

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

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS MISTAS
AÇO-CONCRETO CONSTITUÍDAS POR PERFIS DE CHAPA DOBRADA

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de "Doutor em Engenharia", área de Estruturas.

Eng. MAXIMILIANO MALITE
ORIENTADOR: Prof. Dr. WALTER ABRAHÃO NIMIR

COMISSÃO JULGADORA:

Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir (Orientador)
Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs
Prof. Dr. Roberto Martins Gonçalves
Prof. Dr. José Luiz Antunes de Oliveira e Souza
Prof. Dr. Aluizio Fontana Margarido

Suplentes:

Prof. Dr. José Elias Laier
Prof. Dr. Walter Savassi
Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
Prof. Dr. João Cyro André

São Carlos, 12 de julho de 1993

Dedico este
à memória de meu avô
Salvador Leone (Dodô)

AGRADECIMENTOS

Ao prof. Nimir pela orientação, amizade e confiança.

Ao prof. Takeya pela imprescindível orientação nos trabalhos experimentais.

Aos colegas da área de Estruturas Metálicas do SET⁽¹⁾, os professores Jairo e Roberto, pelo acompanhamento e incentivo dispensados a esse trabalho.

A prof.^a Leninha, minha mãe, pelas revisões no texto.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas: Amaury, Jorge, Lineu, Mário, Mauri e Valdir.

Aos desenhistas Chico e Sylvia e à bibliotecária Nadir.

Aos colegas professores e aos funcionários desse departamento.

A FAPESP⁽²⁾ pela concessão do auxílio pesquisa e ao CNPq⁽³⁾ pela concessão da bolsa de estudos.

(1) SET: Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

(2) FAPESP: Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo

(3) CNPq: Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

RESUMO

Apresentam-se aspectos gerais do dimensionamento de vigas mistas aço-concreto, incluindo os resultados de ensaios em quatro vigas mistas (seção T) e em duas vigas mistas preenchidas, todas constituídas por perfis de chapa dobrada.

Inicialmente são apresentados, com base nas normas do AISI^(*), as recomendações para o dimensionamento de elementos estruturais em chapa dobrada, enfatizando os elementos fletidos. Foram ensaiadas duas vigas em chapa dobrada com seção transversal "duplo U", cujos principais resultados são apresentados e discutidos.

Sobre as vigas mistas, apresentam-se inicialmente considerações teóricas sobre conectores de cisalhamento, incluindo os resultados de ensaios "push-out" de alguns tipos de conectores constituídos por perfis de chapa dobrada.

A seguir são abordadas as diversas análises teóricas de seções transversais mistas, onde alguns resultados são confrontados com aqueles obtidos nos ensaios das quatro vigas mistas de seção T.

Finalmente apresenta-se uma introdução ao estudo de vigas mistas preenchidas, abordando análises teóricas de seções, assim como alguns resultados experimentais obtidos nos ensaios das duas vigas mistas preenchidas.

(*) AISI: American Iron and Steel Institute

SUMMARY

General aspects of the design of steel-concrete composite beams are presented, including experimental results from tests on four "T-section" composite beams and two "filled-in" beams, all manufactured from cold-formed shapes.

Initially the provisions based on AISI^(*) specifications for the design of cold-formed structural members are presented, stressing the bending members. Two "double channel" cold-formed beams were tested and the main results are presented and discussed.

Concerning composite beams, the theoretical background and preliminary results from push-out tests in cold-formed shear connectors are presented.

In addition, various theoretical analyses of composite cross-sections are presented, and some results are checked against those given in the four tests on T-section composite beams.

Finally, an introduction on filled-in beams is presented, comprising a theoretical analyses of cross-sections, as well as experimental results from tests on two filled-in beams.

(*) AISI: American Iron and Steel Institute

SUMARIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Perfis de Chapa Dobrada	1
1.2 - Vigas Mistas Aço-Concreto	6

CAPÍTULO 2 - PERFIS ESTRUTURAIS EM CHAPA DOBRADA

2.1 - Materiais	9
2.2 - Limite de Escoamento, Resistência à tração e Curva Tensão-Deformação	11
2.3 - Módulo de Elasticidade e Módulo Tangente	17
2.4 - Ductilidade	17
2.5 - Soldabilidade	18
2.6 - Influência do Trabalho a Frio nas Propriedades Mecânicas do Aço	18
2.7 - Características Geométricas das Seções de Chapa Dobrada	20
2.8 - Resistência de Elementos Finos e Critérios de Cálculo	20
2.8.1 - Definições	22
2.8.2 - Tensão básica de projeto	22
2.8.3 - Elementos comprimidos enrijecidos	24
2.8.3.1 - Escoamento	24
2.8.3.2 - Flambagem elástica de chapas	24
2.8.3.3 - Flambagem de chapas em regime inelástico	30
2.8.3.4 - Resistência pós-flambagem e largura efetiva	30
2.8.4 - Elementos comprimidos não enrijecidos	37
2.8.4.1 - Escoamento	37
2.8.4.2 - Flambagem elástica	37
2.8.4.3 - Resistência pós-flambagem	39
2.8.4.4 - Critérios de projeto da norma AISI ..	40

2.9 - Flexão Simples em Vigas de Chapa Dobrada com Seção Transversal "I" Duplamente Simétrica	43
2.9.1 - Flambagem local da mesa (FLM)	43
2.9.1.1 - Vigas com mesa comprimida não enrijecida	43
2.9.1.2 - Vigas com mesa comprimida enrijecida	43
2.9.2 - Flambagem local da alma (FLA)	44
2.9.2.1 - Tensões normais	44
2.9.2.2 - Tensões de cisalhamento	49
2.9.2.3 - Tensões normais e de cisalhamento combinadas	54
2.9.3 - Flambagem lateral com torção (FLT)	57
2.9.4 - Exemplo numérico	67
2.9.4.1 - Esquema estático e dados geométricos	67
2.9.4.2 - Flambagem local da mesa (FLM)	67
2.9.4.3 - Flambagem local da alma (FLA)	68

CAPÍTULO 3 - CONECTORES DE CISALHAMENTO

3.1 - Generalidades	70
3.2 - Ensaios em Conectores	73
3.3 - Ensaios em Conectores Não Usuais	78
3.4 - Conectores Normalizados	79
3.5 - Ensaios em Conectores de Chapa Dobrada	85
3.5.1 - Preliminares	85
3.5.2 - Caracterização mecânica do aço do conector	85
3.5.3 - Caracterização mecânica do concreto	89
3.5.4 - Ensaios "push-out"	90

CAPÍTULO 4 - VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS

4.1 - Generalidades	102
4.2 - Análise Elástica Simplificada	104
4.3 - Análise Elástica Generalizada	109
4.4 - Análise Elasto-Plástica Simplificada	123
4.5 - Análise Elasto-Plástica Generalizada	125
4.6 - Análise Totalmente Plástica	132
4.7 - Força Cortante	136
4.8 - Largura Efetiva da Laje de Concreto	136
4.9 - Influência dos Conectores na Resistência das Vigas	139

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS EM VIGAS DE AÇO E EM VIGAS MISTAS

5.1 - Preliminares	145
5.2 - Vigas Propostas	146
5.3 - Metodologia dos Ensaios	152
5.4 - Análise dos Resultados	160
5.4.1 - Caracterização do aço e do concreto	161
5.4.2 - Análise teórica dos modelos	163
5.4.3 - Resultados dos ensaios - deslocamentos	170
5.4.4 - Resultados dos ensaios - deformações e tensões	185
5.4.4.1 - Deformações nas vigas VA 1 e VA 2 ...	185
5.4.4.2 - Deformações nas vigas mistas VM 1 a VM 4	192

CAPÍTULO 6 - INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE VIGAS MISTAS PREENCHIDAS

6.1 - Preliminares	202
6.2 - Análise Teórica de Seções	204
6.2.1 - Análise elástica	204
6.2.2 - Análise totalmente plástica	207

6.3 - Ensaaios em vigas mistas preenchidas	209
6.3.1 - Vigas propostas e metodologia dos ensaios	210
6.3.2 - Análise teórica dos modelos	216
6.3.3 - Resultados dos ensaios - caracterização dos materiais aço e concreto	218
6.3.4 - Resultados dos ensaios - deslocamentos	220
6.3.5 - Resultados dos ensaios - deformações e tensões	226
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES	
7.1 - Aspectos Gerais do Trabalho	234
7.2 - Conectores de Cisalhamento	236
7.3 - Vigas de Aço e Mistas	239
CAPÍTULO 8 - BIBLIOGRAFIA	246

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

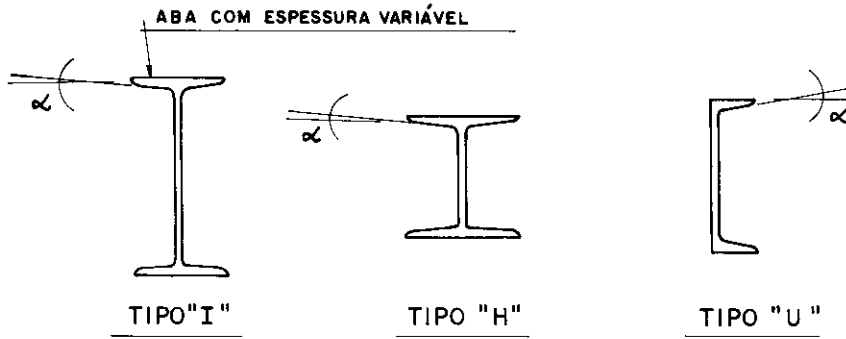
1.1 - PERFIS DE CHAPA DOBRADA

Os perfis de aço destinados à fabricação de estruturas se dividem em três grupos:

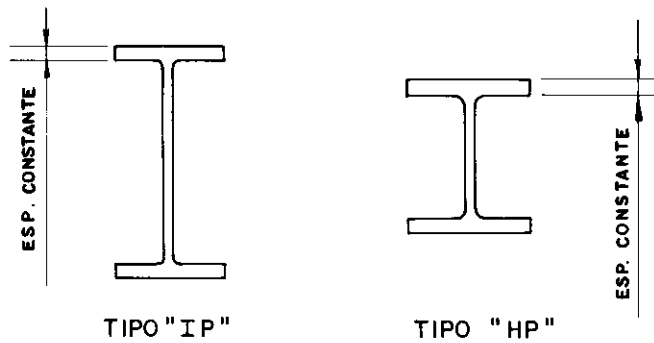
- perfis laminados ou extrudados
- perfis soldados
- perfis de chapa dobrada ou perfis leves

No Brasil, os perfis laminados são, na sua maioria, produzidos pela CSN (Companhia Siderúrgica Nacional de Volta Redonda - RJ), onde os laminadores são do padrão americano. Os perfis laminados do padrão americano, por exemplo, dos tipos "I", "H" e "U" são de abas com espessura variável, o que dificulta bastante a conexão dos mesmos (figura 1.1a). Outro fator que inviabiliza a sua utilização é a relação peso/momento de inércia considerada alta para quase todas as aplicações.

Na Europa e nos Estados Unidos, esses perfis foram sendo substituídos por outros de menor relação peso/momento de inércia, com abas mais largas e de espessura constante, sendo denominados "wide flange" (figura 1.1b). No Brasil, são conhecidos como "perfis laminados de abas paralelas" e serão produzidos, em breve, pela AÇOMINAS.



(a) PERFIS LAMINADOS DO PADRÃO AMERICANO



(b) PERFIS LAMINADOS DE ABAS PARALELAS

FIG. 1.1 — EXEMPLOS DE PERFIS LAMINADOS

Os perfis soldados são produzidos através da soldagem contínua de duas ou mais chapas (figura 1.2). A grande utilização desses perfis no Brasil, se deve, em maior parte, à falta dos perfis laminados de abas paralelas e à pequena gama de perfis laminados encontrados no mercado. O alto custo do processo de soldagem e as altas tensões residuais introduzidas pela solda são as maiores desvantagens desses perfis.

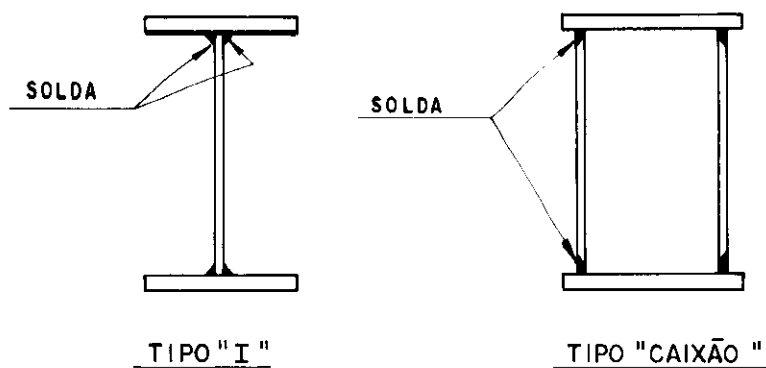
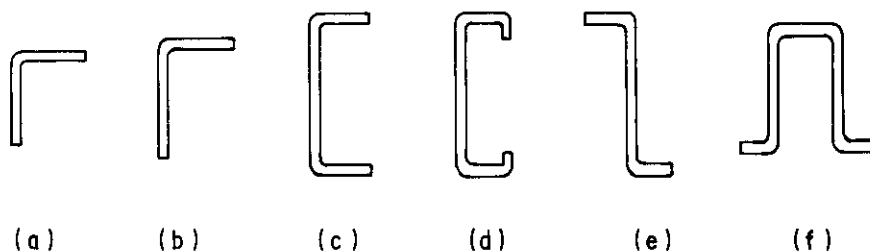


FIG. 1.2 - EXEMPLOS DE PERFIS SOLDADOS

Os perfis de chapa dobrada, em muitas regiões do país denominados comercialmente de "perfilados", são obtidos pelo dobramento a frio de chapas finas de aço, geralmente com espessura máxima de aproximadamente 5mm (3/16"). Entretanto, pode-se conseguir espessuras maiores, desde que o equipamento disponível para executar as dobras (prensa dobradeira) e o tipo de aço especificado sejam apropriados para tal, pois perfis fabricados com aços de dureza elevada poderão apresentar trincas nas regiões das dobras.

Estes perfis estão sendo cada vez mais utilizados, fato este decorrente da falta de perfis laminados e do custo relativamente alto dos perfis soldados. É evidente que os perfis de chapa dobrada não substituem por completo os perfis laminados e soldados, entretanto, devido ao menor custo, hoje representam economia, quando se trata de construção metálica.

Apesar desses perfis serem encontrados no mercado em algumas formas e dimensões "padronizadas", ou seja, perfis mais vendidos e, portanto, encontrados mais facilmente, eles conferem uma grande liberdade de escolha ao projetista, seja no formato da seção transversal, bem como nas suas dimensões. A figura 1.3 apresenta algumas seções transversais de perfis em chapa dobrada e sua nomenclatura.



- (a) CANTONEIRA DE ABAS IGUAIS
- (b) CANTONEIRA DE ABAS DESIGUAIS
- (c) PERFIL "U"
- (d) PERFIL "U" ENRIJECIDO
- (e) PERFIL "Z"
- (f) CARTOLA

FIG. 1.3 — PERFIS USUAIS DE CHAPA DOBRADA

A intensa utilização dos perfis de chapa dobrada como elemento estrutural no Brasil, principalmente fora dos grandes centros produtores do aço, tem incentivado cada vez mais as pesquisas voltadas à esse produto do aço. Um aspecto interessante em termos de Brasil, consiste no fato de que grande parte dos perfis em chapa dobrada utilizados em estruturas são fabricados com aços denominados de "qualidade comum". Esses aços consistem em produtos "refugados" numa linha de produção, quer por problemas de fabricação ou mesmo de laminação. Isto faz com que, no mercado, se encontrem chapas oriundas da fabricação de vários tipos de aço, ocorrendo uma grande variabilidade com relação à composição química e, conseqüentemente, com relação às propriedades mecânicas. Um exemplo dessa grande variabilidade nas propriedades mecânicas é mostrado no quadro 1.1, cujos valores foram obtidos nos ensaios à tração das chapas de aço utilizadas na fabricação dos conectores de cisalhamento e perfis das vigas ensaiadas neste trabalho.

Quanto à normalização, os perfis laminados e soldados possuem ampla cobertura por parte de normas brasileiras e estrangeiras, desde terminologia, dimensões

padronizadas, tipos de aço empregados, tolerâncias de fabricação, etc. Quanto às estruturas em chapa dobrada, existe uma única norma nacional datada de 1967 (NB-143: "Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves"), que é obsoleta e incompleta, sendo geralmente substituída por normas estrangeiras mais recentes. Entre essas, destacam-se as normas norte-americanas do AISI (American Iron and Steel Institute) e as canadenses do CSA (Canadian Standards Association), onde a norma CAN3-S136-M84: "Cold-formed steel structural members" [19], de 1984, foi a primeira norma no mundo a incorporar o método dos estados limites para perfis de chapa dobrada.

Dessa maneira, face à falta de pesquisas no país com relação aos perfis leves, com uma conseqüente estagnação das normas nacionais desta área, torna-se prioritária a implantação de linhas de pesquisas relacionadas com o tema, fornecendo subsídios importantes para o projeto de estruturas e para a melhoria de qualidade dos nossos perfis.

O capítulo dois apresenta aspectos gerais sobre os elementos estruturais em chapa dobrada e seu dimensionamento segundo as normas do AISI [3,4]. Essas normas foram escolhidas por serem as mais utilizadas a nível nacional e internacional.

QUADRO 1.1 -- PROPR. MECÂNICAS DOS AÇOS USADOS NESSE TRABALHO				
LOTE	UTILIZAÇÃO	F_y (MPa)	F_u (MPa)	A (%)
1	CONECTORES DE CISALHAMENTO	247, 8	353, 7	39, 9
2	VIGAS VA1 ,VA 2, VM1 a VM4	377, 3	542 , 6	29, 2
3	VIGAS VP1 e VP 2	250, 7	350 , 4	41, 7

F_y : LIMITE DE ESCOAMENTO
 F_u : LIMITE DE RUPTURA
A : ALONGAMENTO NA RUPTURA

OBS:
ENSAIOS À TRAÇÃO CONFORME ASTM A370 [5]
 F_y, F_u, A : VALORES MÉDIOS

1.2 - VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Os primeiros estudos sobre vigas mistas ocorreram por volta de 1914, na Inglaterra, onde a empresa Redpath Brow and Company iniciou uma série de ensaios a respeito de sistemas compostos para pisos. Pouco tempo depois, em 1922, no Canadá, foi feita uma série de ensaios sob a supervisão da Dominion Bridge Company.

Em 1930, pode-se dizer que o sistema misto aço-concreto já estava definido e os métodos de dimensionamento estabelecidos, sendo que, entre 1922 e 1939 foram construídos muitos edifícios e pontes em cujos projetos foi adotado o sistema de vigas compostas.

Foi em 1944 que o assunto foi introduzido nas normas da AASHO - American Association of State Highway Officials, associação esta que hoje passou a ser denominada AASHTO.

A utilização de estruturas mistas a nível internacional é amplamente difundida, quer em edifícios, quer em pontes. No Brasil, a utilização do sistema misto ficou restrito a alguns edifícios construídos nas décadas de 50 e 60, cujas estruturas foram, na maioria, fabricadas e montadas pela FEM (Fábrica de Estruturas Metálicas da Companhia Siderúrgica Nacional) e projetadas pelos engenheiros Paulo Fragozo e José de Moura Villas Boas.

A utilização do sistema misto no Brasil ficou praticamente estagnada durante a década de 70 e os primeiros anos da década de 80, ficando as estruturas de nossos edifícios e pontes restritas ao concreto armado e protendido, mesmo nos casos onde a "solução concreto" não era economicamente vantajosa.

Os projetos que envolviam estruturas mistas eram feitos, necessariamente, de acordo com normas estrangeiras, pois as normas brasileiras não cobriam esse tipo de estrutura. O assunto foi introduzido pela primeira vez numa norma brasileira, em 1986, na NBR 8800 - "Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios" [10]. O capítulo quatro

desta tese traz considerações teóricas a respeito do dimensionamento de vigas mistas, incluindo análises elásticas, elasto-plásticas e totalmente plásticas das seções.

Nos dias atuais, com o crescente aumento da produção de aço estrutural no país e com a busca de novas soluções arquitetônicas e estruturais, o aço, que antes era utilizado basicamente em edificações industriais, vem ganhando um espaço cada vez maior, tanto nos edifícios como nas pontes.

Pode-se dizer que a utilização do sistema misto sempre ficou restrita aos perfis "pesados", ou seja, perfis laminados e soldados, basta observar que as normas específicas para o dimensionamento de estruturas constituídas por perfis de chapa dobrada não contêm nenhum capítulo voltado às estruturas mistas. Entretanto, a intensa utilização dos perfis leves em muitas regiões do país, entre elas o interior do estado de São Paulo, fez com que esses deixassem de ser utilizados apenas em estruturas de coberturas, mas começassem a ser utilizados em sistemas de pisos, como por exemplo, pisos industriais (mezaninos, passadiços, plataformas de trabalho, etc.), pequenos edifícios e pequenas pontes.

Com isto, tem-se observado que essas estruturas vêm sendo projetadas de duas maneiras: a primeira delas, desprezando qualquer contribuição do concreto na resistência dos elementos, e a segunda, baseada em extrapolações e adaptações do que existe para as estruturas mistas em perfis laminados e soldados.

Dessa maneira, pode-se dizer que a proposta básica desse trabalho é a de iniciar estudos no sentido de avaliar o comportamento geral das vigas mistas constituídas por perfis de chapa dobrada. O capítulo cinco apresenta os resultados dos ensaios em vigas de aço e em vigas mistas convencionais (seção T), onde os conectores de cisalhamento dessas vigas também são constituídos por elementos de chapa dobrada. As considerações teóricas e experimentais sobre conectores constam no capítulo três.

As vigas mistas preenchidas com concreto aqui aparecem como uma proposta de elemento misto pré-fabricado, onde o concreto apresenta dupla função: aumentar a capacidade resistente do elemento e protegê-lo do fogo. Com relação aos pré-moldados convencionais, esses elementos apresentam algumas vantagens, como por exemplo: menor peso próprio, ausência de formas para concretagem e possibilidade de se executar as ligações através do aço, utilizando-se os meios convencionais para isto, ou seja, soldas e parafusos. Entretanto, na literatura, nada se encontrou com relação à estudos sobre a viabilidade econômica e estrutural desses elementos.

O capítulo seis apresenta considerações sobre a análise teórica das seções e os resultados de ensaios em duas vigas preenchidas, onde utilizou-se perfis de chapa dobrada. O objetivo básico desses ensaios foi o de avaliar o comportamento global dessas vigas, cujos resultados poderão direcionar pesquisas futuras sobre o tema.

CAPÍTULO 2 - PERFIS ESTRUTURAIS EM CHAPA DOBRADA

2.1 - MATERIAIS

As normas técnicas apresentam uma relação contendo os aços de qualidade estrutural que devem ser utilizados, não descartando a utilização de outros aços, desde que suas propriedades químicas e mecânicas sejam determinadas através de ensaios adequados.

A norma AISI 1986 [4] apresenta uma relação com quatorze especificações da American Society for Testing and Materials (ASTM):

ASTM A36/A36M-84a, Structural Steel

ASTM A242/A242M-85, High-Strength Low-Alloy Structural Steel

ASTM A441M-85, High-Strength Low-Alloy Structural Manganese Vanadium Steel

ASTM A446/A446M-85 (Grades A, B, C, D, E, F) Steel, Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Structural (Physical) Quality

ASTM A500-84, Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes

ASTM A529/A529M-85, Structural Steel with 42 Ksi Minimum Yield Point (1/2 in. Maximum Thickness)

ASTM A570/A570M-85 Steel, Sheet and Strip, Carbon, Hot-Rolled, Structural Quality

ASTM A572/A572M-85, High-Strength Low-Alloy Columbium Vanadium Steels of Structural Quality

ASTM A588/A588M-85, High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 Ksi Minimum Yield Point to 4 in. Thick

ASTM A606-85 Steel, Sheet and Strip, High Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance

ASTM A607-85 Steel Sheet and Strip, High Strength, Low-Alloy, Columbium or Vanadium, or both, Hot-Rolled and Cold-Rolled

ASTM A611-85 (Grades A, B, C & D) Steel, Sheet, Carbon, Cold-Rolled, Structural Quality

ASTM A715-85 (Grades 50 and 60) Sheet Steel and Strip, High Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled, with Improved Formability

ASTM A792-85a (Grades 33, 37, 40 & 50) Steel Sheet, Aluminum-Zinc Alloy-Coated by the Hot-Dip Process, General Requirements.

A tabela 2.1 [63] mostra as propriedades mecânicas dos principais aços citados anteriormente.

As espessuras mínimas de fornecimento do aço não revestido de um produto dobrado a frio, fornecido no local de manufatura, não deverá ser, em qualquer ponto, menor do que 95 por cento da espessura usada no seu projeto; entretanto, as espessuras podem ser menores nas dobras, devido ao efeito de dobramento a frio.

A norma canadense CAN3-S136-M84 [19] especifica, além dos aços ASTM citados anteriormente, os aços da especificação CSA Standards:

G40 21, CAN3-G40.21-M, Structural Quality Steels.

Segundo a norma brasileira NB-143/1967 [8], as chapas ou tiras de aço utilizadas para a fabricação dos perfis estruturais deverão satisfazer às especificações brasileiras (EB), devendo sua espessura estar compreendida entre 1 mm e 6 mm. Na falta das especificações brasileiras (EB), serão adotadas as especificações ASTM A245, A303, A374, A375 e A446, até o limite máximo de 35 Kgf/mm² para o limite de escoamento do aço.

Destas especificações ASTM, apenas a A446 continua sendo citada pela norma AISI 1986, o que reforça o carácter obsoleto da norma brasileira. Entretanto, o material mais utilizado no Brasil para confecção de perfis de chapa dobrada, são os aços de qualidade não estrutural, cuja classificação da SAE(Society of Automotive Engineers) indica, em geral, SAE 1008 ao SAE 1020.

Estes aços, em princípio, não poderiam ser utilizados para fins estruturais, pois apesar de se ter controle da sua composição química o fabricante não garante suas propriedades mecânicas. Entretanto, são encontrados facilmente no mercado, a um custo relativamente baixo se comparado aos aços de qualidade estrutural e a experiência tem mostrado seu bom desempenho estrutural.

2.2 - LIMITE DE ESCOAMENTO, RESISTÊNCIA A TRAÇÃO E CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A resistência de um elemento estrutural de chapa dobrada depende do limite de escoamento, exceto em conexões e nos casos onde a falha dar-se-á por perda de estabilidade local ou global. De acordo com a tabela 2.1, os limites de escoamento dos aços listados pela AISI 1986 [4] variam de 25 a 70 Ksi (172 a 483 MPa).

Existem dois tipos gerais de curvas tensão-deformação, conforme figura 2.1. A primeira é do tipo escoamento definido (sharp-yielding), figura 2.1a e a outra é do tipo escoamento gradual (gradual-yielding), figura 2.1b.

Aços produzidos por laminação a quente apresentam curva tensão-deformação do tipo escoamento definido. Neste caso, o limite de escoamento é definido pelo valor correspondente ao patamar de escoamento na curva. Já os aços trabalhados a frio apresentam escoamento gradual, e o limite de escoamento é um valor convencional que pode ser definido por dois métodos: o método "offset"

e o método da tensão correspondente a uma deformação arbitrada.

No método "offset", o limite de escoamento é definido pela intersecção da curva tensão-deformação e da reta paralela à reta de Hooke (trecho elástico) por uma deformação especificada. Esta deformação é, em geral, 0,2% , como mostrado na figura 2.2a. Este método é muito utilizado para aços liga e aços inoxidáveis.

No método da tensão correspondente a uma deformação arbitrada, o limite de escoamento é o valor convencional dado pela tensão correspondente a uma deformação especificada, em geral 0,5%, como mostrado na figura 2.2b. Este método é muito utilizado para chapas e tiras de aço-carbono de qualidade estrutural.

Na maioria dos casos, os limites de escoamento determinados por estes dois métodos são bem próximos.

A resistência à tração de tiras ou chapas de aço usadas para seções formadas a frio tem pouca influência no cálculo destes elementos. A resistência de um elemento comprimido ou fletido é, geralmente, limitada pelo escoamento ou pela estabilidade, principalmente nos elementos comprimidos com elevada relação largura-espessura (flambagem local) e nas barras com grande índice de esbeltez (flambagem global). As exceções ficam por conta das ligações parafusadas e soldadas, onde a resistência depende não só do limite de escoamento, mas também da resistência última do material.

