.26, No.2, pp.123-145.
- [MERG94] Mergulhão, A. J. R., Comportamento de Vigas-Mistas Constituídas por Perfis de Aço Preenchidos com Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da PUC - Rio, Dezembro, 1994.
- [MERG98] Mergulhão, A. J. R., Freitas, A. M. S. & Machado, R. M. (1998) - "Composite Steel Beams Strength Evaluation Constituted of Steel Profiles Filled with Reinforced Concrete", Journal of Constructional Steel Research, Vol.46, No.1-3, Paper No.302.

- [MERG] Mergulhão, A. J. R., Andrade, S. A. L., Vellasco, P. C. G. – “Structural Assessment of Cold-Formed Composite Structures” (in progress ).
- [NBR38] NBR 5738/94 - “Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricos”, Especificação ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994.
- [NBR39] NBR 5739/94 - “Ensaio de Compressão de Corpos de Prova”, Especificação ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994.
- [NBR82] NBR 7480/82 - "Barra e Fio de Aço Destinados a Armaduras Para Concreto Armado", Especificação. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Agosto de 1982.
- [NBR86] NBR 8800/86 - "Norma de Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios", Procedimento. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Abril de 1986.
- [OLIV97] Oliveira, A. M., Mergulhão A. J. R., Freitas, A. M. S. & Machado, R. M. - “Comportamento de Estruturas Mistas de Perfis de Aço Preenchidos com Concreto Armado (Resumo)”, 5<sup>o</sup> SICuSP - 5<sup>o</sup> Simpósio de Iniciação Científica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, vol.2, p. 27.
- [OLIV97] Oliveira, A . M., Mergulhão A . J. R., Freitas, A . M. S. “Avaliação da Resistência de Vigas de Perfis de Aço Mistos ( Monografia)”, Relatório Interno, Programa Especial de Treinamento/Departamento de Engenharia Civil/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, 16p.
- [PONT93] Pontes, E. – “Treliças Mistas para Edificações de Andares Múltiplos com Uso de Perfis Leves de Chapa Dobrada”, Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, abril de 1993.
- [SALM90] Salmon, C. G. and Johnson J. E. – “ Steel Structures: Design and Behavior”, 4<sup>a</sup> ed., HarperCollins College Publishers, 1996.
- [SELE96] Seleim, S. and LaBoube, R. - (1996) - “Behavior of Low Ductility Steels in Cold-Formed Steel Connections”, Thin-Walled Structures, Vol.25, No.2, pp.135-151.
- [STEW96] Stewart, M. G. (1996) - “Serviceability Reliability Analysis of Reinforced Concrete Structures”, Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.7, Paper No.9194.
- [VELL93] Vellasco, P. C. G. S. - "Notas de Aula do Curso de Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço 1: Pós-Graduação" - Departamento de Engenharia Civil, PUC/Rio, 1993
- [VELL94] Vellasco, P. C. G. S. and Hobbs, R. E. - “Sistemas Estruturais Mistos para Edificações Comerciais e Residenciais”, 2<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de

Estruturas de Aço, Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná / CEFET, Curitiba, Paraná, 1994.

- [VIRD71] Viridi, K.S. & Dowling, P.J. – “Composite Columns - A Summary of Analysis and Design of Composite Columns”, CESLIC Report (Civil Engineering Department, Engineering Structures Laboratories, Imperial College ), No CC3, Outubro 1971.
- [VIES58] Viest, I. M., Fountain, R. S. and Singleton, R. C. – “Composite Construction in Steel and Concrete”, McGraw-Hill Book Company Inc., 1958.
- [YAM77] Yam, L. C. P. - "Design of Composite Steel-Concrete Structures", Surrey University Press, 1981.
- [YU91] Yu, W. - "Cold-Formed Steel Design", Second Edition. John Wiley & Sons Inc. New York, 1991.