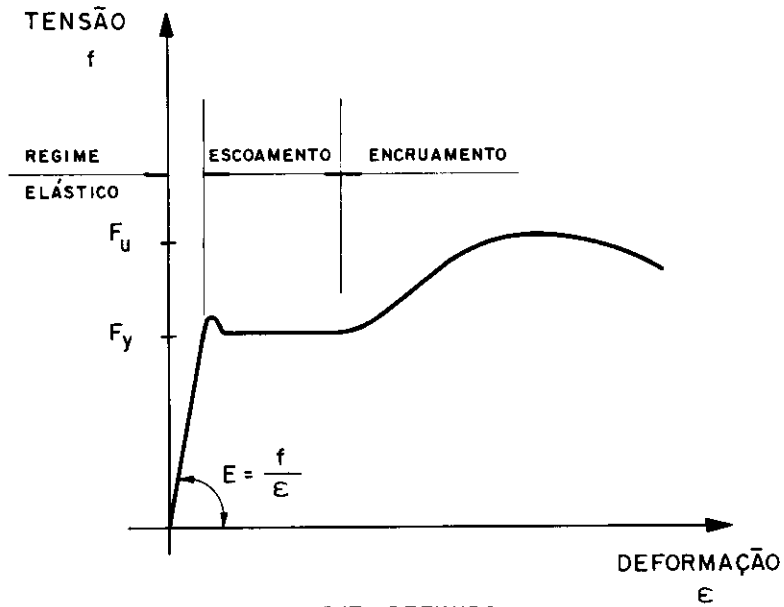
Assim, como indicado na tabela 2.1, a resistência mínima dos aços listados pela especificação AISI variam de 42 a 85 Ksi (290 a 586 MPa). A relação entre o limite de resistência e o limite de escoamento do aço (F_u/F_y) varia de 1,17 a 2,22. Estudos anteriores citados em YU [63] indicaram que os efeitos do trabalho a frio na formação de perfis dependem em grande parte da relação entre a resistência última e o limite de escoamento do aço virgem.

TABELA 2.1 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS ASTM RELACIONADOS PELA NORMA AISI. ADAPTAÇÃO DE YU[63]

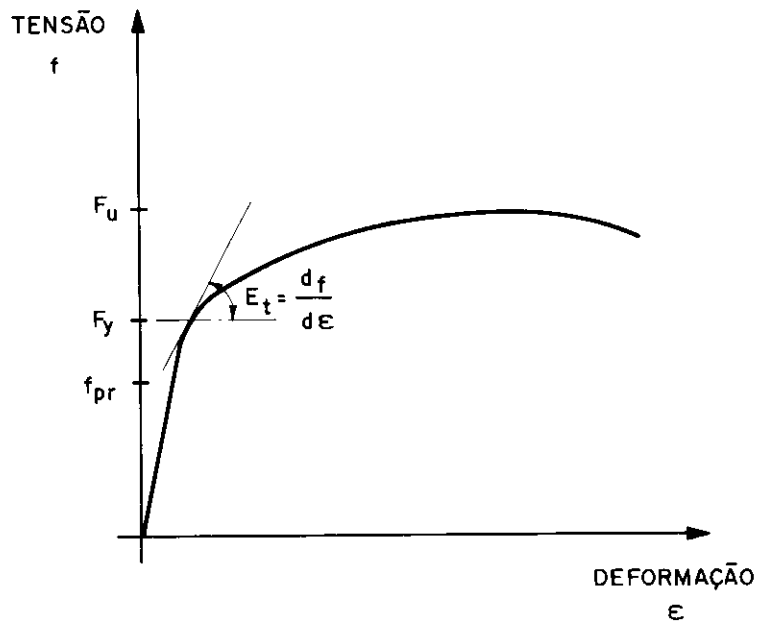
DESCRIÇÃO DO AÇO	ESPECIFICAÇÃO ASTM	F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _u /F _y	A (%)
AÇO CARBONO	A 36	250	400 @ 550	1,61 @ 2,22	⁽⁵⁰⁾ 23
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA	A 242	345	480	1,39	⁽²⁰⁰⁾ 18
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA (*)	A 441	345	480	1,39	⁽²⁰⁰⁾ 18
AÇO ZINCADO DE QUALIDADE ESTRUTURAL	A446 / A	225	310	1,38	20 ⁽⁵⁰⁾
	B	255	360	1,41	18 ⁽⁵⁰⁾
	C	275	380	1,38	16 ⁽⁵⁰⁾
	D	345	450	1,30	12 ⁽⁵⁰⁾
	E	550	565	1,03	—
	F	345	480	1,39	12 ⁽⁵⁰⁾
AÇO CARBONO	A500 / A	269	310	1,15	
	B	317	400	1,26	
	C	345	427	1,24	
AÇO CARBONO	A 529	290	415 @ 585	1,43 @ 2,02	19 ⁽²⁰⁰⁾
AÇO CARBONO	A570 / A	172	310	1,80	23 ⁽⁵⁰⁾
	B	207	338	1,63	21 ⁽⁵⁰⁾
	C	225	359	1,60	18 ⁽⁵⁰⁾
	D	275	379	1,38	15 ⁽⁵⁰⁾
	E	290	400	1,38	13 ⁽⁵⁰⁾
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA	A572 / 42	290	415	1,43	24 ⁽⁵⁰⁾
	45	310	415	1,34	22 ⁽⁵⁰⁾
	50	345	448	1,30	21 ⁽⁵⁰⁾
	55	380	483	1,27	20 ⁽⁵⁰⁾
	60	415	517	1,25	18 ⁽⁵⁰⁾
	65	448	552	1,23	17 ⁽⁵⁰⁾

TABELA 2.1 — CONTINUAÇÃO

DESCRIÇÃO DO AÇO	ESPECIFICAÇÃO ASTM	F _y (MPa)	F _u (MPa)	F _u /F _y	A(%)
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA	A 588	345	483	1,40	(50) 21
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA COM RESI. À CORROSÃO MELHORADA.	A 606	310	448	1,44	22 ⁽⁵⁰⁾
CHAPAS OU TIRAS DE AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA. (NIÓBIO E/OU VANÁDIO) LAMINADAS À QUENTE OU À FRIO.	A 607 / 45	310	414	1,33	25-22 ⁽⁵⁰⁾
	50	345	448	1,30	22-20 ⁽⁵⁰⁾
	55	380	483	1,27	20-18 ⁽⁵⁰⁾
	60	414	517	1,25	18-16 ⁽⁵⁰⁾
	65	448	552	1,23	16-15 ⁽⁵⁰⁾
	70	483	586	1,21	14 ⁽⁵⁰⁾
AÇO CARBONO LAMINADO À FRIO.	A 611 / A	172	290	1,68	26 ⁽⁵⁰⁾
	B	207	310	1,50	24 ⁽⁵⁰⁾
	C	228	331	1,45	22 ⁽⁵⁰⁾
	D	276	359	1,30	20 ⁽⁵⁰⁾
	E	552	566	1,03	—
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA	A 715 / 50	345	414	1,20	24 ⁽⁵⁰⁾
	60	414	483	1,17	22 ⁽⁵⁰⁾
<p>NOTAS :</p> <p>(*) FABRICAÇÃO SUSPensa EM 1989</p> <p>A = ALONGAMENTO MÍNIMO EM PORCENTAGEM</p> <p>(50) BASE DE MEDIDA = 50 mm</p> <p>(200) BASE DE MEDIDA = 200 mm</p>					



(a) TIPO ESCOAMENTO DEFINIDO



(b) TIPO ESCOAMENTO GRADUAL

FIG. 2.1 — TIPOS GERAIS DE CURVAS TENSÃO — DEFORMAÇÃO

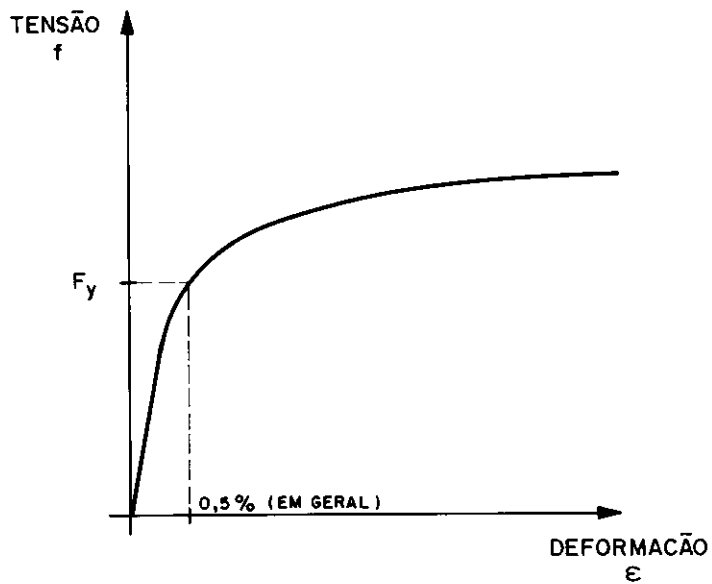
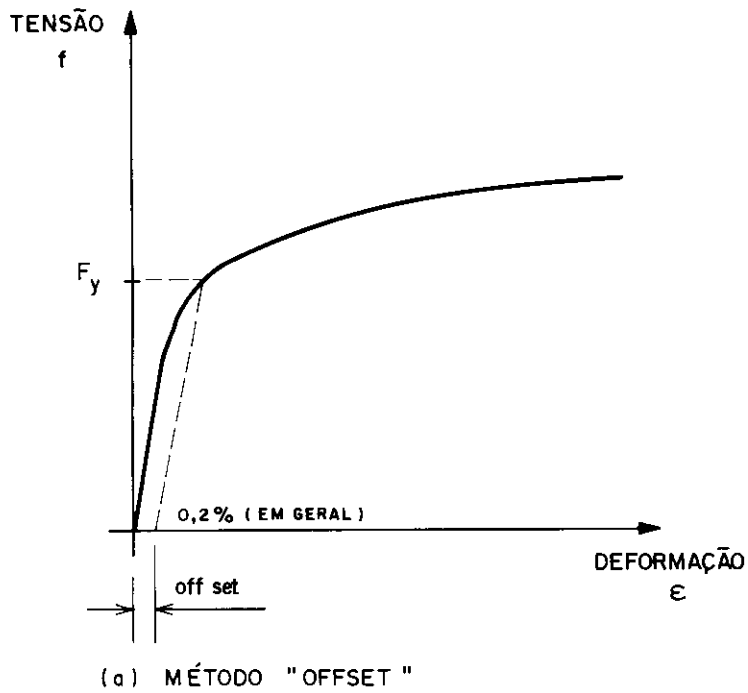


FIG. 2.2 — LIMITE DE ESCOAMENTO CONVENCIONAL PARA AÇOS DE ESCOAMENTO GRADUAL .

2.3 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E MÓDULO TANGENTE

A resistência de elementos que falham por flambagem depende não somente do limite de escoamento, mas também do módulo de elasticidade (E) e do módulo tangente (E_t). O módulo de elasticidade é definido como sendo a relação tensão/deformação do trecho linear do diagrama tensão-deformação (reta de Hooke). Os valores de E , medidos em ensaios padronizados, geralmente variam de 200.000 a 207.000 MPa. O valor 203.000 MPa é recomendado pelas normas AISI [3,4] e CAN [19] para utilização em projetos. Este valor é ligeiramente maior que o valor recomendado pelas normas do AISC [1,2], que é 200.000 MPa.

Para aços com curva tensão-deformação do tipo escoamento definido, o módulo tangente E_t pode ser assumido como sendo igual a E até o ponto de escoamento, mas para aços com curva tensão-deformação do tipo escoamento gradual, $E_t = E$ somente até o limite de proporcionalidade. Acima deste limite, o módulo tangente diminui progressivamente.

2.4 - DUCTILIDADE

Ductilidade é definida como "a capacidade do material se deformar plasticamente sem ruptura". Esta propriedade não é necessária apenas para o processo de formação a frio do elemento, mas também para a redistribuição plástica de tensões, principalmente nas ligações onde concentrações de tensões podem ocorrer.

A ductilidade é geralmente medida através do alongamento permanente dos ensaios de tração. Conforme mostrado na tabela 2.1, para a faixa usual de espessuras das chapas e tiras de aço usadas em perfis de chapa dobrada, o alongamento mínimo em 2 polegadas (50,8 mm) varia de 12 a 27 % e em 8 polegadas (203 mm), varia de 15 a 20 % .

A figura 2.3 mostra a curva tensão-deformação do aço virgem e do mesmo após o trabalho a frio.

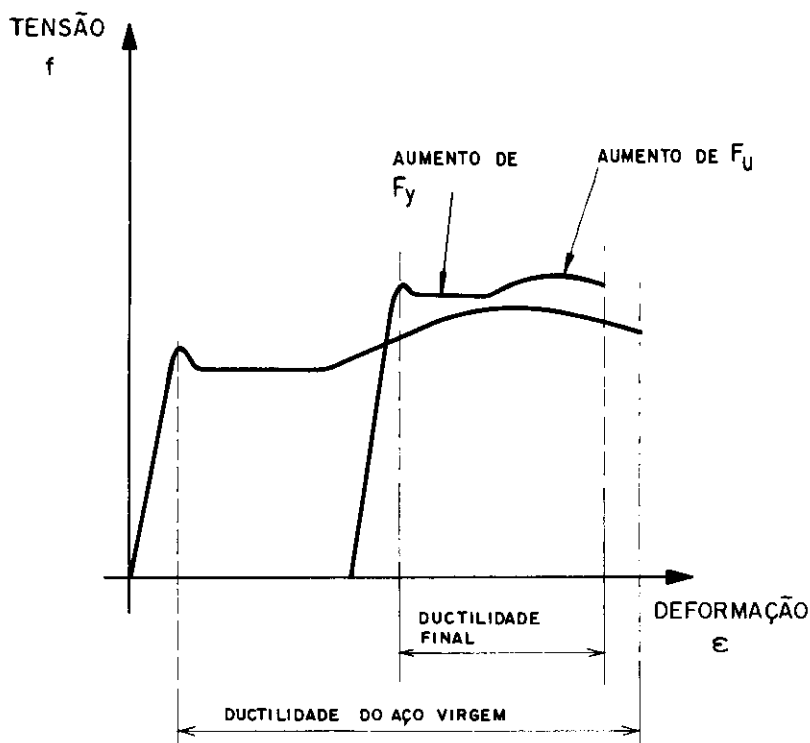


FIG. 2.3 — EFEITO DO TRABALHO A FRIO NA RESISTÊNCIA MECÂNICA DO AÇO

2.5 - SOLDABILIDADE

A soldabilidade refere-se à capacidade de um aço ser soldado satisfatoriamente. Esta propriedade é função básica da composição química do material e varia com o tipo de aço e o processo de soldagem utilizado.

2.6 - INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas de elementos formados a frio podem diferir substancialmente das propriedades do aço virgem. Isto ocorre devido ao fato que o trabalho a

frio aumenta o limite de escoamento e a resistência à tração, mas diminui a ductilidade. A porcentagem de aumento na resistência à tração é muito menor que a porcentagem de aumento no limite de escoamento, gerando uma conseqüente redução da relação entre resistência à tração e limite de escoamento do material.

O material dos cantos (dobras) de uma seção dobrada sofre maior influência do trabalho a frio que o material das partes planas, assim as propriedades mecânicas são diferentes nas várias partes de uma seção transversal. A figura 2.4 ilustra a variação das propriedades mecânicas em vários pontos de uma seção.

Por esta razão, o escoamento sempre se inicia na porção plana da seção, pois nesta região o limite de escoamento é menor, ocorrendo uma redistribuição de tensões das partes planas para os cantos da seção.

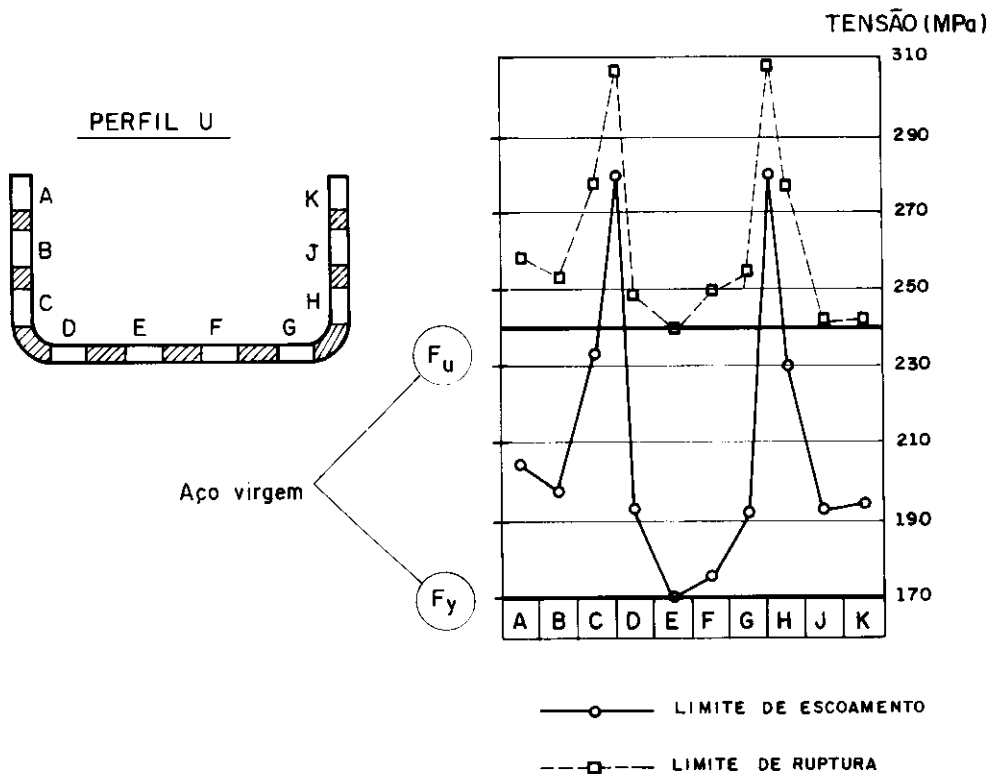


FIG. 2.4 — EFEITO DO TRABALHO A FRIO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO. ADAPTAÇÃO DE YU [63]

2.7 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES DE CHAPA DOBRADA

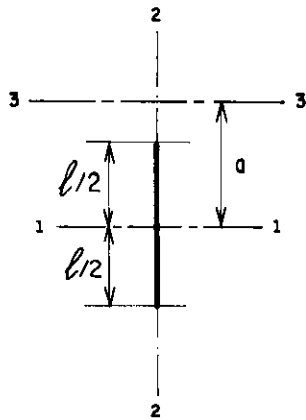
Tendo em vista que a espessura da seção é considerada uniforme, o cálculo das características geométricas da seção pode ser simplificado pelo uso do método linear (ou da linha esqueleto). Neste método, o material da seção é admitido como sendo concentrado ao longo da linha média da seção, e os elementos planos e em curva (cantos) são tratados como "linha". A espessura (t) é introduzida após o cálculo linear ter sido completado. Assim, a área total $A = L \times t$ e o momento de inércia é $I = I' \times t$, onde L é o comprimento total dos elementos planos e em curva e I' é o momento de inércia da seção tratada como linha.

As propriedades de elementos típicos, tratados como linha, são mostrados na figura 2.5.

2.8 - RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS FINOS E CRITÉRIOS DE CÁLCULO [63]

Os elementos de chapa dobrada são, em geral, de espessura pequena, com relações largura/espessura altas. Assim, esses elementos podem flambar localmente a tensões bem menores que as de escoamento, quando sujeitos à compressão axial, compressão na flexão, cisalhamento, etc. A figura 2.6 ilustra alguns modelos de flambagem local de vigas e colunas.

O comportamento das chapas é tal que apresenta redistribuição de tensões após atingir a tensão crítica de flambagem. Este fenômeno é conhecido como resistência pós-flambagem das chapas. A resistência de uma chapa pode ser muitas vezes maior que aquela determinada pela tensão crítica de flambagem local.

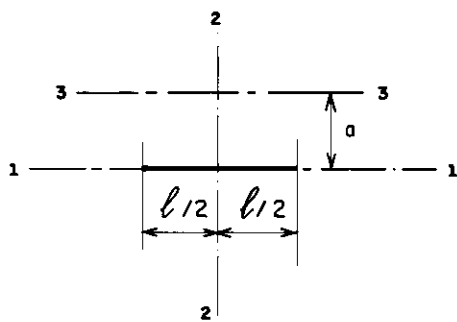


$$A' = l$$

$$I'_1 = \frac{l^3}{12}$$

$$I'_2 = 0$$

$$I'_3 = l a^2 + \frac{l^3}{12}$$

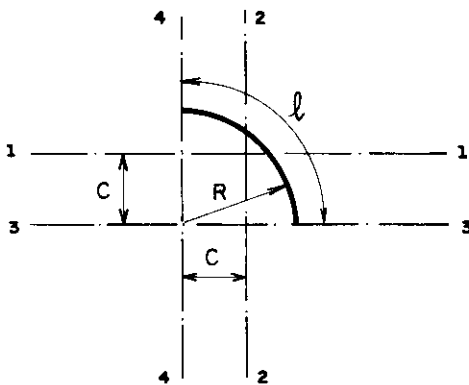


$$A' = l$$

$$I'_1 = 0$$

$$I'_2 = \frac{l^3}{12}$$

$$I'_3 = l a^2$$



$$l = 1,57R$$

$$A' = l$$

$$C = 0,637R$$

$$I'_1 = I'_2 = 0,149R^3$$

$$I'_{12} = -0,137R^3$$

$$I'_3 = I'_4 = 0,785R^3$$

$$I'_{34} = 0,5R^3$$

FIG. 2.5 — PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DE ELEMENTOS FINOS TRATADOS COMO LINHA.

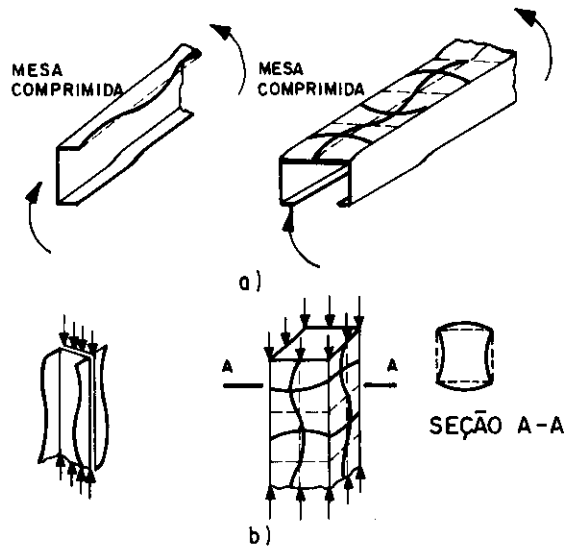


FIG. 2.6 - FLAMBAGEM LOCAL DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS.
(a) VIGAS (b) COLUNAS

2.8.1 - Definições

Elementos comprimidos não enrijecidos: é um elemento plano comprimido que é enrijecido (apoiado) em apenas uma extremidade paralela à direção das tensões (fig. 2.7).

Elementos comprimidos enrijecidos: é um elemento plano comprimido cujas duas extremidades paralelas à direção das tensões estão enrijecidas (apoiadas) por meio de elementos como almas, mesas e enrijecedores de borda (fig. 2.8).

Largura de parede (w): é a parte reta do elemento, não incluindo a parte curva (fig. 2.9).

Relação largura-espessura (w/t): é a relação entre a largura de parede (w) e sua espessura (t).

2.8.2 - Tensão Básica de Projeto (F)

A tensão básica de projeto é a tensão limite de escoamento dividida por um coeficiente de segurança igual a 5/3 (1,67).

$$F = 0,60F_y \quad (2.8.1)$$

Esta tensão é aplicada quando a falha ocorre por escoamento. No caso de flambagem, utiliza-se dois procedimentos: em elementos enrijecidos, utiliza-se uma largura reduzida (largura efetiva), com conseqüente redução da seção; em elementos não enrijecidos, adota-se uma tensão admissível à flambagem, obviamente menor ou igual à tensão básica F.

A tensão básica de cisalhamento é dada pelo critério de resistência de von Mises, com um coeficiente de segurança igual a 1,44.

$$F_v = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1,44} = 0,40F_y \quad (2.8.2)$$

O uso de um fator de segurança menor para a tensão básica de cisalhamento é justificado pelas menores conseqüências causadas pela falha em escoamento por cisalhamento que as associadas com escoamento em tração ou compressão [63].

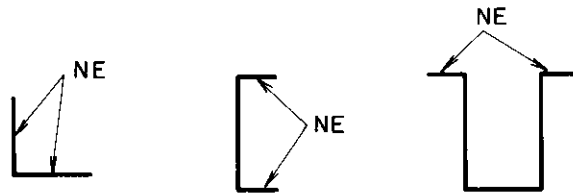


FIG. 2.7 — EXEMPLOS DE ELEMENTOS NÃO ENRIJECIDOS

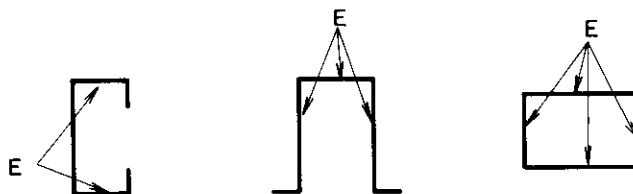


FIG. 2.8 — EXEMPLOS DE ELEMENTOS ENRIJECIDOS

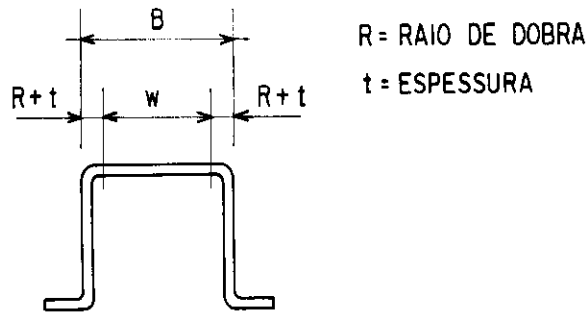


FIG. 2.9 - LARGURA DE PAREDE

2.8.3 - Elementos Comprimidos Enrijecidos

2.8.3.1 - Escoamento

Para pequenos valores da relação w/t , um elemento comprimido enrijecido atinge o colapso convencional por escoamento.

2.8.3.2 - Flambagem Elástica de Chapas

Considerando-se uma chapa quadrada simplesmente apoiada nas quatro bordas, submetida a uma tensão de compressão uniforme em uma só direção, a flambagem ocorrerá com uma curvatura simples em ambas as direções, conforme figura 2.10.

Entretanto, se o comprimento do elemento é muito maior que sua largura (chapa longa, $a/w > 3$), a configuração deslocada da chapa em flambagem apresenta uma série de ondas (figura 2.11), cuja largura λ é aproximadamente igual a largura da chapa w .

A tensão crítica de flambagem pode ser determinada a partir da equação diferencial baseada na hipótese de pequenos deslocamentos (isto é, o deslocamento transversal é da ordem de grandeza da espessura da chapa).

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{f_x t}{D} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (2.8.3)$$

onde

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

E = módulo de elasticidade do aço = 203.000 MPa.

t = espessura da chapa.

ν = coeficiente de Poisson = 0,3 para aço em regime elástico.

ω = deslocamento perpendicular ao plano da chapa, direção do eixo z.

f_x = tensão de compressão na direção do eixo x.

w = largura da chapa.

a = comprimento da chapa.

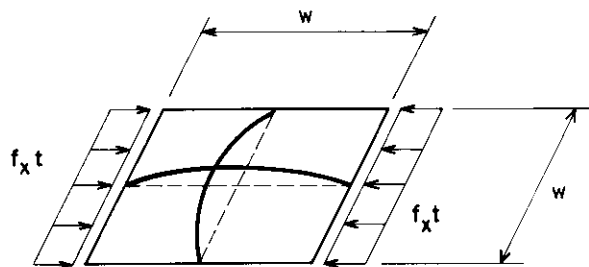


FIG. 2.10 — CHAPA QUADRADA APOIADA NAS QUATRO BORDAS COM TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIFORME

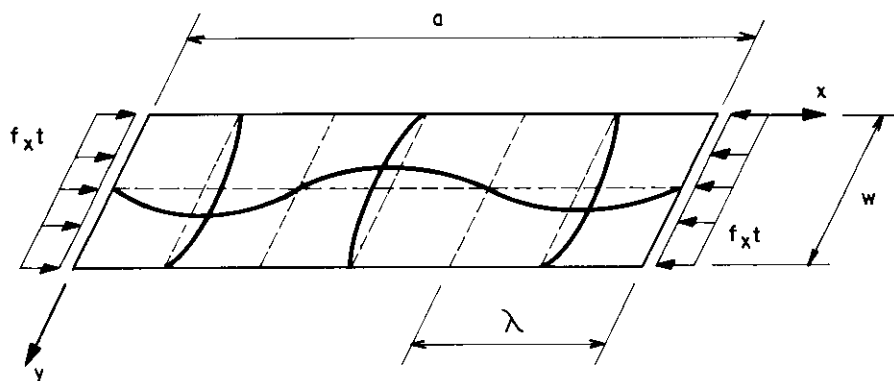


FIG. 2.11 — CHAPA RETANGULAR APOIADA NAS QUATRO BORDAS COM TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIFORME .

Se m e n são a quantidade de meias ondas seno na direção x e y , respectivamente, o deslocamento ω de uma chapa retangular pode ser representado por uma série dupla:

$$\omega = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{w} \quad (2.8.4)$$

A equação acima (2.8.4) satisfaz as condições de contorno, pois os deslocamentos e os momentos ao longo das quatro bordas são nulos. Assim:

$$\omega = 0 \quad ; \quad \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} = 0$$

Os momentos nas direções x e y são dados pelas expressões:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad (2.8.5)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \quad (2.8.6)$$

Substituindo a equação (2.8.4) em (2.8.3), obtém-se a seguinte equação:

$$\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \left[\pi^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{w^2} \right)^2 - \frac{f_x t m^2 \pi^2}{D a^2} \right] \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{w} = 0 \quad (2.8.7)$$

Obviamente, $A_{mn} = 0$ é uma solução, mas não é a solução da chapa em flambagem, assim, a expressão entre colchetes deve ser nula neste caso:

$$\pi^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{w^2} \right)^2 - \frac{f_x t m^2 \pi^2}{D a^2} = 0 \quad (2.8.8)$$

Desta última expressão pode-se obter a equação para a tensão crítica de flambagem:

$$f_{cr} = f_x = \frac{D\pi^2}{tw^2} \left[m \left(\frac{w}{a} \right) + \frac{n^2}{m} \left(\frac{a}{w} \right) \right]^2 \quad (2.8.9)$$

O menor valor para a tensão crítica será para $n = 1$, significando uma meia onda seno na direção y . Assim,

$$f_{cr} = \frac{kD\pi^2}{tw^2} \quad (2.8.10)$$

onde

$$k = \left[m \left(\frac{w}{a} \right) + \frac{1}{m} \left(\frac{a}{w} \right) \right]^2 \quad (2.8.11)$$

Substituindo o valor de D na equação (2.8.10), obtém-se a equação geral para cálculo da tensão crítica de flambagem elástica de uma chapa retangular sujeita à tensão de compressão em uma direção:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(w/t)^2} \quad (2.8.12)$$

O valor de k usado na equação (2.8.12) é mostrado na figura 2.12 para diferentes relações a/w . Pode-se notar que, quando a relação a/w é um número inteiro, o valor de k é igual a 4. Este valor de k é também válido para valores relativamente grandes da relação a/w .

Da figura 2.12 e da equação (2.8.11) pode-se notar que a transição de uma curva para outra, isto é, de m para $m + 1$ ocorre quando as duas curvas têm a mesma ordenada:

$$m \left(\frac{w}{a} \right) + \frac{1}{m} \left(\frac{a}{w} \right) = (m + 1) \left(\frac{w}{a} \right) + \frac{1}{m + 1} \left(\frac{a}{w} \right)$$

$$\text{ou} \quad \frac{a}{w} = \sqrt{m(m + 1)} \quad (2.8.13)$$

Para uma chapa longa, ou seja, $a \gg w$;

$$\frac{a}{w} \cong m \quad \text{ou} \quad \lambda = \frac{a}{m} \cong w \quad (2.8.14)$$

onde λ é o comprimento de uma meia onda seno.

A equação (2.8.14) indica que o número de meias ondas cresce, quando a relação a/w cresce. Para uma chapa longa, o comprimento da meia onda é aproximadamente igual à largura da chapa. No estudo de elementos de chapa dobrada predominam as chapas longas, de modo que a relação a/w é grande (maior que 4). Assim, para uma chapa longa simplesmente apoiada nas quatro bordas com tensão de compressão uniforme em uma direção, tem-se:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{3(1 - \nu^2)(w/t)^2} \quad (2.8.15)$$

A equação (2.8.15) também é válida para uma chapa quadrada. Os valores de k para chapa longa sujeita a diferentes tipos de distribuição de tensão (compressão, flexão ou cisalhamento) e a diferentes condições de apoio (borda apoiada, engastada ou livre) são mostrados na tabela 2.2.

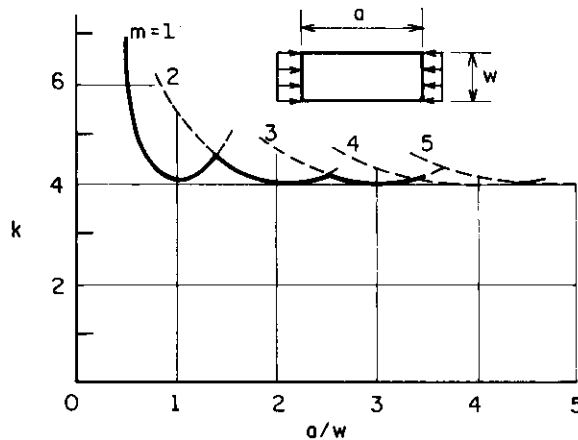
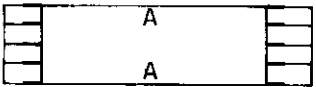
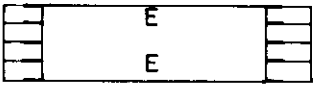
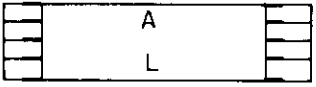
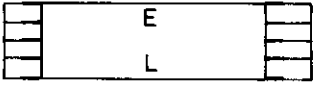
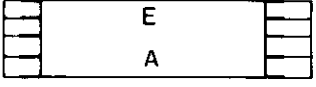
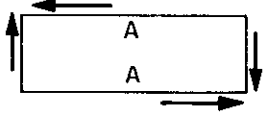
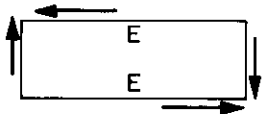
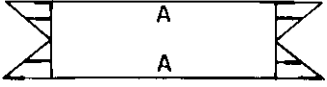
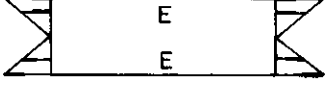


FIG. 2.12 — COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CHAPAS RETANGULARES COMPRIMIDAS

TABELA 2.2 – VALORES DE K PARA CHAPAS LONGAS

CASO	VINCULAÇÃO DAS BORDAS	SOLICITAÇÃO	VALOR DE K
1		COMPRESSÃO	4,0
2		COMPRESSÃO	6,97
3		COMPRESSÃO	0,425
4		COMPRESSÃO	1,277
5		COMPRESSÃO	5,42
6		CISALHAMENTO	5,34
7		CISALHAMENTO	8,98
8		FLEXÃO	23,9
9		FLEXÃO	41,8

A : APOIO SIMPLES

E : ENGASTE

L : LIVRE

2.8.3.3 - Flambagem de chapas em regime inelástico

Quando a tensão de compressão excede o limite de proporcionalidade do aço, a chapa torna-se anisotrópica, ou seja, com propriedades diferentes em diferentes direções da mesma.

Em 1924, BLEICH [14] propôs a seguinte equação diferencial para flambagem em regime inelástico:

$$\left(\tau \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\sqrt{\tau} \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + \frac{f_x t}{D} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (2.8.16)$$

onde $\tau = E_t/E$, e E_t é o módulo de elasticidade tangente do aço. Assim, a expressão para cálculo da tensão crítica de flambagem em regime inelástico é dada por:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E_y \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)(w/t)^2} \quad (2.8.17)$$

2.8.3.4 - Resistência pós-flambagem e largura efetiva

O comportamento de uma chapa, ao se atingir a tensão crítica de flambagem, é diferente do comportamento de um elemento unidimensional, como uma barra. No caso da barra, ao se atingir a tensão crítica, praticamente não há condições de suporte de acréscimo de tensão. Já no caso da chapa, devido às suas características bidimensionais, ao se atingir a tensão crítica de flambagem há uma redistribuição de tensão para as partes enrijecidas desta chapa. Este fenômeno é denominado comportamento pós-flambagem.

A distribuição de tensão na seção transversal da chapa durante as várias fases do processo pode ser esquematicamente visualizada na figura 2.13.

A distribuição de tensão após se atingir a tensão crítica é não uniforme, e o colapso convencional ocorre, quando a tensão máxima se igualar à tensão de escoamento do aço (figura 2.13c).

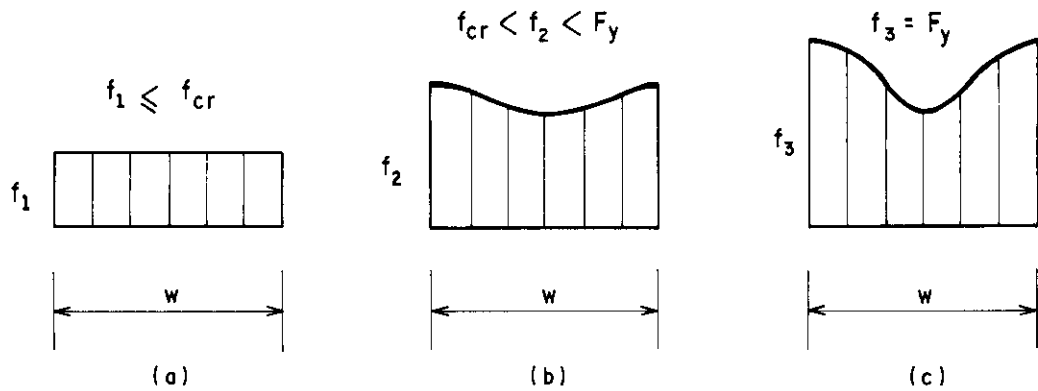


FIG. 2.13 — ESTÁGIOS CONSECUTIVOS DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM ELEMENTOS COMPRIMIDOS ENRIJECIDOS.

O comportamento pós-flambagem de uma chapa pode ser analisado pela teoria de grandes deslocamentos. A seguinte equação diferencial para grandes deslocamentos de uma chapa foi introduzida por VON KARMAN [63] em 1910:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad (2.8.18)$$

onde F é uma função de tensão para a fibra média da chapa, e:

$$f_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \quad f_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad (2.8.19)$$

Para fins práticos, a teoria de grandes deslocamentos é pouco aplicada, pois a resolução da equação diferencial é muito trabalhosa. Por esta razão, o

conceito de "largura efetiva" foi introduzido por VON KARMAN [63] em 1932.

A largura efetiva foi definida como uma largura fictícia de chapa sobre a qual uma distribuição uniforme de tensão tem a mesma resultante que a distribuição real de tensão sobre toda a largura da chapa, conforme mostra a figura 2.14.

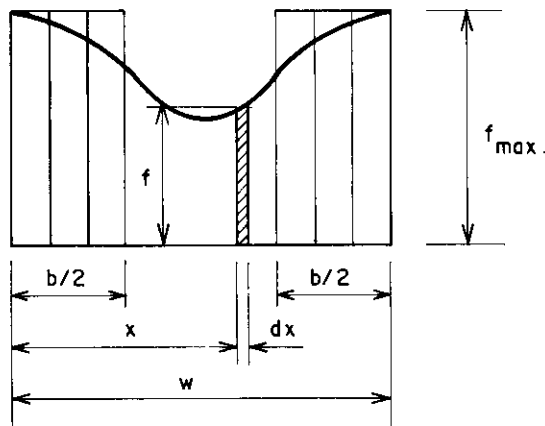


FIG. 2.14 — LARGURA EFETIVA DE ELEMENTO COMPRIMIDO ENRIJECIDO.

Sendo a tensão máxima f_{max} , tem-se que:

$$\int_0^w f dx = b f_{max} \quad (2.8.20)$$

Considera-se também, que a largura efetiva b , representa uma largura particular da chapa, em que a flambagem ocorre, quando a tensão de compressão atinge o limite de escoamento do aço. Assim, o valor teórico de b para uma chapa longa apoiada nas quatro bordas e sujeita a tensão uniforme de compressão, pode ser determinado pela equação 2.8.15, igualando-se f_{cr} a F_y e trocando-se w por b :

$$f_{cr} = F_y = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (2.8.21)$$

isolando b

$$b = Ct \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,9t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.8.22)$$

onde

$$C = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} = 1,9 \quad e \quad \nu = 0,3 \quad (2.8.23)$$

A equação 2.8.22 é a equação clássica de von KARMAN para cálculo da largura efetiva de elementos comprimidos enrijecidos, obtida em 1932.

Com base em muitos resultados experimentais em seções de chapa dobrada, WINTER [60] mostrou que a equação 2.8.22 é também aplicável para uma chapa em que a tensão máxima é menor que o limite de escoamento do aço. Desta forma, a equação 2.8.22 pode ser reescrita como:

$$b = Ct \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \quad (2.8.24)$$

onde f_{\max} é a tensão nas bordas da chapa, que pode ser menor que o limite de escoamento do aço F_y .

Resultados experimentais obtidos por Sechler e Winter, citados por YU [63] indicaram que o termo C usado na equação 2.8.24 depende de um parâmetro adimensional dado por:

$$\sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left(\frac{t}{w} \right) \quad (2.8.25)$$

A figura 2.15 mostra a variação de C em função do parâmetro adimensional dado por 2.8.25. Ainda com base em resultados experimentais, WINTER desenvolveu a seguinte equação para cálculo do termo C:

$$C = 1,9 \left[1 - 0,475 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.26)$$

Observa-se que o valor inicial de C, dado por $\sqrt{\frac{E}{f_{\max}}}$ (t/w) = 0, ou seja, para o caso extremo de grandes relações w/t (chapas muito esbeltas), sujeitas a tensões muito altas, coincide com o valor de 1,9 dado pela equação 2.8.23.

Como consequência desses resultados, WINTER apresentou em 1946 a expressão modificada para cálculo da largura efetiva b de uma chapa longa apoiada nas quatro bordas sujeita à compressão uniforme:

$$b = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0,475 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.27)$$

Da equação 2.8.27, observa-se que a largura efetiva depende não somente da tensão máxima f_{\max} , mas também da relação w/t. Da equação 2.8.27 pode-se obter o valor limite da relação w/t, onde para valores w/t menores que este limite, a largura efetiva b coincide com a largura real w.

$$\left(\frac{w}{t} \right)_{\text{lim}} = 0,95 \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \quad (2.8.28)$$

Considera-se que a equação 2.8.27 é uma generalização da equação 2.8.22 em dois aspectos: primeiro pela introdução de f_{\max} em lugar de F_y , permitindo assim o uso desta equação tanto para tensões de serviço como para a tensão de escoamento do aço (estado limite último); e segundo pela introdução de fatores de correção empíricos.

Durante o período de 1946 a 1968, as normas do AISI adotavam a equação 2.8.27 para cálculo da largura efetiva de elementos enrijecidos. Atualmente, a equação 2.8.27 foi substituída pela equação 2.8.29, dada a seguir, por apresentar resultados mais próximos daqueles encontrados em ensaios.

$$b = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0,415 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.29)$$

A expressão para o limite da relação w/t resulta em:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = 1,287 \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \quad (2.8.30)$$

A figura 2.16 mostra a correlação existente entre a equação 2.8.29 e os resultados dos ensaios conduzidos por SECHLER e WINTER [63]. Os ensaios de Sechler foram feitos em chapas isoladas e não em perfis estruturais.

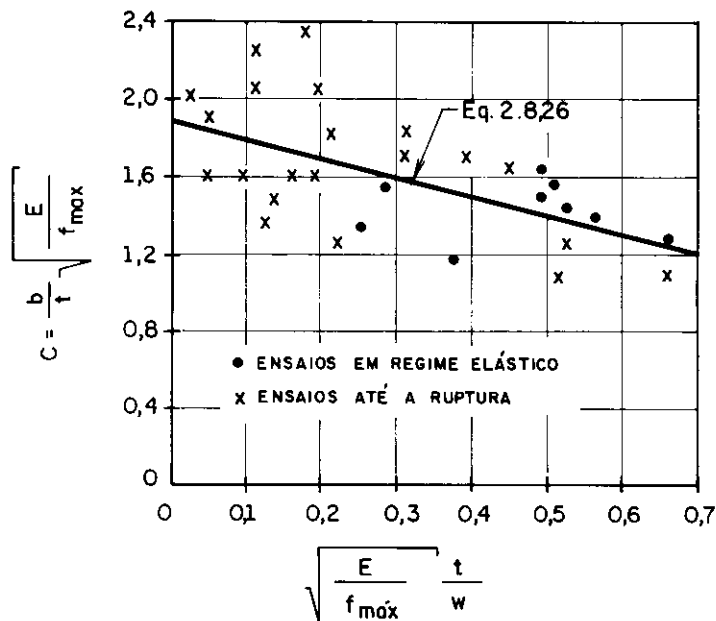


FIG. 2.15 — DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA LARGURA EFETIVA [63]

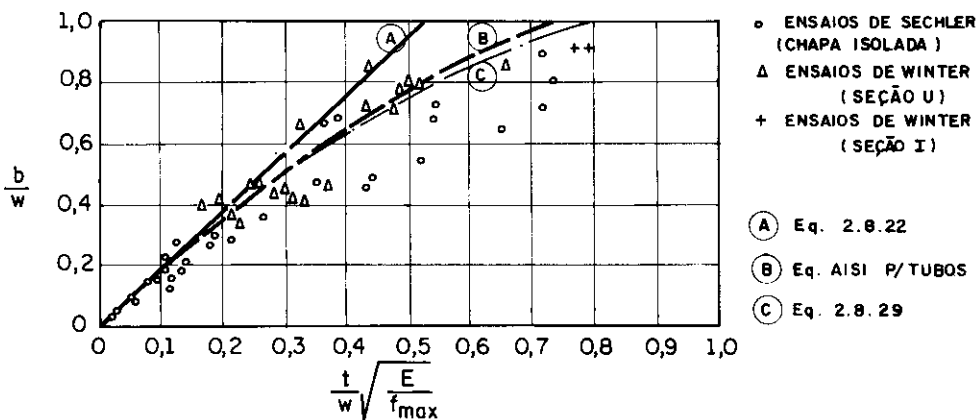


FIG. 2.16 — RESULTADOS DE ENSAIOS DE SECHLER e WINTER PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS ENRIJECIDOS.

A equação 2.8.29 se aplica muito bem aos elementos enrijecidos uniformemente comprimidos, com pequena ou nenhuma restrição ao giro nas bordas longitudinais, isto é, $k = 4,0$. Entretanto, esta equação pode ser utilizada para elementos com outras condições de borda, ou seja, para valores quaisquer do coeficiente de flambagem k :

$$b = 0,95t \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \left[1 - 0,208 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.31)$$

2.8.3.5 - Critérios de Projeto da Norma AISI

A norma do AISI [3] apresenta o valor limite da relação w/t e a expressão para cálculo da largura efetiva:

(a) para cálculo da resistência: o valor $(w/t)_{\text{lim}}$ é obtido da equação 2.8.30, considerando $E = 203.000$ MPa e substituindo f_{\max} por $1,67f$, onde $1,67$ é o fator de segurança. A equação para cálculo da largura efetiva (b) é obtida da equação 2.8.29, fazendo-se as mesmas substituições:

$$\text{Se } \left(\frac{w}{t} \right) \leq \left(\frac{w}{t} \right)_{\text{lim}} \quad \text{onde} \quad \left(\frac{w}{t} \right)_{\text{lim}} = \frac{449}{\sqrt{f}}$$

$$b = w \quad (2.8.32)$$

$$\text{Se } \left(\frac{w}{t} \right) > \left(\frac{w}{t} \right)_{\text{lim}}$$

$$b = \frac{667t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{146}{(w/t)\sqrt{f}} \right] \quad (2.8.33)$$

onde

w/t = relação largura espessura.

b = largura efetiva de projeto.

f = tensão atuante no elemento comprimido, calculado com base na largura efetiva de cálculo, onde $f \leq F$.

F = tensão básica de projeto.

f e F em MPa.

(b) para cálculo de deslocamentos, o procedimento é o mesmo utilizado no item (a), porém fazendo $f_{\max} = f$, ou seja, não considerando o fator de segurança 1,67.

$$\text{Se } \left(\frac{w}{t}\right) \leq \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} \quad \text{onde} \quad \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{580}{\sqrt{F}}$$

$$b = w \quad (2.8.34)$$

$$\text{Se } \left(\frac{w}{t}\right) > \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}}$$

$$b = \frac{859t}{\sqrt{F}} \left[1 - \frac{188}{(w/t) \sqrt{F}} \right] \quad (2.8.35)$$

onde w/t , b e f já foram definidos no item (a).

2.8.4 - Elementos Comprimidos Não Enrijecidos

2.8.4.1 - Escoamento

Um elemento comprimido não enrijecido, com relações (w/t) menores que um certo limite, atingem o colapso convencional por escoamento.

2.8.4.2 - Flambagem Elástica

A tensão crítica de flambagem elástica para um elemento uniformemente comprimido é dada pela equação 2.8.12, reescrita a seguir:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(w/t)^2}$$

E = módulo de elasticidade do aço.

ν = coeficiente de Poisson = 0,3.

w/t = relação largura-espessura.

k = coeficiente de flambagem de chapa, o qual depende das condições de vinculação da chapa e da relação a/w , conforme mostra a figura 2.17.

Para uma chapa retangular longa simplesmente apoiada em três bordas e uma borda livre (figura 2.17) o valor teórico de k é 0,425. Entretanto, ao se considerar o efeito de restrição ao giro, utiliza-se o valor $k = 0,5$ [63].

Se o aço apresenta diagrama tensão-deformação do tipo escoamento definido e o elemento comprimido não enrijecido não apresenta imperfeições geométricas, a tensão de flambagem será dada pela equação 2.8.12, tendo como limite superior o valor F_y . Entretanto, as condições ideais não ocorrem na prática, e o elemento apresenta um trecho de comportamento inelástico, conforme mostra a figura 2.18.

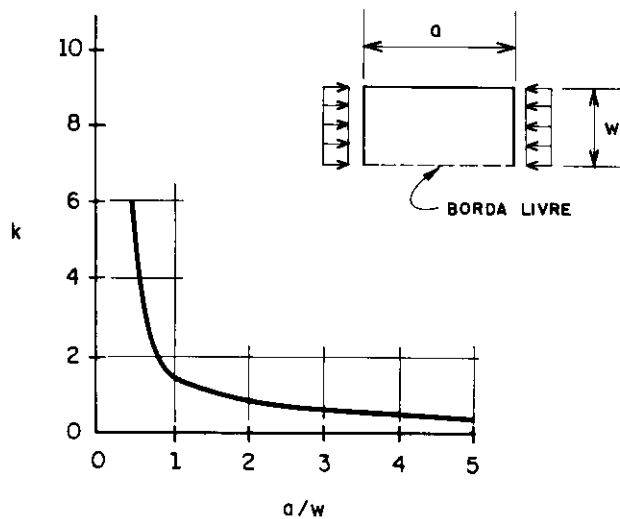


FIG. 2.17 — COEFICIENTE DE FLAMBAGEM PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS NÃO ENRIJECIDOS

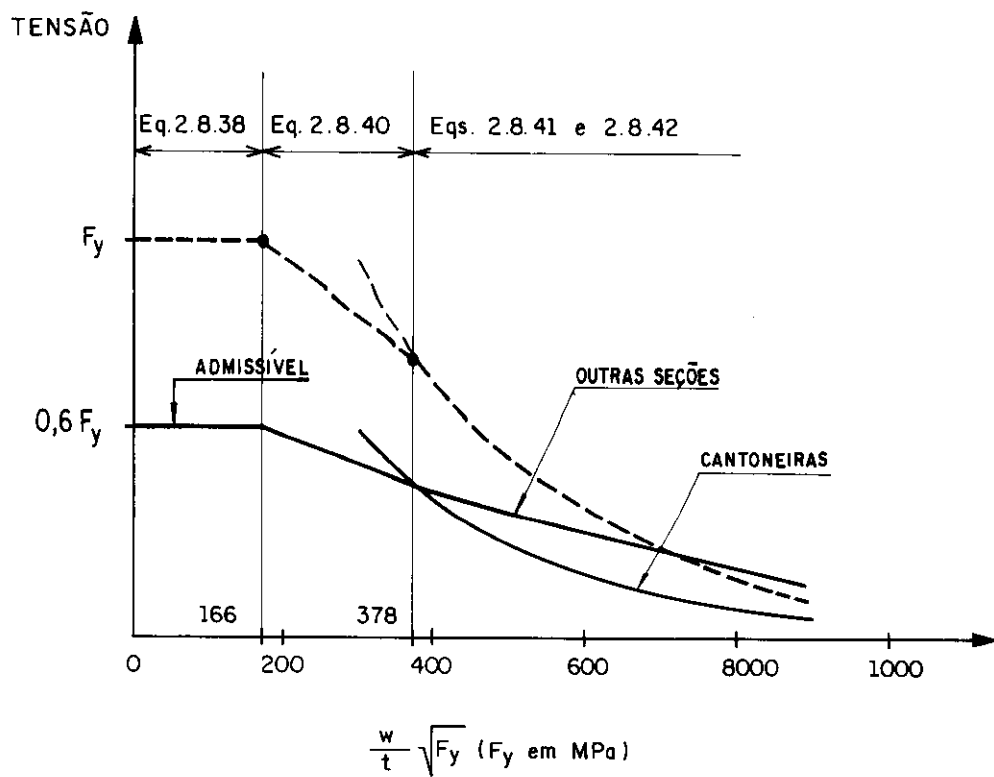


FIG. 2.18 — COMPORTAMENTO ESTRUTURAL SIMPLIFICADO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS NÃO ENRIJECIDOS SEGUNDO A NORMA AISI [3].

2.8.4.3 - Resistência Pós-Flambagem

Da mesma forma que nos elementos enrijecidos, os elementos não enrijecidos também apresentam uma considerável resistência pós-flambagem, e o conceito de largura efetiva também pode ser aplicado, conforme mostra a figura 2.19.

Com base em resultados experimentais, Winter [63] obteve a seguinte equação para cálculo da largura efetiva:

$$b = 0,8t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0,202 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.36)$$

onde f_{\max} é a tensão máxima no elemento não enrijecido (figura 2.19). Adotando-se um coeficiente de flambagem de chapa $k = 0,5$, a equação anterior pode ser generalizada como:

$$b = 1,13t \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \left[1 - 0,286 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \right] \quad (2.8.37)$$

A figura 2.20 mostra uma comparação entre as equações 2.8.31 e 2.8.37 para elementos enrijecidos e não enrijecidos, respectivamente.

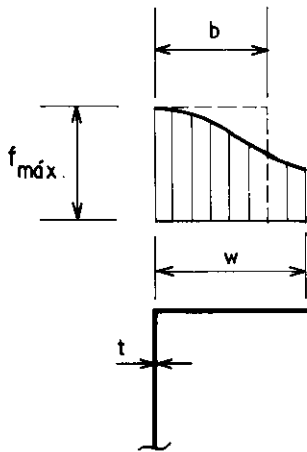


FIG. 2.19 — LARGURA EFETIVA DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS NÃO ENRIJECIDOS .

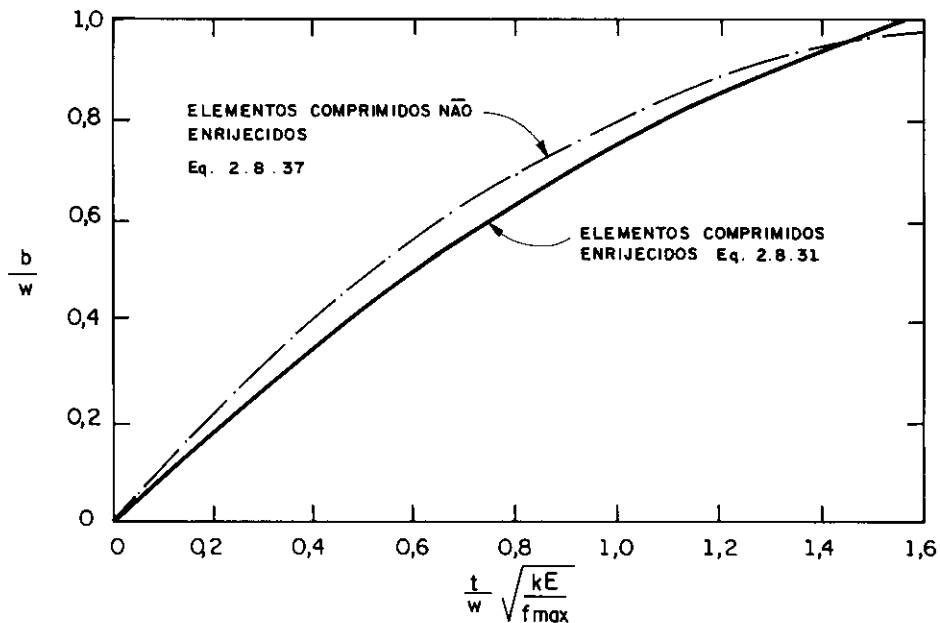


FIG. 2.20 — COMPARAÇÃO ENTRE AS EQUAÇÕES GENERALIZADAS PARA CÁLCULO DA LARGURA EFETIVA DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS ENRIJECIDOS E NÃO ENRIJECIDOS .

2.8.4.4 - Critérios de Projeto da Norma AISI

Até a edição de 1980 da norma AISI [3], foi dado um tratamento diferenciado para cálculo de elementos enrijecidos e não enrijecidos. Aos elementos enrijecidos aplicava-se o conceito de largura efetiva e aos não enrijecidos, o conceito de tensões admissíveis.

Já na edição de 1986 [4], o conceito de largura efetiva foi generalizado para os dois tipos de elementos, utilizando-se a equação (2.8.37) para cálculo da largura efetiva em elementos não enrijecidos.

As tensões admissíveis dadas pela norma AISI 1980 [3] são apresentadas a seguir, com F_y em MPa:

$$\text{Se } \left(\frac{w}{t} \right) \leq \frac{166}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_c = 0,60F_y \quad (2.8.38)$$

$$\text{Se } \frac{166}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{w}{t} \right) \leq \frac{378}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_c = F_y \left[0,767 - 0,001 \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (2.8.39)$$

Se o limite de escoamento do aço for menor que 228 MPa, o limite superior $378/\sqrt{F_y}$ deve ser substituído por 25 e a tensão admissível é dada por:

$$F_c = 0,60F_y - \frac{(w/t - 166/\sqrt{F_y})(0,087F_y - 12,8)}{3,625(1 - 6,64/\sqrt{F_y})} \quad (2.8.40)$$

$$\text{Se } \frac{378}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{w}{t} \right) \leq 25 \quad (\text{somente para } F_y > 228 \text{ MPa})$$

$$F_c = \frac{55.172}{(w/t)^2} \quad (2.8.41)$$

$$\text{Se } 25 < \left(\frac{w}{t} \right) \leq 60$$

- para cantoneiras vale a expressão 2.8.41
- para outras seções,

$$F_c = 136,5 - 1,93 \left(\frac{w}{t} \right) \quad (2.8.42)$$

A figura 2.21 mostra graficamente as tensões admissíveis para elementos comprimidos não enrijecidos para quatro valores de F_y .

Pode-se observar que, para grandes relações w/t (portanto, flambagem elástica), as tensões admissíveis não dependem de F_y , mostrando que o uso de aços de alta resistência não apresenta vantagens neste caso.

A edição de 1986 da norma AISI [4], apresenta o conceito de largura efetiva para elementos enrijecidos e não enrijecidos. No caso de elementos não enrijecidos, a largura efetiva deve ser calculada pela expressão 2.8.37, tomando-se o valor $k = 0,43$.

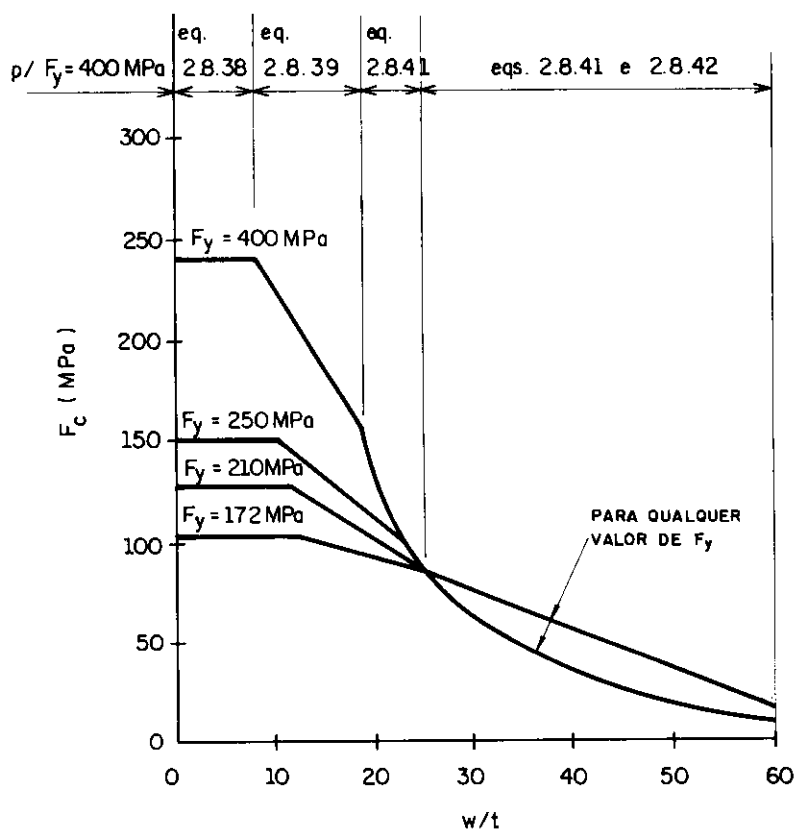


FIG.2.21-TENSÕES ADMISSÍVEIS EM ELEMENTOS COMPRIMIDOS NÃO ENRIJECIDOS .

2.9 - FLEXÃO SIMPLES EM VIGAS DE CHAPA DOBRADA COM SEÇÃO TRANSVERSAL "I" DUPLAMENTE SIMÉTRICA

O projeto de vigas consiste basicamente na verificação da estabilidade local dos elementos comprimidos (mesa e alma) e da estabilidade global da viga como um todo, ou seja, da flambagem lateral com torção.

2.9.1 - Flambagem Local da Mesa (FLM)

2.9.1.1 - Vigas com mesa comprimida não enrijecida

Se a viga tem a mesa comprimida não enrijecida (figura 2.22a), a resistência à flexão da seção é determinada:

- (a) pelas propriedades geométricas da seção bruta.
- (b) pela aplicação da tensão admissível.

A tensão admissível será o menor dos seguintes valores:

- (b.1) tensão básica de projeto (F), equação 2.8.1.
- (b.2) tensão admissível à flambagem da mesa comprimida (F_c), equações 2.8.38 a 2.8.42.

Portanto, o momento fletor admissível será dado por:

$$M_{adm} = W_x F_{adm} \quad (2.9.1)$$

onde

W_x = módulo de resistência à flexão da seção bruta, em torno do eixo de flexão.

F_{adm} = tensão admissível aplicável, o menor valor entre F ou F_c .

2.9.1.2 - Vigas com mesa comprimida enrijecida

Se a viga tem a mesa comprimida enrijecida (figura 2.22b), a resistência à flexão da seção é determinada:

- (a) pelas propriedades geométricas da seção efetiva, baseada na largura efetiva dos elementos, conforme subitem 2.8.3.4.
- (b) pela tensão básica de projeto (F), equação 2.8.1.

Portanto, o momento fletor admissível será dado por:

$$M_{adm} = W_{ef} F \quad (2.9.2)$$

onde

W_{ef} = módulo de resistência à flexão da seção efetiva, em relação à fibra comprimida, em torno do eixo de flexão.

F = tensão básica de projeto.

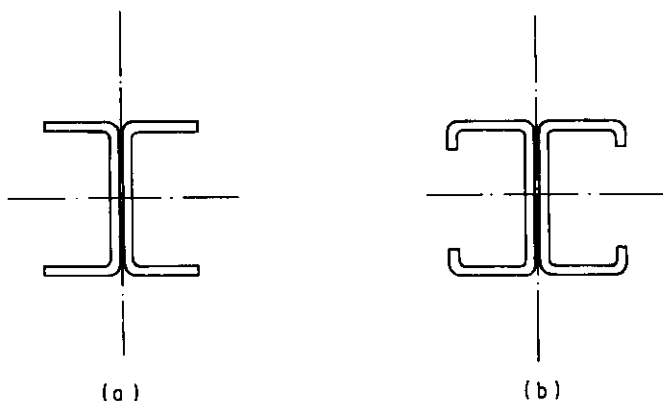


FIG. 2.22 — EXEMPLOS DE SEÇÃO TRANSVERSAL DE VIGAS .

(a) mesa não enrijecida

(b) mesa enrijecida

2.9.2 - Flambagem Local da Alma (FLA)

2.9.2.1 - Tensões normais

A alma de uma viga é analisada como uma chapa retangular apoiada nas quatro bordas, sujeita a tensões de flexão. A tensão crítica de flambagem pode ser determinada pela clássica expressão:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2} \quad (2.9.3)$$

onde

k = coeficiente de flambagem, que para chapa longa simplesmente apoiada nas quatro bordas tem o valor teórico 23,9.

h = distância livre entre mesas.

t = espessura da alma

ν = coeficiente de Poisson = 0,3.

A variação de k em função da relação a/h é apresentada na figura 2.23. Quando uma chapa simplesmente apoiada é sujeita a tensões de compressão maiores que as tensões de tração, ou seja, $(f_c/f_t) > 1$, o coeficiente de flambagem k é reduzido em função da relação de tensões f_c/f_t , conforme figura 2.24.

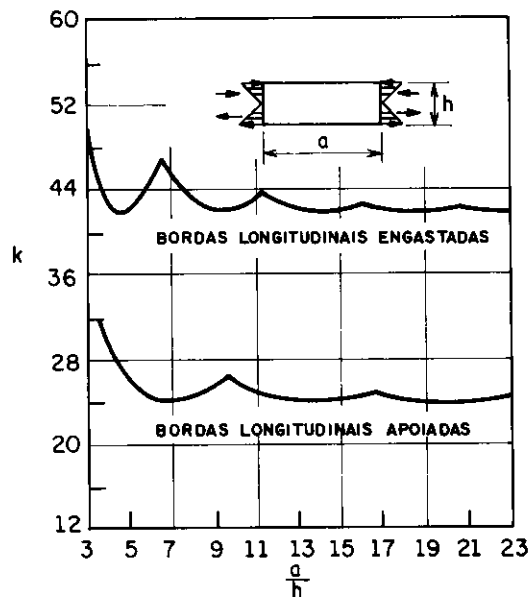


FIG. 2.23 — COEFICIENTE DE FLAMBAGEM DE CHAPA EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO a/h

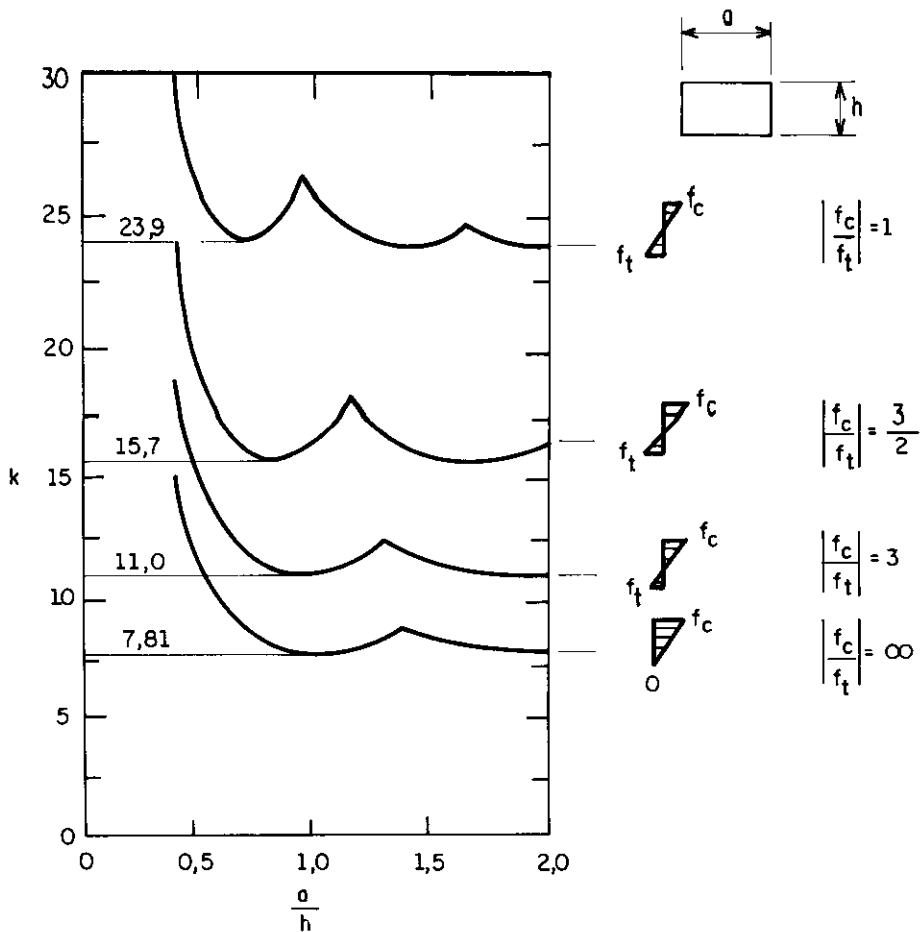


FIG. 2.24 - COEFICIENTE DE FLAMBAGEM PARA CHAPAS SUJEITAS A TENSÕES DE FLEXÃO

Em realidade, a resistência à flexão da alma de uma viga não é somente afetada pelas relações h/t , a/h e f_c/f_t , mas depende também de algumas propriedades do material (E , F_y e ν) e da interação entre mesa e alma, ou seja, da restrição ao giro que as mesas impõem à alma.

O cálculo de almas de vigas tem sido apresentado nas normas do AISI, considerando-se um fator de redução do momento resistente último (λ), obtido experimentalmente, já levando em consideração o comportamento pós-flambagem da chapa de alma. O momento resistente último da viga, com base na flambagem da alma, é dado por:

$$M_u = \lambda W'_x F_y \quad (2.9.4)$$

onde

M_u = momento resistente último da viga, com base na flambagem local da alma.

W'_x = módulo de resistência à flexão, calculado para área bruta da alma e área efetiva da mesa comprimida, considerando $f_{\max} = F_y$.

F_y = limite de escoamento do aço.

λ = fator de redução do momento resistente, dado por:

- para mesa comprimida enrijecida,

$$\lambda = 1,210 - 0,000128 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{F_y} \leq 1,0 \quad (2.9.5)$$

- para mesa comprimida não enrijecida,

$$\lambda = 1,257 - 0,000193 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{F_y} \leq 1,0 \quad (2.9.6)$$

A norma AISI 1980 [3], apresenta as seguintes tensões admissíveis para flambagem local da alma:

- Vigas com mesa comprimida enrijecida,

$$F_{bw} = \left[1,21 - 0,00013 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{F_y} \right] 0,60F_y \leq 0,60F_y \quad (2.9.7)$$

- Vigas com mesa comprimida não enrijecida,

$$F_{bw} = \left[1,26 - 0,00019 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{F_y} \right] 0,60F_y \leq 0,60F_y \quad (2.9.8)$$

onde

F_{bw} = tensão admissível na alma, em MPa.

F_y = limite de escoamento do aço, em MPa.

Pode-se notar que as equações 2.9.7 e 2.9.8 são obtidas das equações 2.9.5 e 2.9.6, respectivamente, com a

introdução do fator de segurança 1,67. A figura 2.25 mostra graficamente o tratamento dado pela norma AISI.

No caso de vigas com mesa comprimida não enrijecida, a área efetiva da mesa comprimida é obtida da área bruta multiplicada pela relação $F_c/0,6F_y$, onde F_c é a tensão admissível no elemento comprimido não enrijecido, conforme subitem 2.8.4.4.

O momento fletor admissível, com base na flambagem local da alma, resulta então:

$$M_{adm} = W_x' F_{bw} \left(\frac{d}{h} \right) \quad (2.9.9)$$

onde

d = altura total da seção.

h = altura livre entre mesas.

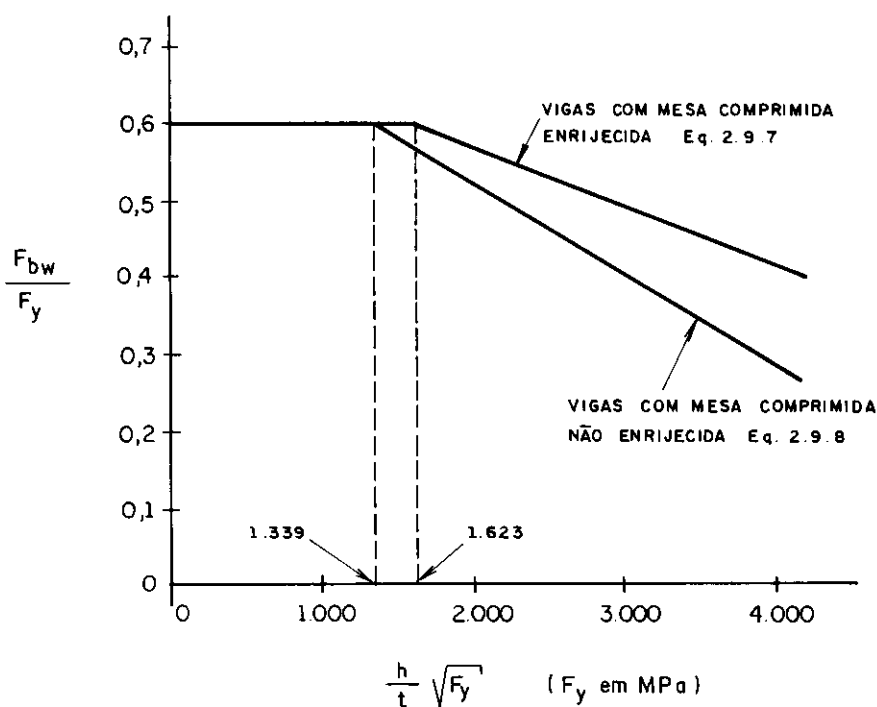


FIG. 2.25 — TENSÕES NORMAIS ADMISSÍVEIS NA ALMA

2.9.2.2 - Tensões de cisalhamento

As tensões de cisalhamento atuantes numa seção transversal da viga podem ser obtidas pela conhecida expressão:

$$f_v = \frac{VQ}{It} \quad (2.9.10)$$

onde

f_v = tensão de cisalhamento atuante.

V = força cortante atuante na seção.

Q = momento estático da área compreendida entre a fibra extrema e a fibra onde a tensão está sendo calculada, com relação ao eixo neutro.

I = momento de inércia da seção em relação ao eixo neutro.

t = largura da seção junto a fibra onde a tensão está sendo calculada.

Todavia, no caso de seções delgadas, despreza-se as tensões de cisalhamento nas mesas e considera-se uma tensão de cisalhamento média na alma, dada por:

$$f_v = \frac{V}{ht_w} \quad (2.9.11)$$

onde

h = distância livre entre mesas.

t_w = espessura da alma.

Quando a alma apresenta uma relação h/t relativamente pequena, a resistência ao cisalhamento da viga é, geralmente, governada pelo escoamento em cisalhamento, com uma tensão máxima de $F_y/\sqrt{3}$ no eixo neutro da seção. Desta forma, a tensão admissível para uma alma com relação h/t relativamente baixa é baseada no escoamento por cisalhamento (critério de von Mises), aplicando-se um fator de segurança de 1,44, resultando:

$$F_v = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1,44} = 0,40F_y \quad (2.9.12)$$

Para almas com relação h/t relativamente grande, a capacidade ao cisalhamento da viga é governada pela flambagem por cisalhamento. O modelo de falha para uma chapa longa, apresenta uma série de ondas inclinadas, conforme figura 2.26. A tensão de cisalhamento crítica de flambagem elástica é calculada pela clássica expressão:

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2} \quad (2.9.13)$$

onde

k_v = coeficiente de flambagem por cisalhamento.

E = módulo de elasticidade.

ν = coeficiente de Poisson.

h = largura da chapa.

t = espessura da chapa.

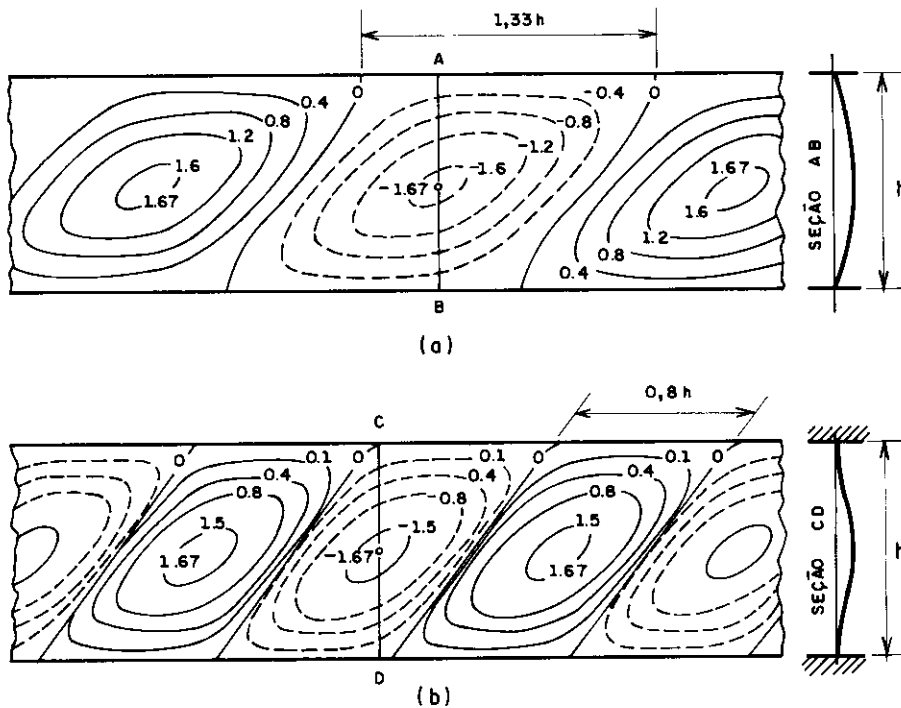


FIG. 2.26 — MODELOS DE FLAMBAGEM DA ALMA POR CISALHAMENTO EM CHAPAS LONGAS .

(a) Bordas Apoiadas

(b) Bordas Engastadas

Na equação 2.9.13, o valor de k_v varia com as condições de apoio e com a relação a/h (figura 2.27). Para uma chapa longa, k_v varia de 5,34 para apoios simples a 8,98 para apoios engastados, conforme tabela 2.2.

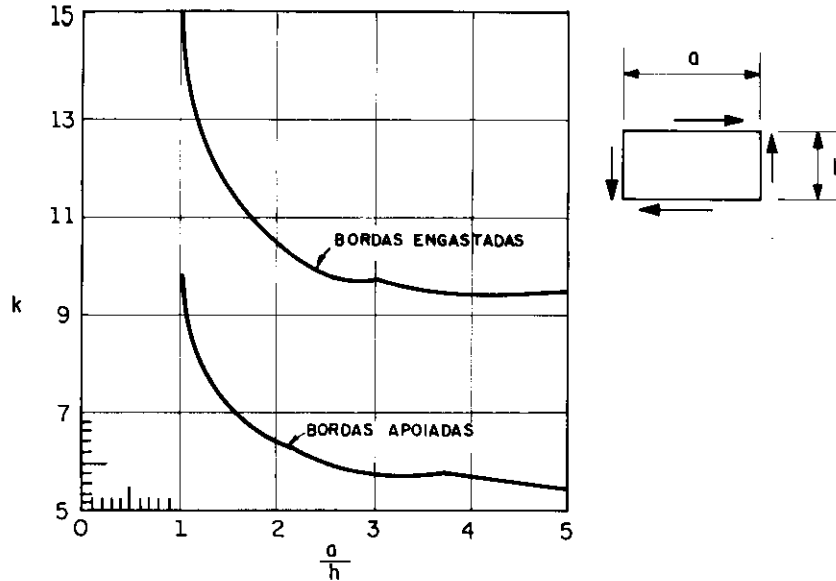


FIG. 2.27 – COEFICIENTE DE FLAMBAGEM EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO a/h .

Substituindo os valores de $E = 203.000 \text{ MPa}$ e $\nu = 0,3$ na equação 2.9.13, resulta:

$$\tau_{cr} = \frac{183.448 k_v}{(h/t)^2} \quad (\text{em MPa}) \quad (2.9.14)$$

A tensão admissível ao cisalhamento é dada pela equação 2.9.14 com a aplicação de um fator de segurança igual a 1,71, resultando:

$$F_v = \frac{107.586 k_v}{(h/t)^2} \quad (\text{em MPa}) \quad (2.9.15)$$

No caso de flambagem em regime inelástico, ou seja, quando o valor teórico de τ_{cr} exceder o limite de proporcionalidade em cisalhamento, a equação 2.9.15 deixa de ser válida. Com base em análise experimental, BASLER [13] propôs a seguinte expressão para cálculo da tensão crítica em regime inelástico:

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cri}} \quad (2.9.16)$$

onde

τ_{pr} = tensão limite de proporcionalidade em cisalhamento, igual a:

$$\tau_{pr} = 0,8\tau_y = 0,8 \left[\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right] \quad (2.9.17)$$

τ_{cri} = tensão crítica de flambagem elástica, dada pela equação 2.9.13.

Substituindo os valores de τ_{pr} e τ_{cri} na equação 2.9.16, com $E = 200.000$ MPa, obtém-se a equação:

$$\tau_{cr} = \frac{289 \sqrt{k_v F_y}}{h/t} \quad (\text{em MPa}) \quad (2.9.18)$$

Consequentemente, a tensão admissível à flambagem por cisalhamento em regime inelástico é dada pela equação 2.9.18, aplicando-se um fator de segurança igual a 1,67.

$$F_v = \frac{173 \sqrt{k_v F_y}}{h/t} \quad (\text{em MPa}) \quad (2.9.19)$$

Em resumo, as tensões admissíveis ao cisalhamento, segundo a AISI [3], são dadas por:

$$(a) \text{ para } \left(\frac{h}{t}\right) \leq 431 \sqrt{k_v/F_y},$$

$$F_v = 0,4F_y \quad (2.9.20)$$

$$(b) \text{ para } 431 \sqrt{k_v/F_y} < \left(\frac{h}{t}\right) \leq 622 \sqrt{k_v/F_y},$$

$$F_v = \frac{173 \sqrt{k_v F_y}}{h/t} \quad (2.9.21)$$

$$(c) \text{ para } \left(\frac{h}{t}\right) > 622 \sqrt{k_v/F_y},$$

$$F_v = \frac{107.586 k_v}{(h/t)^2} \quad (2.9.22)$$

onde

F_v = tensão de cisalhamento admissível, em MPa.

F_y = limite de escoamento do aço, em MPa.

h = distância livre entre mesas.

t = espessura da alma.

k_v = coeficiente de flambagem por cisalhamento, dado por:

- para vigas sem enrijecedores de alma,

$$k_v = 5,34 \quad (2.9.23)$$

- para vigas com enrijecedores de alma,

$$k_v = \begin{cases} 4,00 + 5,34/(a/h)^2 & \text{quando } a/h \leq 1,0 \\ 5,34 + 4,00/(a/h)^2 & \text{quando } a/h > 1,0 \end{cases}$$

$$(2.9.24)$$

A figura 2.28 mostra graficamente as tensões admissíveis ao cisalhamento segundo a AISI [3].

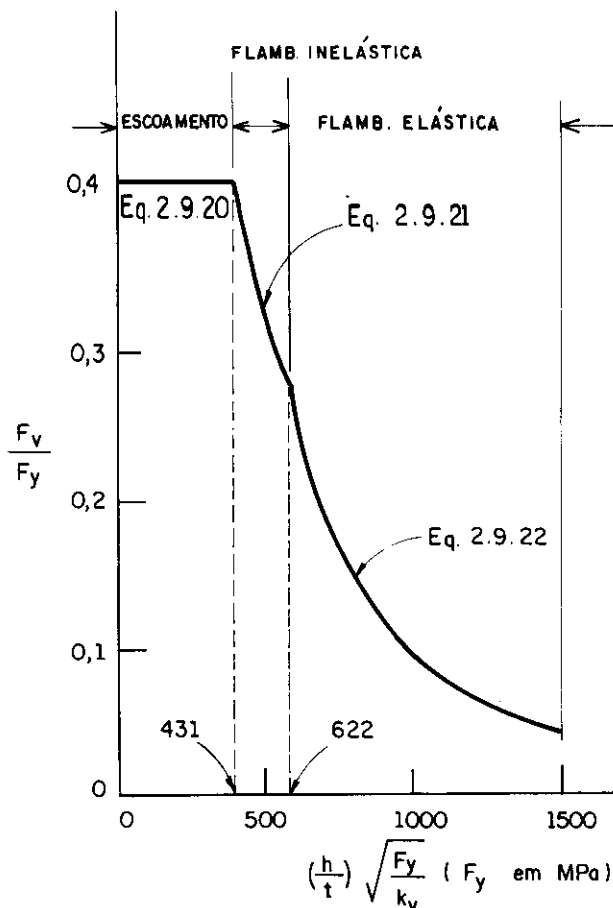


FIG. 2.28 — TENSÕES DE CISALHAMENTO ADMISSÍVEIS

2.9.2.3 - Tensões normais e de cisalhamento combinadas

Quando atuarem simultaneamente altas tensões normais e de cisalhamento, como nas vigas em balanço e junto aos apoios intermediários de vigas contínuas, a alma de uma viga pode perder a estabilidade sob uma tensão normal (f) ou de cisalhamento (τ) menor que aquela calculada isoladamente, ou seja f_{cr} ou τ_{cr} , respectivamente.

A tensão crítica para flexão e cisalhamento combinados, em chapas planas retangulares, foi analisada por TIMOSHENKO [58]. A figura 2.29 mostra a interação entre f_b/f_{cr} e τ/τ_{cr} , onde f_b é a tensão de flexão atuante, f_{cr} é a tensão crítica de flambagem na flexão pura, τ é a tensão de cisalhamento atuante, τ_{cr} é a tensão crítica de flambagem para cisalhamento puro.

Estudos desenvolvidos para chapas isoladas com relações a/h entre 0,5 e 1,0 (figura 2.29), mostram que a relação entre f_b/f_{cr} e τ/τ_{cr} pode ser aproximada pela equação 2.9.25.

$$\left(\frac{f_b}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (2.9.25)$$

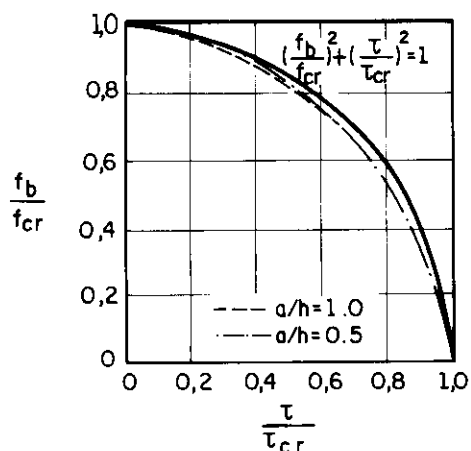


FIG. 2.29 — INTERAÇÃO ENTRE TENSÕES NORMAIS E DE CISALHAMENTO NA ALMA.

Com a aplicação de fatores de segurança, a norma AISI [3], apresenta a seguinte equação de interação para verificação de almas de vigas sujeitas a tensões normais e de cisalhamento combinadas:

$$\left(\frac{f_{bw}}{F_{bw}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 \leq 1 \quad (2.9.26)$$

onde

f_{bw} = tensão máxima de compressão na alma.

F_{bw} = tensão de compressão admissível, conforme equações 2.9.7 e 2.9.8, exceto que o limite de $0,6F_y$ não mais se aplica.

f_v = tensão de cisalhamento atuante.

F_v = tensão de cisalhamento admissível, conforme equações 2.9.21 e 2.9.22.

Estudos mais recentes sobre flexão e cisalhamento combinados [42,43], indicaram que a equação

2.9.25, originalmente desenvolvida para chapa isolada, é muito conservadora para vigas com enrijecedores de alma, devido à possibilidade do campo de tração se desenvolver. Com base em resultados experimentais mostrados na figura 2.30, foi apresentada a seguinte equação de interação:

$$0,6 \frac{f_b}{f_{b\max}} + \frac{\tau}{\tau_{\max}} = 1,3 \quad (2.9.27)$$

onde

$f_{b\max}$ = tensão convencional de colapso para flexão.

τ_{\max} = tensão convencional de colapso para cisalhamento.

A norma AISI [3] apresenta a equação 2.9.27 em termos de tensões admissíveis, resultando:

$$0,6 \left(\frac{f_{bw}}{F_{bw}} \right) + \frac{f_v}{F_v} \leq 1,3 \quad (2.9.28)$$

A equação 2.9.28 é aplicável somente quando $(f_{bw}/F_{bw}) > 0,5$ e $(f_v/F_v) > 0,7$. Em outras condições, a verificação de almas de vigas sob tensões combinadas, é feita com base na flexão ou cisalhamento, isoladamente. A figura 2.31 mostra graficamente as equações de interação da AISI [3].

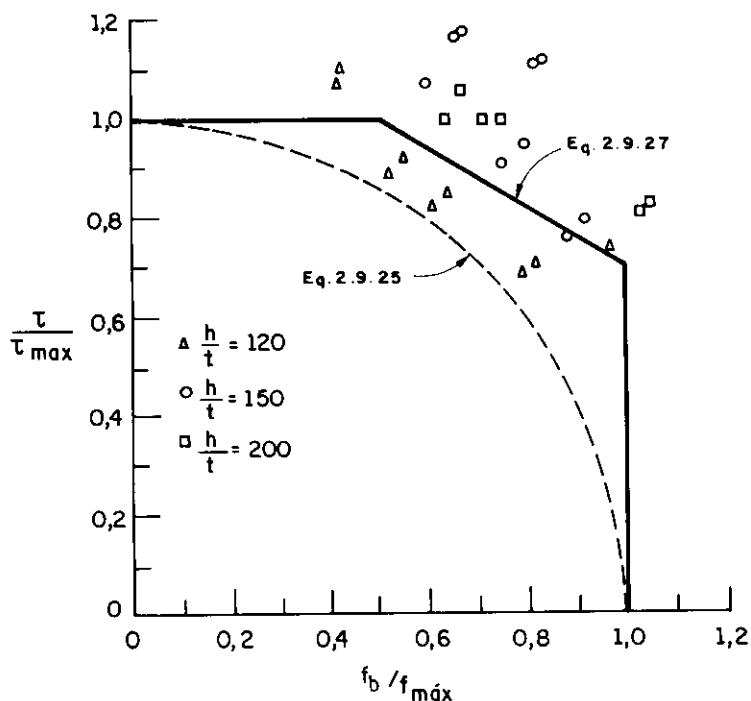


FIG. 2.30 — DIAGRAMA DE INTERAÇÃO PARA τ/τ_{\max} e $f_b/f_{b\max}$

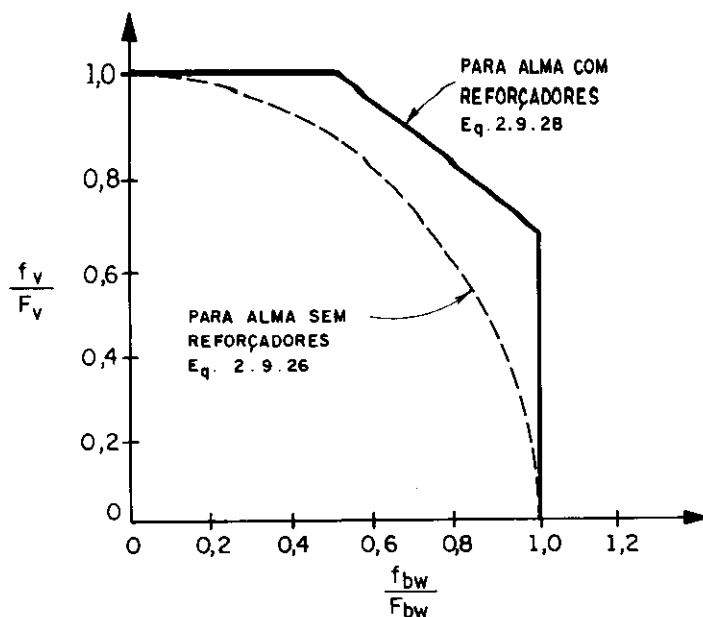


FIG. 2.31 - EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO ENTRE TENSÕES NORMAIS E DE CISALHAMENTO PELA NORMA AISI [3].

2.9.3 - Flambagem lateral com torção (FLT)

No caso de seções transversais "I" duplamente simétricas, sujeitas à flexão simples com momento fletor constante (figura 2.32), tem-se as seguintes equações diferenciais para flambagem lateral com torção [28].

$$\begin{cases} EI_y u^{IV} + M\phi'' = 0 & (2.9.29) \\ EC_w \phi^{IV} - GJ\phi'' + Mu'' = 0 & (2.9.30) \end{cases}$$

onde

M = momento fletor na viga, constante.

E = módulo de elasticidade longitudinal.

G = módulo de elasticidade transversal, $G = E/2(1+\nu)$.

I_y = momento de inércia em relação ao eixo y.

C_w = constante de empenamento da seção.

J = momento de inércia à torção, ou constante de St. Venant, determinada aproximadamente por:

$$\frac{1}{3} \sum b_i t_i^3 \quad \text{onde} \quad \begin{array}{l} b = \text{largura do elemento } i \\ t = \text{espessura do elemento } i \end{array}$$

u = deslocamento do centro de cisalhamento na direção do eixo x .

ϕ = ângulo de torção.

A diferenciação é sempre em relação à variável z .

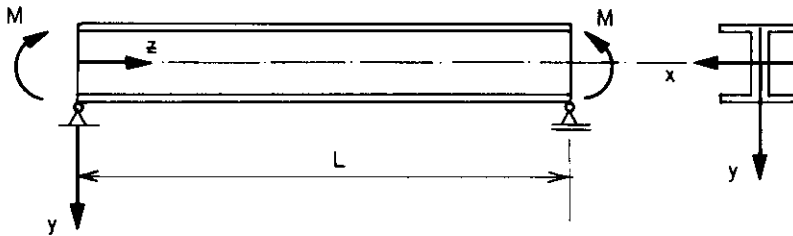


FIG. 2.32 — VIGA SIMPLEMENTE APOIADA COM MOMENTO FLETOR CONSTANTE .

Considerando os apoios extremos como sendo vínculos de garfo, ou seja, torção impedida e empenamento livre, tem-se como condições de contorno:

$$u(0) = u(L) = \phi(0) = \phi(L) = 0 \quad (2.9.31)$$

$$u''(0) = u''(L) = \phi''(0) = \phi''(L) = 0 \quad (2.9.32)$$

Da equação 2.9.31, tem-se que o deslocamento lateral e o ângulo de torção nos apoios são nulos.

Da equação 2.9.32, tem-se que o momento fletor em torno do eixo y e o bimomento nos apoios são nulos.

A solução das equações 2.9.29 e 2.9.30 fornece o momento crítico de flambagem lateral com torção M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{n\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ \left(1 + \frac{n^2 \pi^2 EC_w}{GJL^2} \right)} \quad (2.9.33)$$

onde L é o vão da viga e $n = 1, 2, 3, \dots$

O ângulo de torção e o deslocamento lateral em função da ordenada z , $\phi(z)$ e $u(z)$, respectivamente, são dados pelas equações 2.9.34 e 2.9.35. Observa-se que, em se tratando de problema de primeira espécie, a constante A é indeterminada.

$$\phi(z) = A \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi z}{L}\right) \quad (2.9.34)$$

$$u(z) = A \frac{ML^2 \operatorname{sen}(n\pi z/L)}{n^2 \pi^2 EI_y} \quad (2.9.35)$$

Os deslocamentos da viga são mostrados na figura 2.33. Quando $M \leq M_{cr}$ a flambagem lateral ainda não ocorreu, mas a viga sofre deslocamentos na direção do eixo y . O deslocamento vertical v , pode ser obtido da clássica equação:

$$EI_x v'' = -M \quad (2.9.36)$$

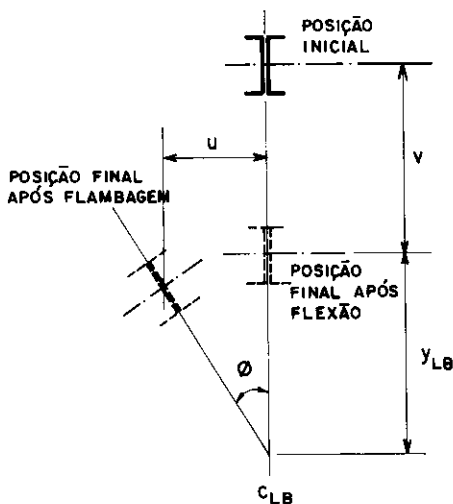


FIG. 2.33 — DESLOCAMENTOS DE UMA VIGA I'SWEITA À FLT.

Aplicando-se como condições de contorno, que o deslocamento vertical nos apoios é nulo,

$$v(0) = v(L) = 0 \quad (2.9.37)$$

obtém-se como solução a equação da linha elástica $v(z)$:

$$v(z) = \frac{ML^2}{2EI_x} \left[\frac{z}{L} - \left(\frac{z}{L} \right)^2 \right] \quad (2.9.38)$$

Quando a viga perde a estabilidade, a seção gira em torno do centro de rotação C_{LB} . Este ponto está localizado a uma distância y_{LB} abaixo do centro de cisalhamento da seção (figura 2.33). Em geometria de pequenos deslocamentos, tem-se:

$$y_{LB} = \frac{u}{\phi} = \frac{ML^2}{n^2 \pi^2 EI_y} \quad (2.9.39)$$

Da equação 2.9.33, fazendo-se $n = 1$, obtém-se o menor valor do momento crítico de flambagem lateral com torção:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GJL^2} \right)} \quad (2.9.40)$$

Para uma seção "I" duplamente simétrica (figura 2.34), tem-se:

$$C_w \cong \frac{b^3 t d^2}{24} \quad I_y \cong \frac{b^3 t}{6} \quad (2.9.41)$$

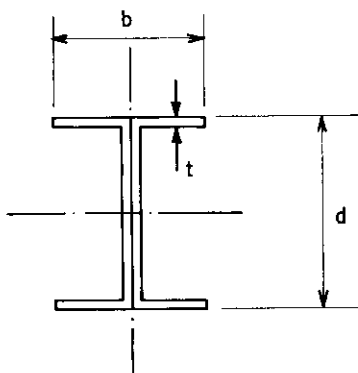


FIG. 2.34 — DIMENSÕES DE SEÇÃO I

Com os valores aproximados de C_w e I_y , a equação 2.9.40 pode ser reescrita como:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \frac{E^2 I_y^2 d^2}{4} \left(\frac{\pi}{L}\right)^2} \quad (2.9.42)$$

ou

$$f_{cr} = \frac{M_{cr}}{W_x} = \frac{\pi^2 E}{2(L/d)^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2I_x}\right)^2 + \left(\frac{JI_y}{2(1+\nu)I_x^2}\right) \left(\frac{L}{\pi d}\right)^2} \quad (2.9.43)$$

onde

W_x = módulo de resistência à flexão em relação ao eixo x.

I_x = momento de inércia em relação ao eixo x.

Na equação 2.9.43, o primeiro termo da raiz quadrada refere-se à rigidez à flexão lateral da viga e, o segundo, à rigidez torsional de St. Venant. Para seções delgadas, o primeiro termo é bem maior que o segundo, sendo este último desprezado no cálculo da tensão crítica, resultando então:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E d I_{yc}}{L^2 W_x} \quad (2.9.44)$$

onde

I_{yc} = momento de inércia da parte comprimida da seção em relação ao eixo y. No caso de seção duplamente simétrica, $I_{yc} = I_y/2$.

A equação 2.9.44 foi obtida, considerando-se um momento fletor uniforme ao longo do vão, o que representa o caso extremo de menor M_{cr} . Para outras distribuições de momento fletor, este valor de M_{cr} pode ser muito conservador. A maneira usual de contornar este problema, é utilizando-se um coeficiente multiplicador de M_{cr} , conhecido como coeficiente de flexão C_b , sendo dado por:

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$$

(2.9.45)

onde

M_1 = menor momento fletor de extremidade, num comprimento travado lateralmente.

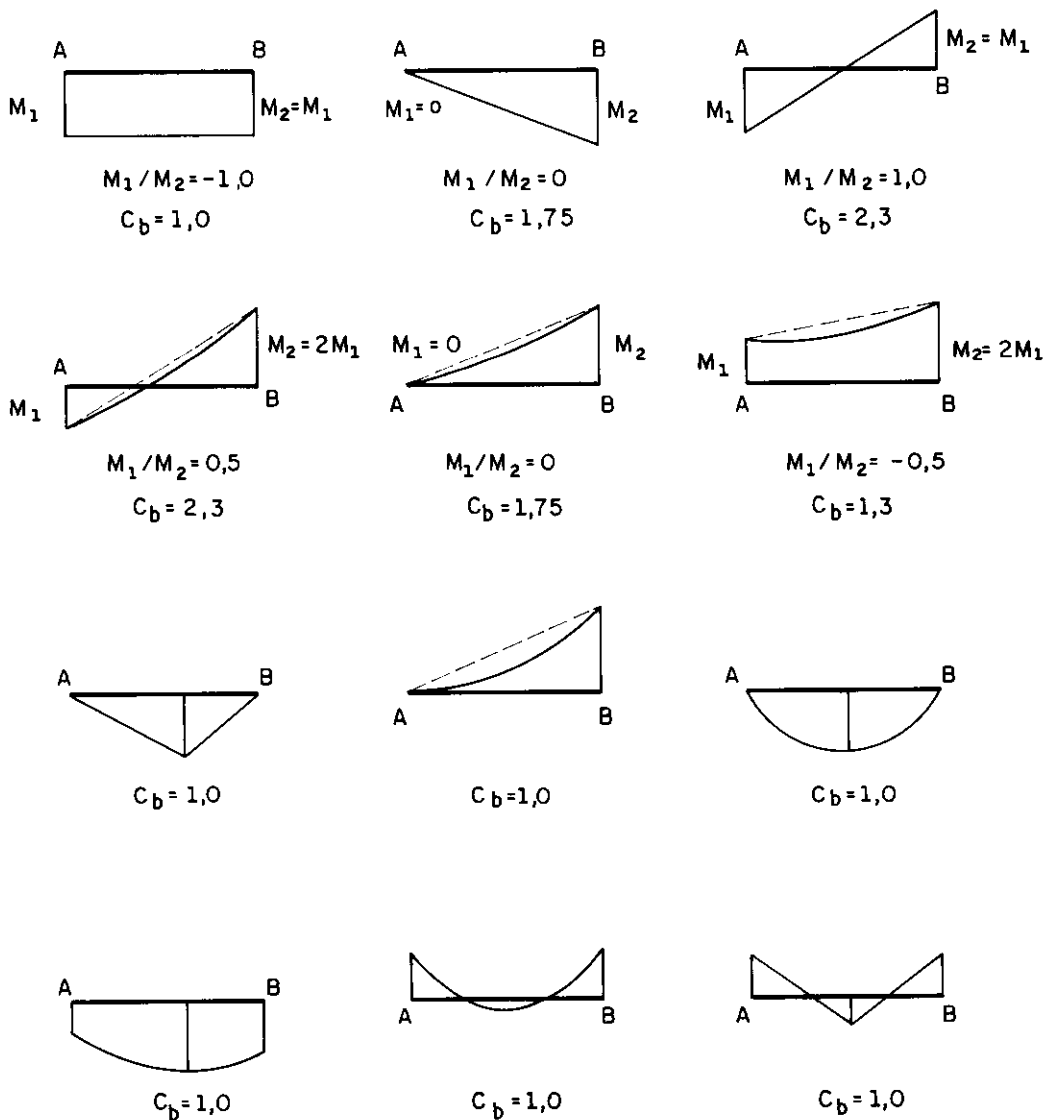
M_2 = maior momento fletor de extremidade, num comprimento travado lateralmente.

A relação M_1/M_2 é positiva, quando provoca curvatura reversa e, negativa, quando provoca curvatura simples.

A equação 2.9.45 não se aplica em trechos com distribuição não linear de momentos e em trechos com momento fletor intermediário maior que os momentos de extremidade. Nestes casos, recomenda-se utilizar $C_b = 1,0$. A figura 2.35 mostra algumas distribuições de momento fletor e seus respectivos valores de C_b .

Com a utilização do coeficiente de flexão C_b , a equação 2.9.44 pode ser reescrita como:

$$f_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L^2 W_x / dI_{yc}} = \frac{C_b \pi^2 E}{\lambda_b^2} \quad (2.9.46)$$



NOTA : A e B – PONTOS TRAVADOS LATERALMENTE

FIG. 2.35 – VALORES DO COEFICIENTE DE FLEXÃO C_b PARA OS CASOS USUAIS.

A equação 2.9.46 tem validade em regime elástico, ou seja, para tensões abaixo do limite de proporcionalidade f_{pr} , caso contrário, o comportamento da viga será dado pela flambagem inelástica. No caso de vigas com pequena esbelteza lateral (λ_b) e de seção compacta (sem FLM e FLA), o momento de plastificação total na seção (M_p) pode ser atingido.

Segundo GALAMBOS [27], o momento de plastificação total da seção pode ser dado por:

$$M_p = 1,11M_y = 1,11W_x F_y \quad (2.9.47)$$

onde

M_p = momento de plastificação total.

M_y = momento de início de escoamento.

A normas AISI [3,4] adotam como limite de proporcionalidade a metade da tensão máxima, que neste caso é dada por:

$$f_{pr} = \frac{1}{2}(1,11F_y) = 0,555F_y \quad (2.9.48)$$

Fazendo-se $f_{cr} = f_{pr}$, obtém-se o valor λ_b^2 limite de flambagem elástica,

$$\lambda_b^2(\text{lim}) = \frac{1,8\pi^2 EC_b}{F_y} \quad (2.9.49)$$

Quando a tensão crítica, obtida pela equação 2.9.46 excede o limite de proporcionalidade, tem-se flambagem inelástica, cuja tensão crítica é dada, aproximadamente, por uma expressão parabólica.

$$(f_{cr})_i = F_y \left\{ 1,11 - \frac{1}{3,24} \left[\frac{F_y \lambda_b^2}{C_b \pi^2 E} \right] \right\} \quad (2.9.50)$$

A figura 2.36 mostra graficamente as tensões críticas de flambagem lateral com torção em regime elástico e inelástico, para uma viga em seção "I" duplamente simétrica.

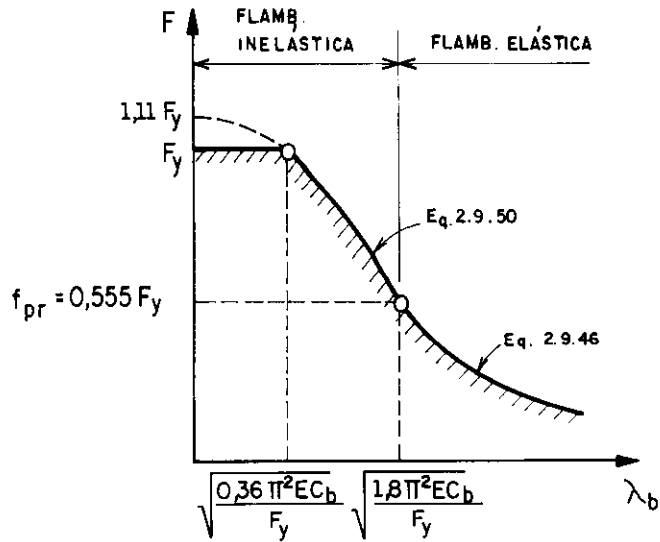


FIG. 2.36 — TENSÕES CRÍTICAS PARA FLT DE VIGAS I

A norma do AISI [3] apresenta as tensões admissíveis à flambagem lateral com torção baseada nas equações 2.9.46 e 2.9.50, com a aplicação de um coeficiente de segurança igual a 1,67 (figura 2.37), sendo que, em nenhum caso, a tensão crítica F_b poderá exceder a tensão básica F ,

(a) quando $\lambda_b^2 \leq 0,36\pi^2 EC_b / F_y$,

$$F_b = F \quad (2.9.51)$$

(b) quando $0,36\pi^2 EC_b / F_y < \lambda_b^2 < 1,8\pi^2 EC_b / F_y$,

$$F_b = \frac{2}{3} F_y - \frac{F_y^2}{5,4\pi^2 EC_b} \lambda_b^2 \quad (2.9.52)$$

(c) quando $\lambda_b^2 \geq 1,8\pi^2 EC_b / F_y$,

$$F_b = \frac{0,6\pi^2 EC_b}{\lambda_b^2} \quad (2.9.53)$$

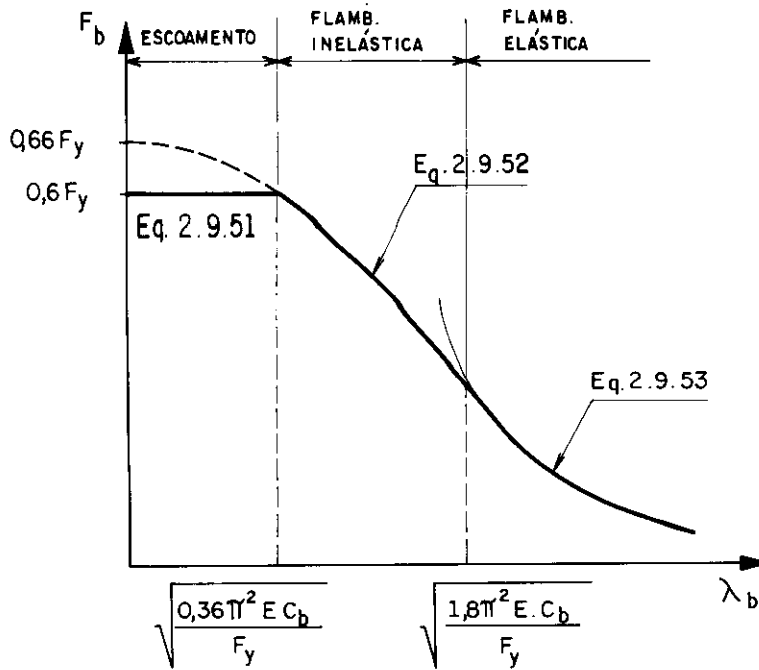


FIG. 2.37 — TENSÕES ADMISSÍVEIS PARA FLT DE VIGAS I .

O momento fletor admissível, com base na flambagem lateral com torção, resulta:

- pela norma AISI/80 [3]:

$$M_{adm} = W_x F_b \quad (2.9.54)$$

- pela norma AISI/86 [4]:

$$M_{adm} = W_{ef} F_b \quad (2.9.55)$$

onde W_x e W_{ef} já foram definidos no subitem 2.9.1.

Observa-se que a norma AISI/86 [4] considera a interação flambagem local - flambagem global, uma vez que recomenda utilizar W_{ef} ao invés de W_x .

Concluindo, o momento fletor admissível da seção será dado pelo menor valor encontrado em FLM, FLA e FLT.

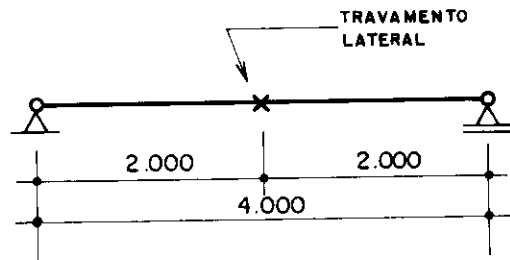
2.9.4 - Exemplo numérico

Determinação do momento fletor e força cortante admissíveis para uma viga com seção transversal "I" duplamente simétrica:

2.9.4.1. - Esquema estático e dados geométricos

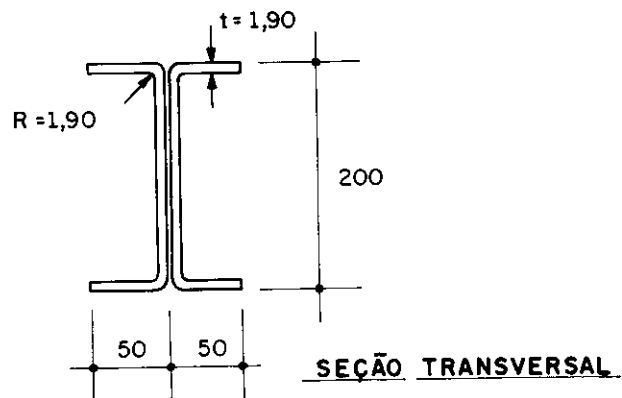
Perfil I \longrightarrow 2U (200x50x1,90): 8,73 Kg/m
raio de dobra = espessura = 1,90 mm

$$\begin{aligned} A &= 11,12 \text{ cm}^2 \\ I_x^g &= 598,52 \text{ cm}^4 \\ W_x &= 59,85 \text{ cm}^3 \\ I_x &= 31,75 \text{ cm}^4 \\ I_y &= I_x / 2 = 15,87 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$



Aço:

$$\begin{aligned} F_y &= 17,2 \text{ kN/cm}^2 \\ F_u &= 31 \text{ kN/cm}^2 \\ E &= 20.300 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$



2.9.4.2 - Flambagem local da mesa (FLM)

Tem-se, neste caso, mesa comprimida não enrijecida,

$$\frac{w}{t} = \frac{50 - 2 \times 1,90}{1,90} = \frac{46,20}{1,90} = 24,3$$

$$166 / \sqrt{F_y} = 12,7$$

$$12,7 < w/t < 25 \longrightarrow \text{equação 2.8.40}$$

$$F_c = 8,91 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{adm} = W_x F_c = 533 \text{ kN.cm} \quad (1)$$

2.9.4.3 - Flambagem local da alma (FLA)

$$\frac{h}{t} = \frac{200 - 2 \times 1,90}{1,90} = 103,3$$

(a) tensão normal:

—————> equação 2.9.8

$$F_{bw} = F = 10,32 \text{ kN/cm}^2$$

- área da mesa $A_f = 2 \times 4,62 \times 0,19 = 1,756 \text{ cm}^2$

- área efetiva da mesa $A'_f = (F_c/F)A_f = 1,516 \text{ cm}^2$

- posição do centro de gravidade da seção efetiva:

$$\bar{y} = \frac{0,24 \times 9,905}{11,12 - 0,24} = 0,218 \text{ cm}$$

- momento de inércia da seção efetiva:

$$I'_x = 598,52 + 11,12 \times 0,218^2 - 0,24 \times (9,905 + 0,218)^2 = 574,45 \text{ cm}^4$$

- módulo de resistência à flexão com relação à fibra comprimida da seção efetiva:

$$W'_x = \frac{574,45}{9,905 + 0,218} = 56,75 \text{ cm}^3$$

$$M_{adm} = W'_x F_{bw} \left(\frac{d}{h} \right) = 597 \text{ kN.cm} \quad (2)$$

(b) tensão de cisalhamento:

Considerando a viga sem enrijecedores de alma,

$$k_v = 5,34$$

$$\frac{h}{t} = 103,3$$

$$431 \sqrt{k_v/F_y} = 75,9$$

$$622 \sqrt{k_v/F_y} = 109,6$$

$$\text{—————> } 75,9 < h/t < 109,6$$

equação 2.9.21

$$F_v = 5,08 \text{ kN/cm}^2$$

A força cortante admissível é:

$$\longrightarrow V_{adm} = F_v (2ht) = 5,08 \times (2 \times 19,62 \times 0,19) = 37,87 \text{ kN}$$

2.9.4.4 - Flambagem lateral com torção (FLT)

Tem-se um travamento lateral no meio do vão, logo o comprimento não travado (L) é igual a metade do vão.

Devido ao não conhecimento da forma do diagrama de momentos fletores, o coeficiente de flexão (C_b) será tomado igual a 1,0.

$$\lambda_b^2 = \frac{L^2 W_x}{dI_{yc}} = 7.540$$

$$\frac{0,36\pi^2 EC_b}{F_y} = 4.193$$

$$\frac{1,8\pi^2 EC_b}{F_y} = 20.967$$

$$4.193 < \lambda_b^2 < 20.967 \longrightarrow \text{equação 2.9.52}$$

$$F_b = 9,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{adm} = W_x F_b = 563 \text{ kN.cm} \quad (3)$$

Portanto, o momento fletor admissível é o menor valor entre (1), (2) e (3),

$$\longrightarrow M_{adm} = 533 \text{ kN.cm} \quad (\text{flambagem local da mesa})$$

CAPÍTULO 3 - CONECTORES DE CISALHAMENTO

3.1 - GENERALIDADES

A ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto é, em geral, estabelecida mediante conectores soldados à mesa superior do perfil. Os conectores de cisalhamento têm como funções principais, absorver esforços cisalhantes em duas direções e impedir a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto, sendo este último efeito conhecido na literatura por "uplift".

A figura 3.1 mostra alguns tipos de conectores utilizados em vigas mistas de edifícios e pontes, sendo estes conectores compatíveis com perfis de aço laminados ou soldados. É importante salientar que nada foi encontrado com relação às vigas mistas utilizando-se perfis e conectores de chapa dobrada.

Os conectores são classificados em flexíveis e rígidos. De um modo geral, a flexibilidade dos conectores está associada às características da sua resposta à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera entre o perfil de aço e a laje de concreto, quando funcionam como viga mista. Traduz-se numa relação entre força no conector e deslocamento relativo aço-concreto do tipo representado na figura 3.2 [45], ou seja, por um comportamento "dúctil".

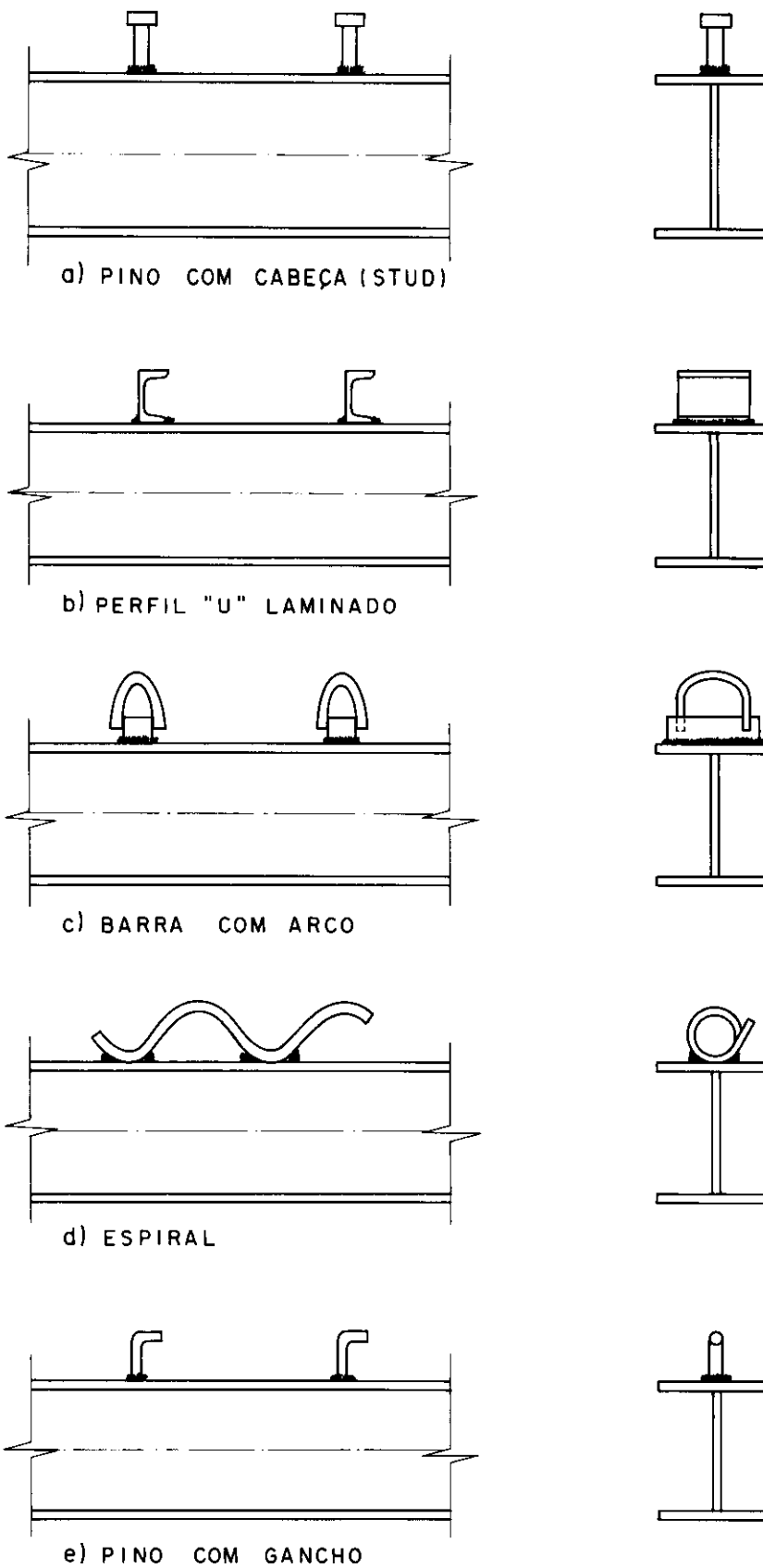


FIG. 3.1 — TIPOS USUAIS DE CONECTORES

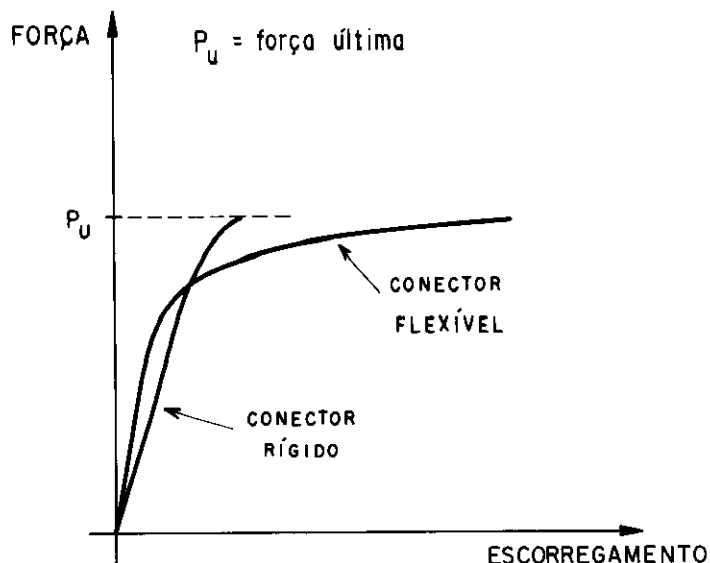


FIG. 3.2 — CURVA FORÇA-ESCORREGAMENTO PARA CONECTORES DE CISALHAMENTO

Esta característica quase não afeta o comportamento da viga em regime de utilização ou "elástico", mas condiciona a resposta da conexão em regime último ou "pós-elástico", pois permite a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Assim, sob carregamento crescente, um conector flexível, próximo a atingir a sua resistência máxima, pode continuar a deformar-se, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam, por sua vez, maior força de cisalhamento e atinjam também a sua capacidade total, num processo de uniformização da resistência da conexão e, por conseguinte, de melhor exploração da sua eficiência. Esta característica permite espaçar igualmente este tipo de conectores, sem diminuir a resistência máxima da conexão.

Assim, a flexibilidade dos conectores garante que, ao dar-se o colapso de uma viga por ruptura da ligação aço-concreto, a ruptura será do tipo "dúctil".

O ECCS [25] estabelece que um determinado conector de cisalhamento pode ser considerado como flexível, se:

- for do tipo pino com cabeça, com diâmetro não superior a 22 mm (7/8") e comprimento total não menor que quatro vezes o diâmetro;
- a resistência característica do concreto à compressão não for maior que 30 MPa (corpo-de-prova cilíndrico).

Todos os outros tipos de conectores devem ser considerados como rígidos, a menos que se comprove por ensaios que a capacidade de deformação seja satisfatória.

3.2 - ENSAIOS EM CONECTORES

A relação entre força de cisalhamento no conector (P) e escorregamento relativo aço-concreto (s) é a propriedade mais importante do conector a se considerar no cálculo da viga mista. Esta curva força-escorregamento seria mais realista se obtida através de ensaios em vigas mistas, embora se utilizem modelos isolados, como o apresentado na norma inglesa BS 5400 [15] e ECCS [25], para os ensaios do tipo "push-out" (figura 3.3).

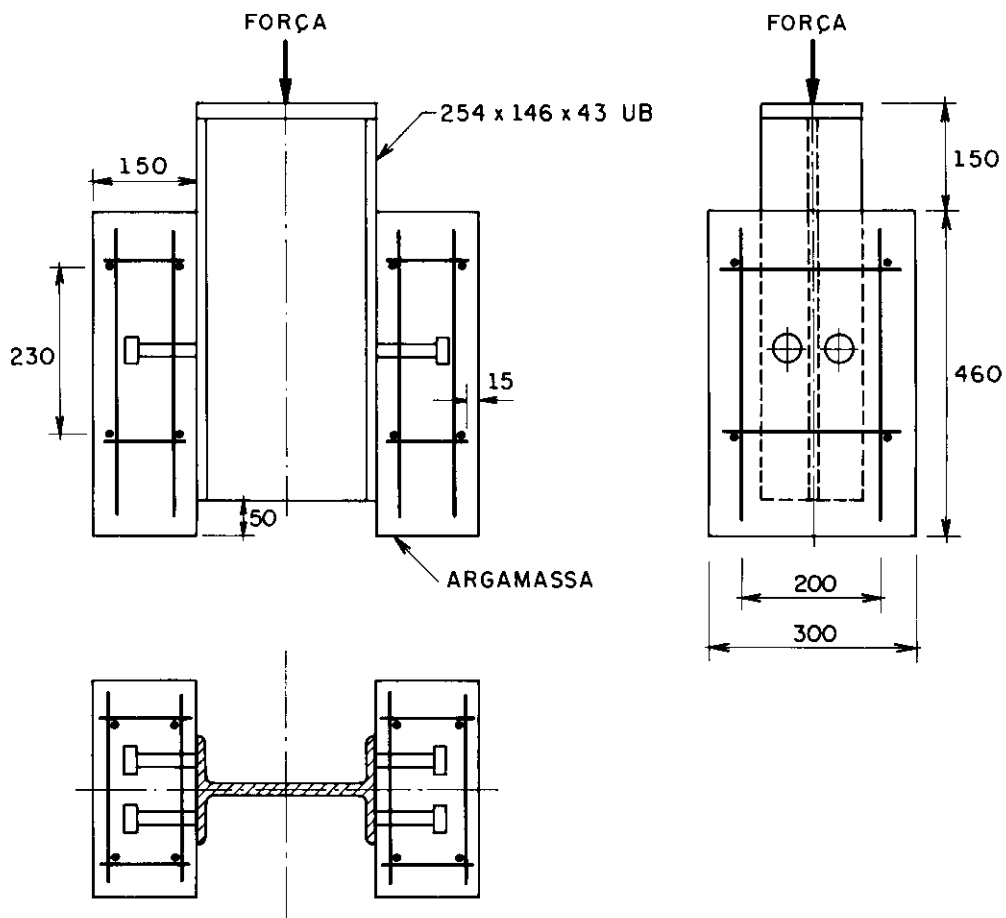
Neste modelo, um perfil laminado de pequeno comprimento é conectado a duas pequenas lajes de concreto armado. As lajes são apoiadas em argamassa na parte inferior e o carregamento é aplicado na extremidade superior do perfil de aço. O escorregamento relativo entre o perfil de aço e as duas lajes de concreto é medido por relógios comparadores, em cada lado, e o escorregamento médio é plotado contra a força por conector. Uma curva força-escorregamento típica é mostrada na figura 3.4 [32].

Os modelos e os ensaios devem estar de acordo com as seguintes recomendações:

- (a) as dimensões do modelo devem ser conforme figura 3.3.
- (b) a aderência entre o perfil de aço e o concreto deve ser eliminada através de meios adequados, como por exemplo, utilizando-se graxa.
- (c) o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar.

determinada.

- (e) a força deve ser aplicada gradualmente, de tal forma, que a ruptura não ocorra em menos de 15 minutos, de acordo com o ECCS [25], ou em menos de 10 minutos, de acordo com a BS 5400 [15].



DIMENSÕES EM MILÍMETROS

NOTA: ARMADURA: \varnothing 10 mm

FIG. 3.3 — MODELOS PADRONIZADOS PARA ENSAIOS "PUSH-OUT" BS 5400 [15] e ECCS [25]

FORÇA POR CONECTOR (kN)

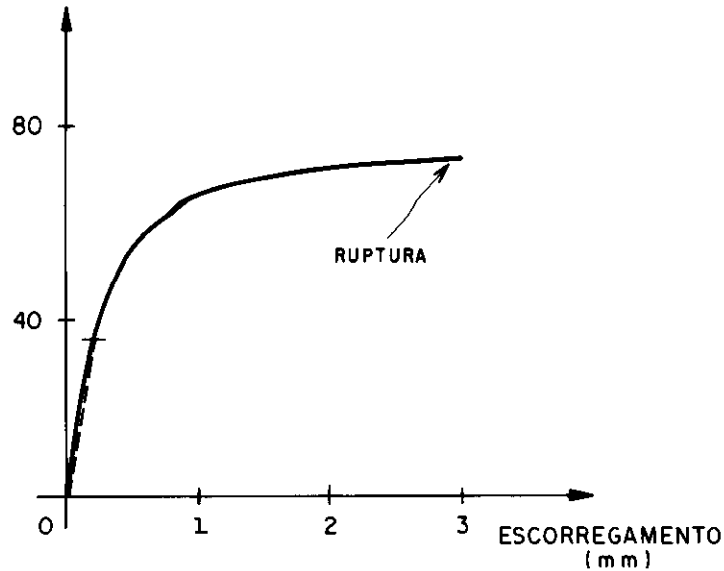


FIG. 3.4 — CURVA FORÇA-ESCORREGAMENTO TÍPICA PARA PINO COM CABEÇA (STUD)

Muitos são os fatores que influenciam nos resultados de um ensaio "push-out" [32], entre eles:

- (1) número de conectores no modelo de ensaio.
- (2) tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores.
- (3) tamanho, arranjo, e resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores.
- (4) espessura do concreto junto aos conectores.
- (5) vinculação lateral na base das lajes, pois deslocamentos laterais da laje podem provocar forças de arrancamento (efeito alavanca).
- (6) aderência na interface aço-concreto.
- (7) resistência à compressão do concreto.
- (8) adensamento do concreto junto a base de cada conector.

Os detalhes apresentados na figura 3.3 estão relacionados com os itens (1) a (6) apresentados anteriormente, restando o item (7) como variável nos ensaios. A taxa de armadura especificada em [15] e [25] é, em geral, menor que aquela usada nas vigas, sendo assim os resultados obtidos em ensaios isolados ficam a favor da segurança.

A resistência do concreto pode influenciar o modo de ruptura, assim como a força de ruptura. Nos ensaios de conectores tipo pino com cabeça (stud), tem-se modos de ruptura diferentes em função do diâmetro do conector: para grandes diâmetros (acima de 16 mm) ocorre ruptura do concreto circundante ao conector e para diâmetros menores ocorre cisalhamento do conector.

Os ensaios têm mostrado que as tensões de contato sobre o corpo de um conector varia ao longo do seu comprimento, conforme mostrado na figura 3.5. A máxima tensão de contato ocorre junto à base do conector, e seu valor pode chegar a quatro vezes ao da resistência à compressão do concreto, isto devido ao fretamento conferido pela armadura e pela mesa do perfil [32].

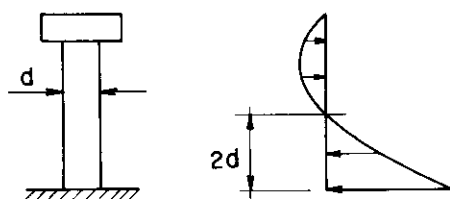


FIG. 3.5 — TENSÕES DE CONTATO NO CONECTOR
PINO COM CABEÇA (STUD)

Os resultados dos ensaios "push-out" são muito influenciados pelo adensamento do concreto e pelo arranjo das partículas do agregado junto aos conectores, o que acarreta grandes dispersões nos resultados obtidos.

A curva força-escorregamento para conectores em vigas mistas difere daquela obtida nos ensaios isolados "push-out", pois a distribuição de tensões longitudinais na laje de concreto da viga é diferente da laje de concreto isolada no modelo de ensaio "push-out". Em vigas simplesmente apoiadas, onde a laje é totalmente comprimida, a rigidez da conexão de cisalhamento (isto é, a relação força-escorregamento) em regime elástico pode chegar a duas vezes o valor obtido em ensaios isolados, mas a resistência última é aproximadamente a mesma.

Nas regiões de momento fletor negativo, onde a laje se encontra tracionada, a conexão de cisalhamento é menos rígida e a resistência última é ligeiramente reduzida. Em tais regiões recomenda-se considerar apenas 80% da resistência última dos conectores obtida em ensaios isolados [15,32].

Existem outras três situações nas quais a resistência última do conector obtida em ensaios isolados "push-out" se apresenta elevada para uso em projetos:

- (a) fadiga: as normas específicas de pontes apresentam valores reduzidos da resistência dos conectores, com base em ensaios isolados ou em vigas mistas.
- (b) conectores próximos à extremidade: a resistência última do conector é reduzida, quando os conectores se encontram muito próximos à extremidade do concreto. Por esta razão, as normas apresentam restrições com relação aos detalhes construtivos de conectores em extremidade.
- (c) concretos de baixa densidade: a resistência última de conectores em concretos de baixa densidade é menor que nos concretos de densidade normal com mesma resistência à compressão. Ensaios realizados em concretos de baixa densidade (contanto que a densidade exceda a 1400 Kg/m^3), mostraram que a resistência do conector é em torno de 15% menor que nos concretos de densidade normal [32].

3.3 - ENSAIOS EM CONECTORES NÃO USUAIS

No caso de conectores não usuais, sua resistência pode ser determinada através de ensaios "push-out", de acordo com as seguintes recomendações:

- (a) os modelos de ensaio (corpos-de-prova) deverão ser conforme figura 3.6.
- (b) a laje e a armadura deverão ter dimensões compatíveis com as das vigas para as quais os ensaios estão sendo feitos. As seguintes condições deverão ser obedecidas:
 - o comprimento da laje não excederá o espaçamento longitudinal mínimo dos conectores na viga mista;
 - a largura da laje não excederá a largura efetiva da laje na viga mista;
 - a espessura da laje não excederá a espessura mínima da laje na viga mista.
- (c) as recomendações (b) a (e) do item 3.2 também se aplicam neste caso.

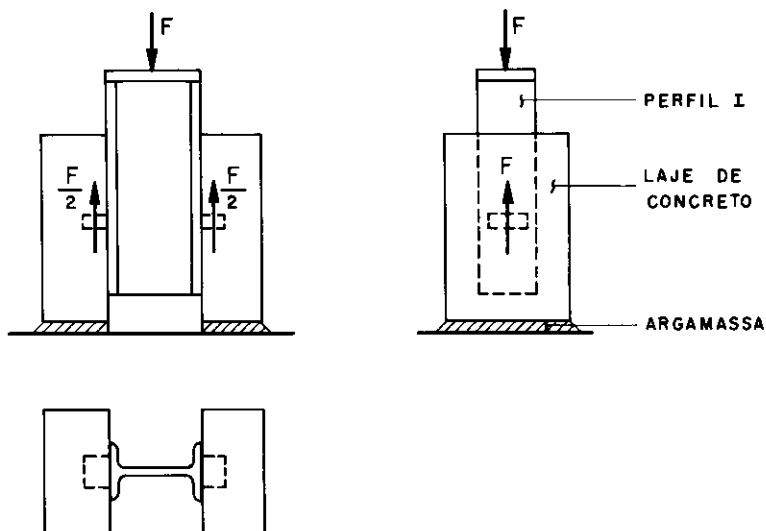


FIG. 3.6 - MODELOS PARA ENSAIOS EM CONECTORES NÃO USUAIS
ECCS [25]

O ECCS [25] indica como se deve proceder na avaliação dos resultados dos ensaios:

- não menos que três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- quando, em nenhum ensaio, o desvio do valor da força de ruptura em relação à média não exceder 10%, o menor valor da força de ruptura obtido nos ensaios será tomado como força última P_u ;
- se este desvio exceder 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo deverão ser feitos e o menor valor da força de ruptura obtido nestes seis ensaios será tomado como força última P_u ;
- Alternativamente, quando pelo menos dez ensaios forem realizados, a força última P_u pode ser determinada como sendo a força correspondente a uma probabilidade de 5% dos resultados obtidos serem menores que P_u , figura 3.7.

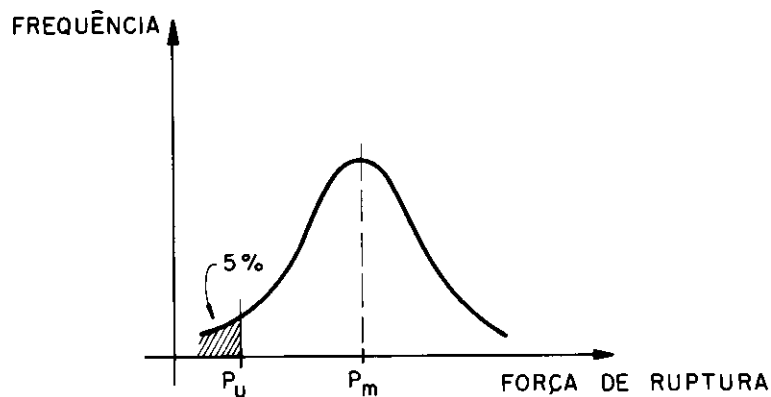


FIG. 3.7— DETERMINAÇÃO DA FORÇA ÚLTIMA P_u EM CONECTORES NÃO USUAIS, ECCS [25]

3.4 - CONECTORES NORMALIZADOS

Alguns tipos de conectores são amplamente utilizados, quer em edifícios ou em pontes, sendo que as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para cálculo desta resistência, com base em extensivos programas de ensaios.

O conector de cisalhamento mais utilizado, e conseqüentemente o mais estudado até os dias de hoje é o pino com cabeça (stud).

O ECCS [25] apresenta as seguintes expressões para cálculo da resistência nominal de conectores tipo pino com cabeça:

$$h/d \geq 4,2: \quad P_n = 0,36d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 0,7\pi \frac{d^2}{4} F_y \quad (3.4.1)$$

$$h/d = 3,0: \quad P_n = 0,28d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 0,7\pi \frac{d^2}{4} F_y \quad (3.4.2)$$

para h/d entre 3,0 e 4,2 interpolar linearmente.

onde h = altura total do conector,

d = diâmetro do conector,

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão,

E_c = módulo de elasticidade do concreto (tangente),

F_y = limite de escoamento do aço do conector, não tomando valores maiores que $0,8F_u$.

A NBR 8800 [10] e as normas do AISC [1,2] apresentam, com base em ensaios, expressões para cálculo da resistência nominal de conectores (P_n) tipo pino com cabeça e perfil U laminado:

- pino com cabeça:

$$P_n = 0,5A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{cs} F_u \quad (3.4.3)$$

onde:

A_{cs} = área da seção transversal do conector.

F_u = limite de resistência à tração do aço do conector.

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão.

E_c = módulo de elasticidade do concreto, dado por:

$$E_c = 42 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (E_c \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa; } \gamma_c \text{ em kN/m}^3) \quad (3.4.4)$$

γ_c = peso específico do concreto.

- perfil U laminado:

$$P_n = 0,0365(t_f + 0,5t_w)L_{cs} \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa})$$

(3.4.5)

onde:

t_w = espessura da alma do conector, em mm.

L_{cs} = comprimento do conector, em mm.

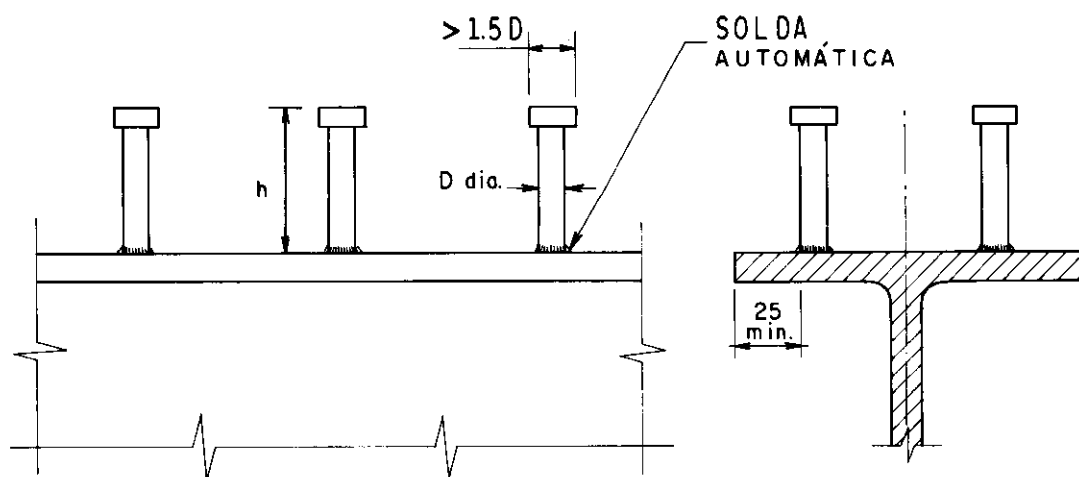
Estas expressões são válidas para concretos de densidade normal, com densidade acima de 2.200 Kg/m³ e f_{ck} entre 20 MPa e 28 MPa.

O gráfico 3.1 apresenta uma análise comparativa entre os valores da resistência nominal de conectores do tipo pino com cabeça, segundo as expressões 3.4.1, 3.4.2 e 3.4.3.

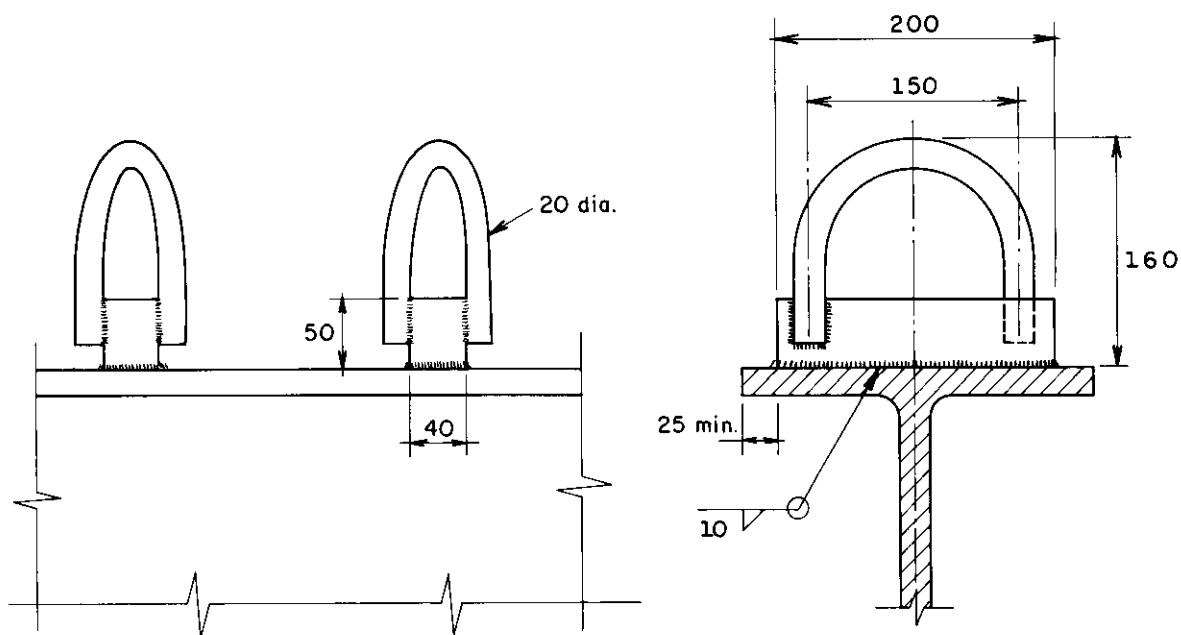
TABELA 3.1 – RESISTÊNCIAS NOMINAIS DE CONECTORES: BS 5400 [15]

TIPO DE CONECTOR		MATERIAL DO CONECTOR	RESIST. NOMINAL POR CONECTOR (kN)			
			CONCRETO: f_{ck} (MPa)			
			20	30	40	50
PINO COM CABEÇA (STUD)		TENSÃO DE ESCOAMENTO CARACTERÍSTICA = 385 MPa ALONGAMENTO MÍNIMO = 18% TENSÃO DE RUPTURA CARACTERÍSTICA = 495 MPa				
DIÂMETRO (mm)	ALTURA (mm)					
25	100		139	154	168	183
22	100		112	126	139	153
19	100		90	100	109	119
19	75		78	87	96	105
16	75		66	74	82	90
13	65		42	47	52	57
BARRA COM ARCO (mm)		GRAU 43 DA BS 4360 : 1972				
50 x 40 x 200	∅ 20		697	830	963	1096
25 x 25 x 200	∅ 20		348	415	482	548
PERFIL U (mm)		GRAU 43 DA BS 4360 : 1972				
127 x 64 x 14,90 kg/m	x 150		351	397	419	442
102 x 51 x 10,42 kg/m	x 150		293	337	364	390
76 x 38 x 6,70 kg/m	x 150	239	283	305	326	
NOTA : PARA VALORES INTERMEDIÁRIOS DE f_{ck}, INTERPOLAR LINEARMENTE.						

A BS 5400 [15] apresenta uma tabela com as resistências nominais de conectores tipo pino com cabeça, barra com arco e perfil U laminado, tabela 3.1. As dimensões destes conectores se encontram na figura 3.8.



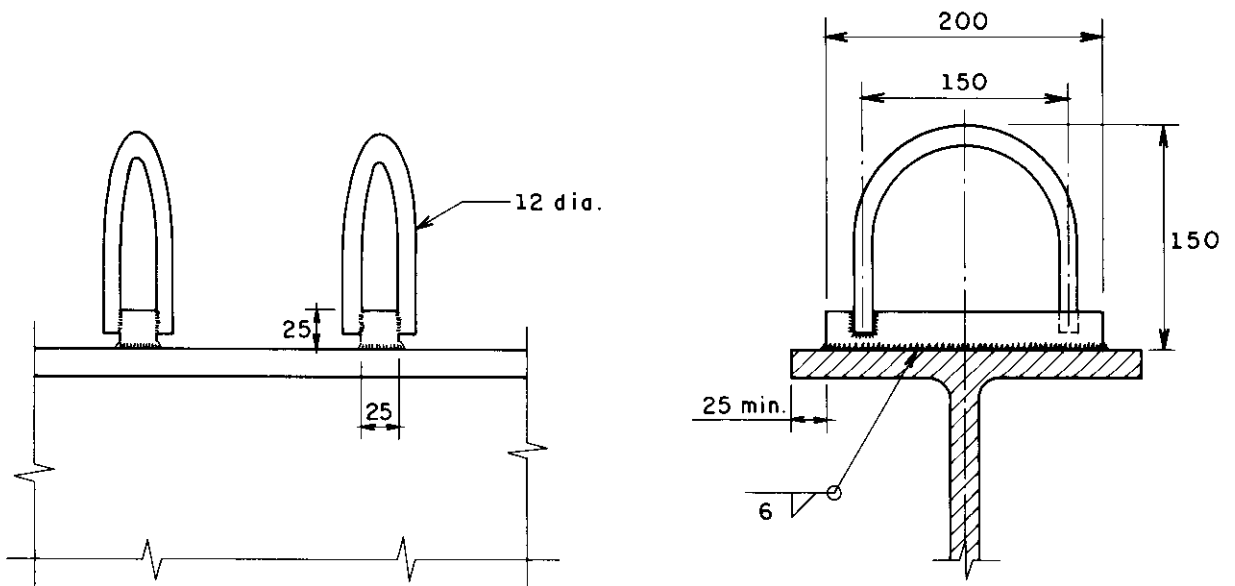
(a) PINO COM CABEÇA (STUD)



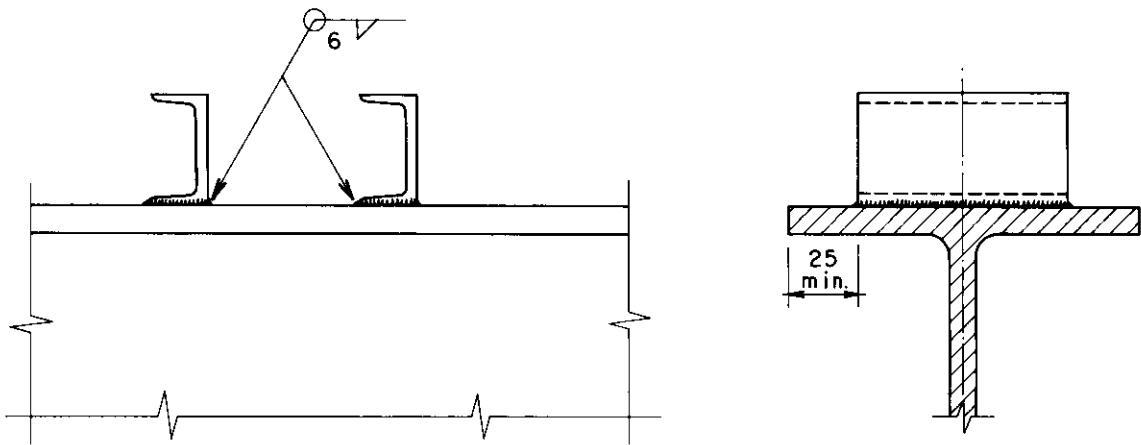
(b) BARRA COM ARCO 50 x 40

DIMENSÕES EM MILÍMETROS

FIG. 3.8 - CONECTORES DE CISALHAMENTO : BS 5400 [15]



(c) BARRA COM ARCO 25 x 25



(d) PERFIL U LAMINADO
DIMENSÕES EM MILÍMETROS

FIG. 3.8 — CONECTORES DE CISLHAMENTO : BS 5400 [15]
(CONTINUAÇÃO)

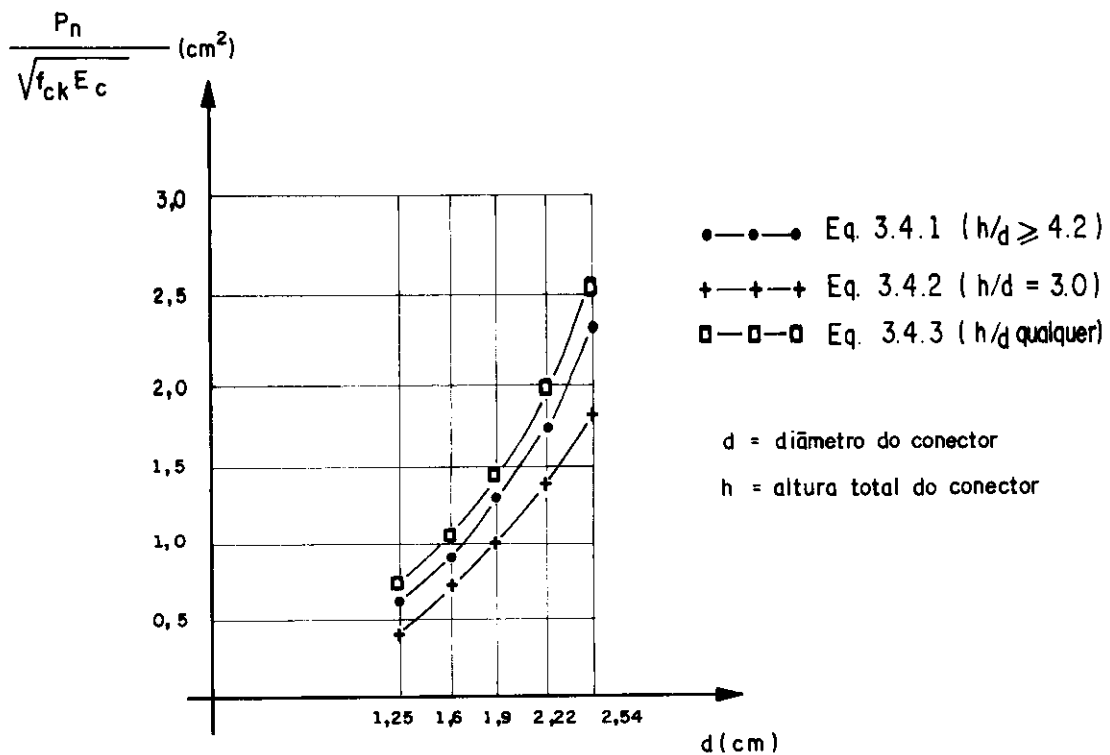


GRÁFICO 3.1 — RESISTÊNCIA NOMINAL DE CONECTORES TIPO PINO
 COM CABEÇA SEGUNDO O ECCS [25] E A NBR
 8800 [10]

3.5 - ENSAIOS EM CONECTORES DE CHAPA DOBRADA

3.5.1 - Preliminares

A avaliação da resistência última e do comportamento força-escorregamento de alguns tipos de conectores em chapa dobrada foi feita através de ensaios padronizados do tipo "push-out", em modelos de ensaio semelhantes aos apresentados na norma inglesa BS 5400 [15] e ECCS [25].

Foram analisados três tipos de conectores (cantoneira simples, cantoneira enrijecida e perfil "U"), em duas espessuras de chapa (2,66 mm e 4,76 mm) e colocados em duas posições conforme mostra a figura 3.9. Para cada configuração, foram ensaiados três modelos idênticos aos 28 dias de idade, onde os deslocamentos relativos aço-concreto foram medidos através de quatro relógios comparadores com sensibilidade de 0,001 mm e posicionados junto aos conectores. As posições dos quatro relógios comparadores foram numeradas de um a quatro, conforme indicadas na figura 3.10. A foto 3.1 mostra uma visão geral do pórtico de reação e do modelo posicionado para o ensaio.

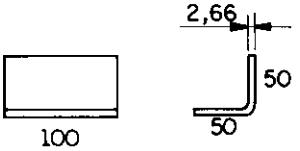
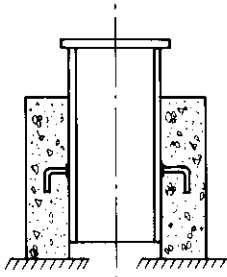
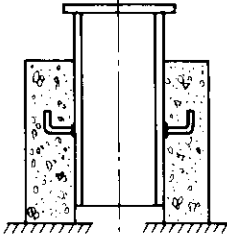
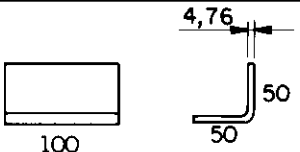
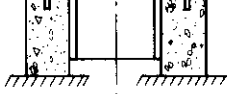
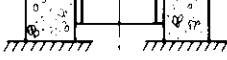
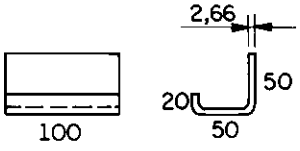
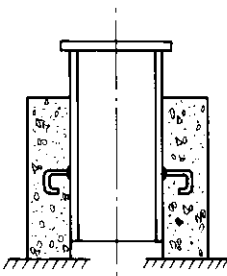
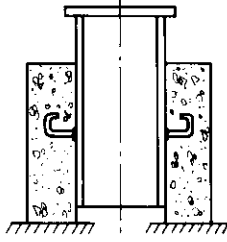
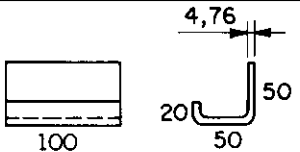
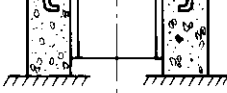
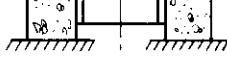
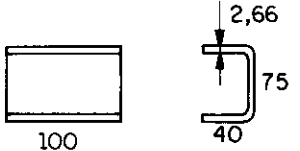
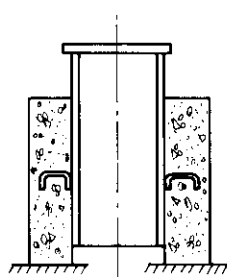
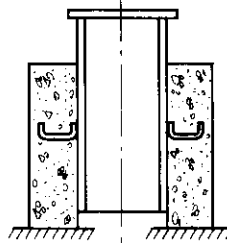
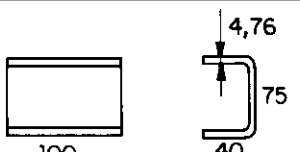
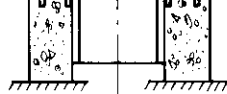
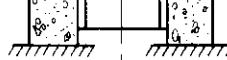
Os modelos foram submetidos à cura ao ar, onde foram molhados algumas vezes durante os três primeiros dias de idade, com isto tentou-se reproduzir as condições normais de cura do concreto em uma estrutura corrente.

3.5.2 - Caracterização mecânica do aço do conector

A avaliação das propriedades mecânicas do aço do conector foi feita com base em ensaios à tração de doze

corpos de prova, conforme ASTM A370 [5], retirados das mesmas chapas utilizadas para confecção dos conectores. As dimensões dos corpos de prova e os resultados estão apresentados na tabela 3.2.

FIG. 3.9 — ESQUEMA GERAL DOS MODELOS DE ENSAIO "PUSH-OUT"

POSIÇÃO		DIMENSÕES (mm)	I	II
TIPO				
CANTONEIRA SIMPLES	A			
	B			
CANTONEIRA ENRIJECIDA	C			
	D			
PERFIL "U" SIMPLES	E			
	F			

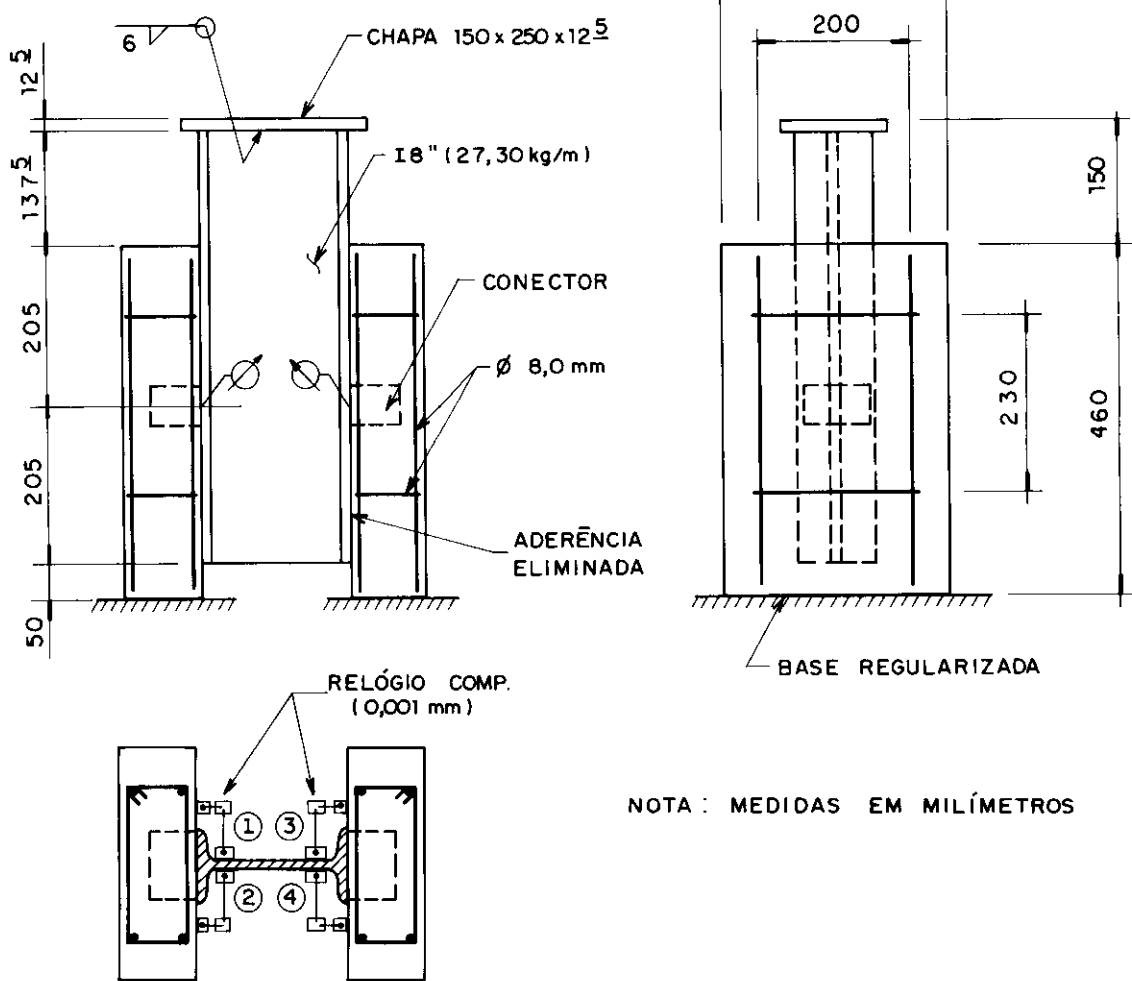


FIG. 3.10 - DETALHAMENTO GERAL DOS MODELOS E POSICIONAMENTO DOS RELÓGIOS COMPARADORES: ENSAIO EM POSIÇÃO NORMAL.

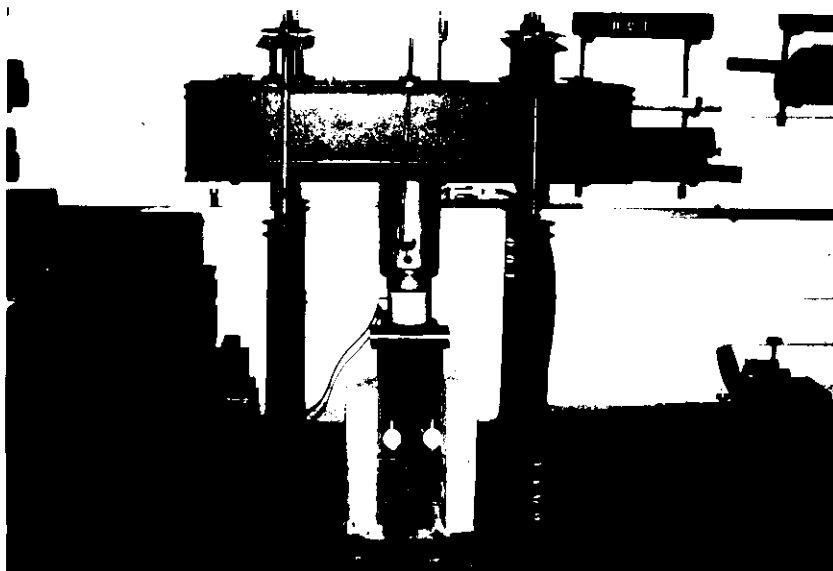
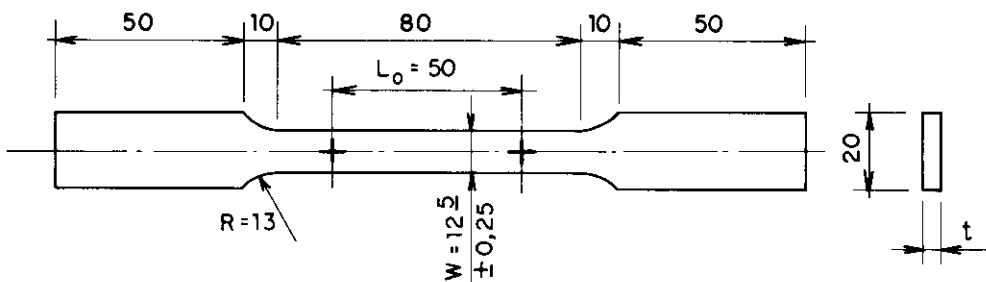


Foto 3.1 - Vista geral da estrutura de reação com modelo posicionado para o ensaio

**TABELA 3.2 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO DOS CONECTORES
ENSAIO À TRAÇÃO SEGUNDO ASTM A370 [5]**

CP	W(mm)	t(mm)	Ag(mm ²)	L ₀ (mm)	L(mm)	F _y (MPa)	F _U (MPa)	A(%)
1	12,6	2,56	32,26	50	70,7	246,4	341,0	41,4
2	12,5	2,46	30,75	50	69,2	258,5	357,7	38,4
3	12,5	2,56	32,00	50	70,0	245,3	345,3	40,0
4	12,5	2,56	32,00	50	70,2	250,0	345,3	40,4
5	12,6	2,56	32,26	50	70,3	254,2	350,3	40,6
6	12,5	2,56	32,00	50	69,5	243,7	343,7	39,0
7	12,4	4,72	58,53	50	69,4	247,7	362,2	38,8
8	12,4	4,70	58,28	50	70,3	245,4	360,3	40,6
9	12,5	4,72	59,00	50	69,0	248,3	360,2	38,0
10	12,5	4,72	59,00	50	69,1	249,1	360,1	38,2
11	12,6	4,72	59,47	50	70,3	244,6	359,3	40,6
12	12,6	4,72	59,47	50	71,2	240,8	358,7	42,4
VALOR MÉDIO						247,8	353,7	39,9



F_y : LIMITE DE ESCOAMENTO
 F_U : LIMITE DE RUPTURA
 A : ALONGAMENTO NA RUPTURA

NOTA: medidas em mm

3.5.3 - Caracterização mecânica do concreto

Os modelos de ensaio "push-out" foram confeccionados em seis concretagens distintas (séries A a F), sendo que, em cada série, a avaliação da resistência à compressão do concreto foi feita aos 3, 7 e 28 dias em corpos de prova cilíndricos de dimensões 15 cm X 30 cm. Os corpos-de-prova foram submetidos a dois tipos de cura: cura ao ar e cura por imersão, sendo assim, avaliou-se a mínima e a máxima resistência do concreto à compressão, com relação às condições de cura.

Os corpos-de-prova ensaiados aos 28 dias foram instrumentados com extensômetros elétricos para avaliação do módulo de elasticidade. Os valores médios são apresentados na tabela 3.3, onde para o módulo de elasticidade considerou-se em conjunto os valores obtidos para os corpos-de-prova curados ao ar e por imersão.

TABELA 3.3 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

SÉRIE	$f_{c28}(MP_a)$		$E_c(MP_a)$
	CURA AO AR	CURA POR IMERSÃO	
A	30,4	32,3	41.850
B	24,8	31,7	38.250
C	23,0	27,4	39.825
D	26,6	30,2	36.268
E	25,9	31,4	36.092
F	26,7	29,7	32.154
CORPO DE PROVA CILÍNDRICO 15x30(cm)			

3.5.4 - Ensaaios "push-out"

Os resultados obtidos nos ensaios "push-out" estão apresentados, de maneira resumida, na tabela 3.4.

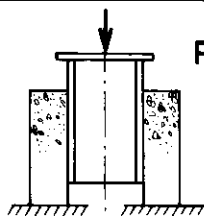
Alguns modelos da série "A" (AI-2, AI-3 e AII-1) foram ensaiados em posição invertida àquela padronizada pela BS 5400 [15] e ECCS [25], sendo assim, a força foi aplicada diretamente nas lajes através de dois macacos hidráulicos, conforme mostra a figura 3.11 e foto 3.2.

Este posicionamento de ensaio se mostrou insatisfatório, ocorrendo rotação das lajes e uma conseqüente abertura excessiva destas, o que ocasionou falha prematura do concreto junto aos conectores e a impossibilidade de se obter leituras dos deslocamentos relativos entre aço e concreto (fig 3.12 e foto 3.3).

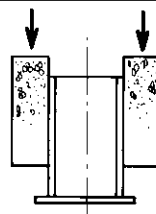
Quanto aos ensaios realizados com os modelos na posição normalizada, ou seja, a força sendo aplicada no eixo do perfil de aço e as lajes de concreto estando apoiadas no piso de reação, conforme figura 3.10, os resultados foram satisfatórios, pois, neste caso, o atrito gerado entre a laje de concreto e o piso de apoio impediu a abertura excessiva da laje. O gráfico 3.2 mostra o comportamento de dois modelos de mesma configuração, ensaiados em posição invertida e em posição normalizada.

Os ensaios foram conduzidos até que os modelos atingissem a ruptura efetiva. As etapas de carregamento foram de 20 kN de força total (10 kN por conector), com um intervalo de 1,5 minuto entre as leituras dos deslocamentos de duas etapas consecutivas. Para efeito de acomodação do modelo, aplicou-se de início 40 kN (duas etapas) e em seguida um descarregamento total. A partir desta etapa, o modelo foi carregado até a ruptura.

	MODELO	P_u (kN)	s_{max} (mm)	FALHA	POSIÇÃO DE ENSAIO
TIPO A	AI-1	135	3,7	CONECTOR	NORMAL
	AI-2	80	0,22	CONCRETO	INVERTIDA
	AI-3	75	0,27	CONCRETO	INVERTIDA
	AII-1	65	0,41	CONCRETO	INVERTIDA
	AII-2	117,5	1,8	CONECTOR	NORMAL
	AII-3	120	1,2	CONECTOR	NORMAL
TIPO B	BI-1	195	2,4	CONCRETO	NORMAL
	BI-2	175	3,0	"	↑
	BI-3	187,5	2,9	"	
	BII-1	175	1,4	"	
	BII-2	177,5	1,7	"	
	BII-3	157,5	1,8	"	
TIPO C	CI-1	117,5	2,6	CONECTOR	
	CI-2	132,5	2,3	"	
	CI-3	135	2,0	"	
	CII-1	105	1,3	"	
	CII-2	115	2,2	"	
	CII-3	105	2,8	"	
TIPO D	DI-1	155	-	CONCRETO	
	DI-2	175	1,7	"	
	DI-3	175	2,2	"	
	DII-1	177,5	2,1	"	
	DII-2	170	1,5	"	
	DII-3	167,5	1,3	"	
TIPO E	EI-1	130	3,2	CONECTOR	
	EI-2	120	3,2	CONCRETO	
	EI-3	122,5	2,7	CONECTOR	
	EII-1	125	1,8	"	
	EII-2	115	2,1	"	
	EII-3	125	1,7	"	
TIPO F	FI-1	215	2,2	CONCRETO	
	FI-2	200	2,6	"	
	FI-3	195	3,2	"	
	FII-1	155	2,2	"	
	FII-2	175	2,1	"	↓
	FII-3	175	2,0	"	NORMAL



POSIÇÃO NORMAL



POSIÇÃO INVERTIDA

OBS :- s_{max} . REFERE-SE AO DESLOCAMENTO MÁXIMO MEDIDO NO ENSAIO

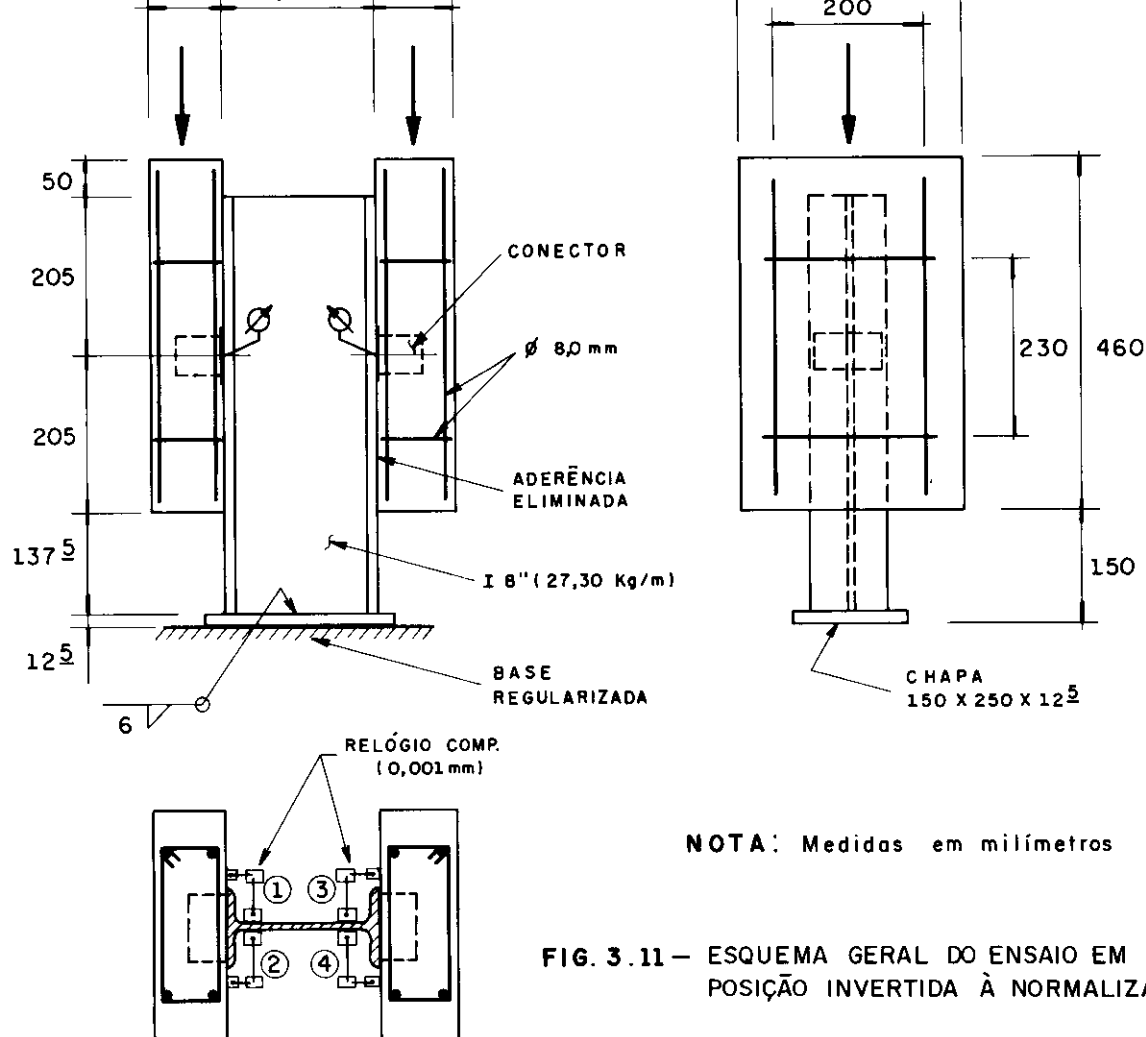


Foto 3.2 - Modelo posicionado para ensaio em posição invertida à normalizada

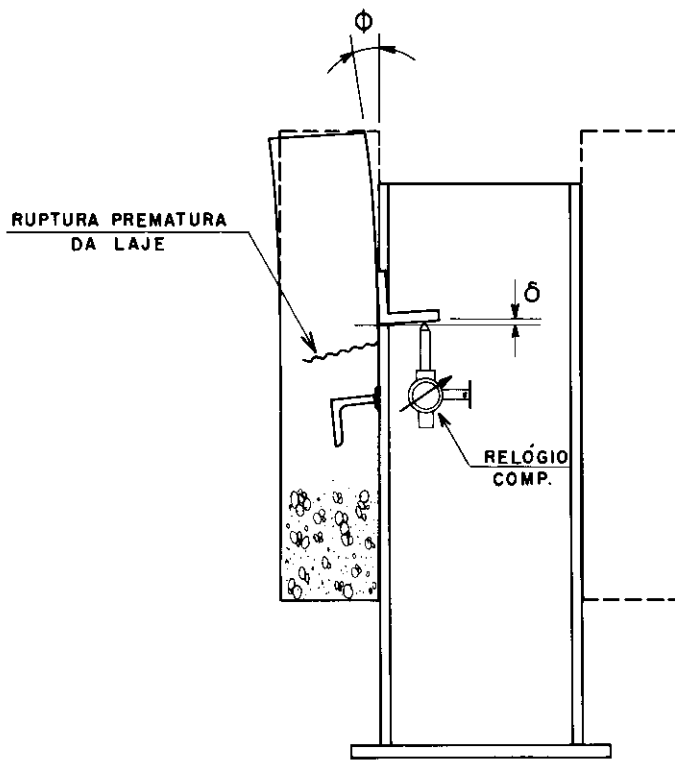


FIG. 3.12 — RUPTURA PREMATURA DO CONCRETO POR FLEXÃO, OCASIONADA POR ROTAÇÃO EXCESSIVA DA LAJE .

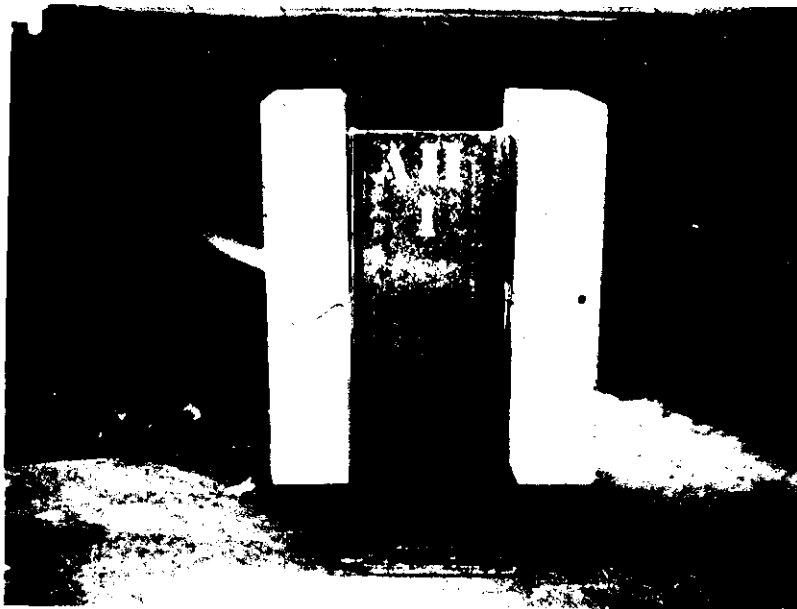


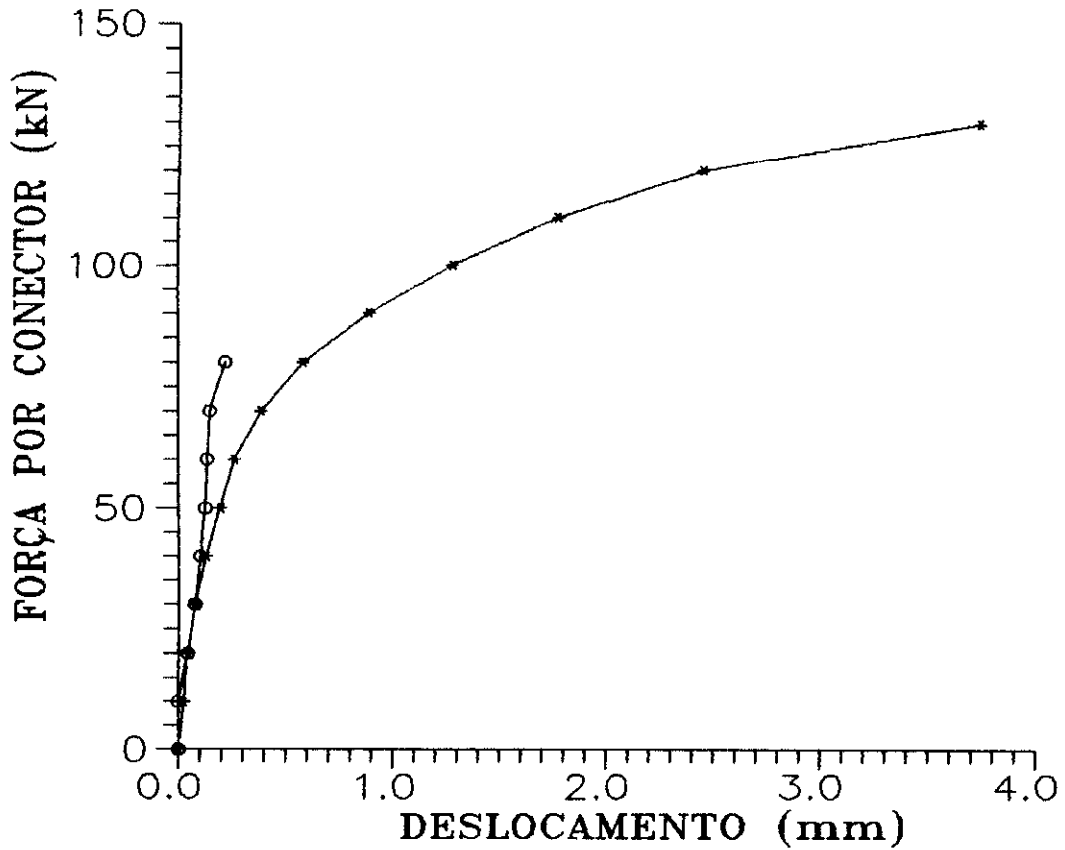
Foto 3.3 - Modelo ensaiado em posição invertida: falha prematura do concreto

GRÁFICO 3.2

CONECTORES TIPO A

MODELO AI-1 - P(ruptura) 135 kN

MODELO AI-2 - P(ruptura) 80 kN



***** MODELO AI-1: ensaio em posição normal
ooooo MODELO AI-2: ensaio em posição invertida

Os valores dos deslocamentos relativos entre aço e concreto dados pelos quatro relógios comparadores instalados no modelo de ensaio foram plotados contra a força por conector e estão apresentados no anexo I deste trabalho. Como exemplo, o gráfico 3.3 mostra os resultados obtidos no ensaio do modelo EI-1. A diferença relativamente grande entre os valores dos quatro deslocamentos deu-se por vários fatores, entre eles:

- excentricidades na aplicação da força;
- desnivelamento das bases ou da chapa de topo do perfil;
- imperfeições construtivas na execução das lajes.

Nas proximidades da ruptura não foi possível prosseguir com as leituras de deslocamentos, pois o crescimento das fissuras no concreto junto aos conectores fez com que as cantoneiras de apoio dos relógios comparadores se movimentassem, ou mesmo, se descolassem do concreto.

De um modo geral, foram observados dois modos de ruptura da conexão aço-concreto: ruptura do aço do conector junto à solda e ruptura do concreto (fotos 3.4 e 3.5, respectivamente). O primeiro modo de falha ocorreu para os conectores de chapa mais fina (2,66 mm) e o segundo para os de chapa mais grossa (4,76 mm).

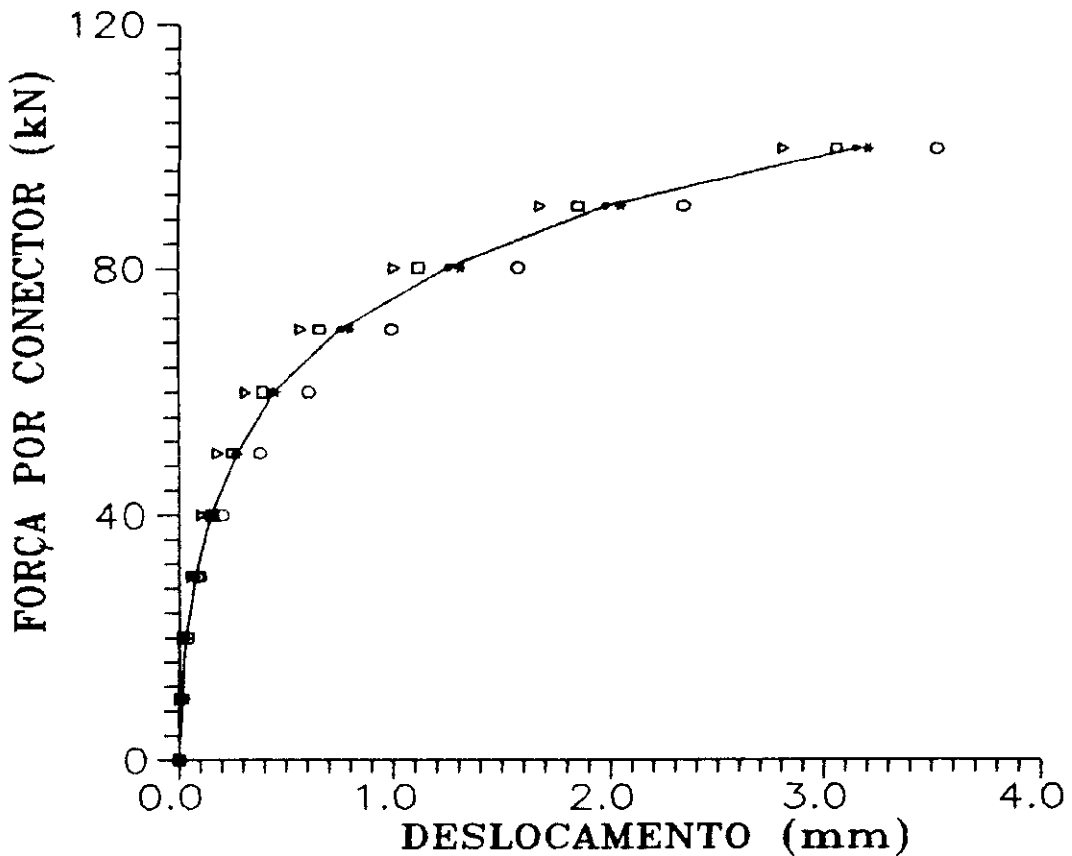
Em ambos os tipos de ruptura notou-se que os conectores em cantoneira mantiveram sua forma geométrica inicial, ou seja, abas planas e ângulo de dobra igual a 90° , ocorrendo apenas uma rotação do conector junto à solda de ligação com o perfil de aço (foto 3.6).

Em todos os tipos de conectores ensaiados, a posição do conector com relação ao fluxo de cisalhamento (posições I e II - figura 3.9) mostrou pequena influência

na resistência última da conexão, embora de maneira geral, os conectores na posição I tenham apresentado um comportamento pouco mais dúctil que os da posição II. Esta diferença foi mais significativa nos conectores do tipo E, conforme mostra o gráfico 3.4.

GRÁFICO 3.3

**CONECTOR TIPO E
 MODELO EI-1
 P(ruptura): 130 kN
 FALHA: ruptura dos conectores
 1-2 e 3-4**



***** POSIÇÃO 1
 o o o o POSIÇÃO 2
 □ □ □ □ POSIÇÃO 3
 ▷ ▷ ▷ ▷ POSIÇÃO 4
 —●— VALORES MÉDIOS: posições 1,2,3,4

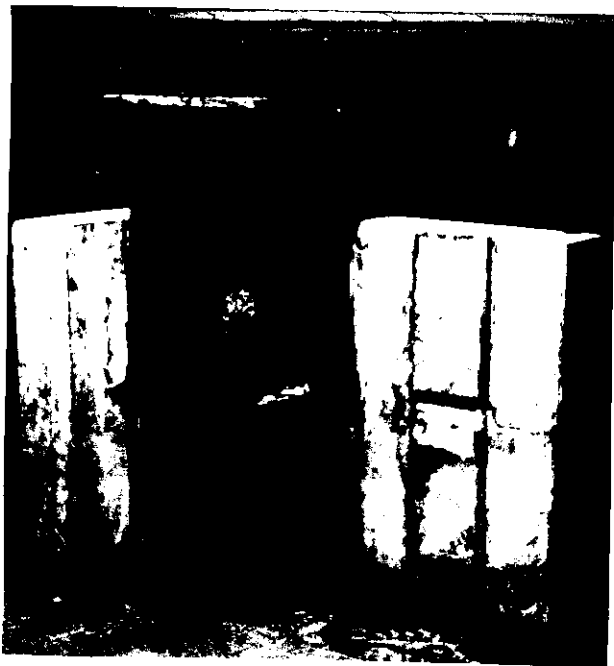


Foto 3.4 - Falha do conector Foto 3.5 - Falha do concreto



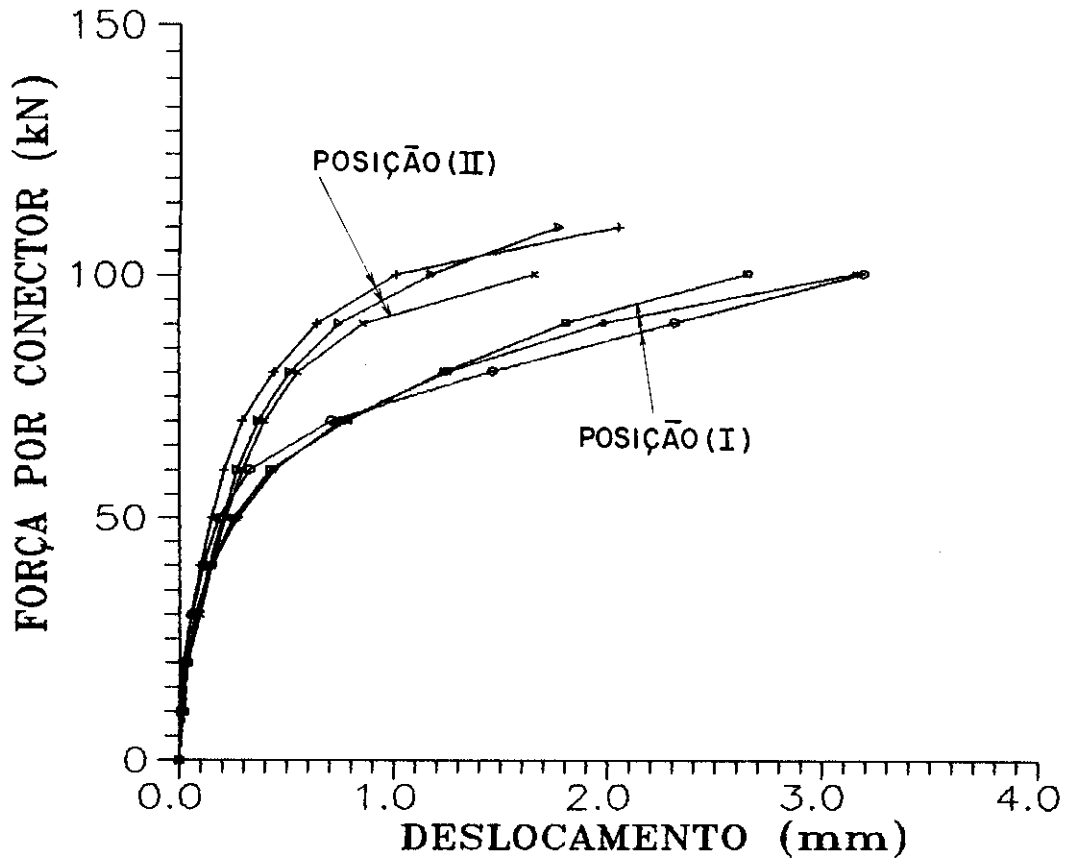
Foto 3.6 - Modelo ensaiado, onde pode-se notar a rotação do conector junto à ligação com o perfil

GRÁFICO 3.4

CONECTORES TIPO E

FALHA: ruptura do conector

Força média de ruptura: 123 kN



- ◆◆◆◆ MODELO EI-1
- MODELO EI-2
- MODELO EI-3
- ▶▶▶▶ MODELO EII-1
- ◆◆◆◆ MODELO EII-2
- ◆◆◆◆ MODELO EII-3

Os conectores constituídos por cantoneira enrijecida (tipos C e D) apresentaram comportamento muito semelhante àqueles de cantoneira simples, mostrando que neste caso, o lábio enrijecedor praticamente não altera o comportamento força-escorregamento, nem a resistência última do conector. Os gráficos 3.5 e 3.6 apresentam as curvas força-escorregamento de dois conectores dos tipos A e C (modelos AI-1 e CI-2), e dos tipos B e D (modelos BI-3 e DI-3) respectivamente, aqui escolhidos por apresentarem um comportamento médio dentre os modelos ensaiados.

Os conectores em perfil U (tipos E e F) não apresentaram diferenças significativas no comportamento força-escorregamento em relação aos conectores em cantoneira (A a D) com mesma espessura, embora tivessem altura maior que as cantoneiras (ver figura 3.9), o que demonstra que a espessura da chapa do conector é a variável que mais influenciou na resistência da conexão.

O gráfico 3.7 mostra as curvas força contra escorregamento relativo aço-concreto para os seis tipos de conectores analisados, onde foram escolhidos, dentro de cada série, os modelos que apresentaram comportamento médio. Desta figura percebe-se claramente a divisão dos conectores em dois grupos: os de chapa fina (A,C,E), onde a falha se deu por ruptura do aço do conector e os de chapa mais grossa (D,B,F), cuja falha foi a ruptura do concreto.

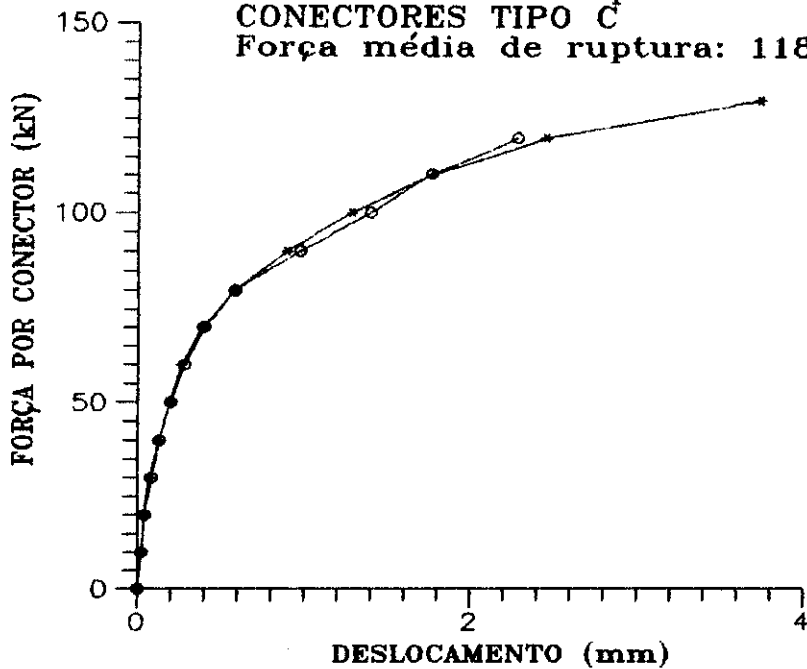
GRÁFICO 3.5

CONECTORES TIPO A

Força média de ruptura: 124 kN

CONECTORES TIPO C

Força média de ruptura: 118 kN



***** MODELO AI-1
ooooo MODELO CI-2

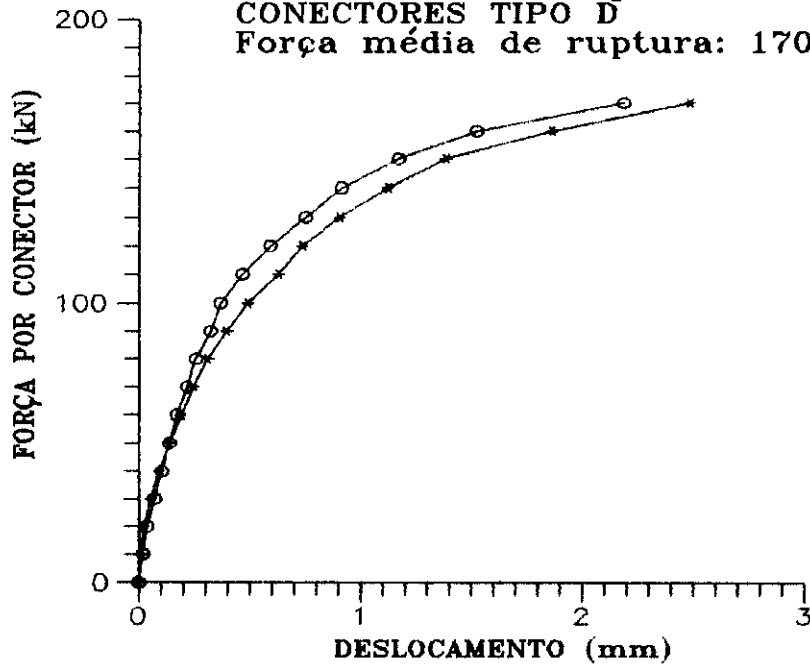
GRÁFICO 3.6

CONECTORES TIPO B

Força média de ruptura: 178 kN

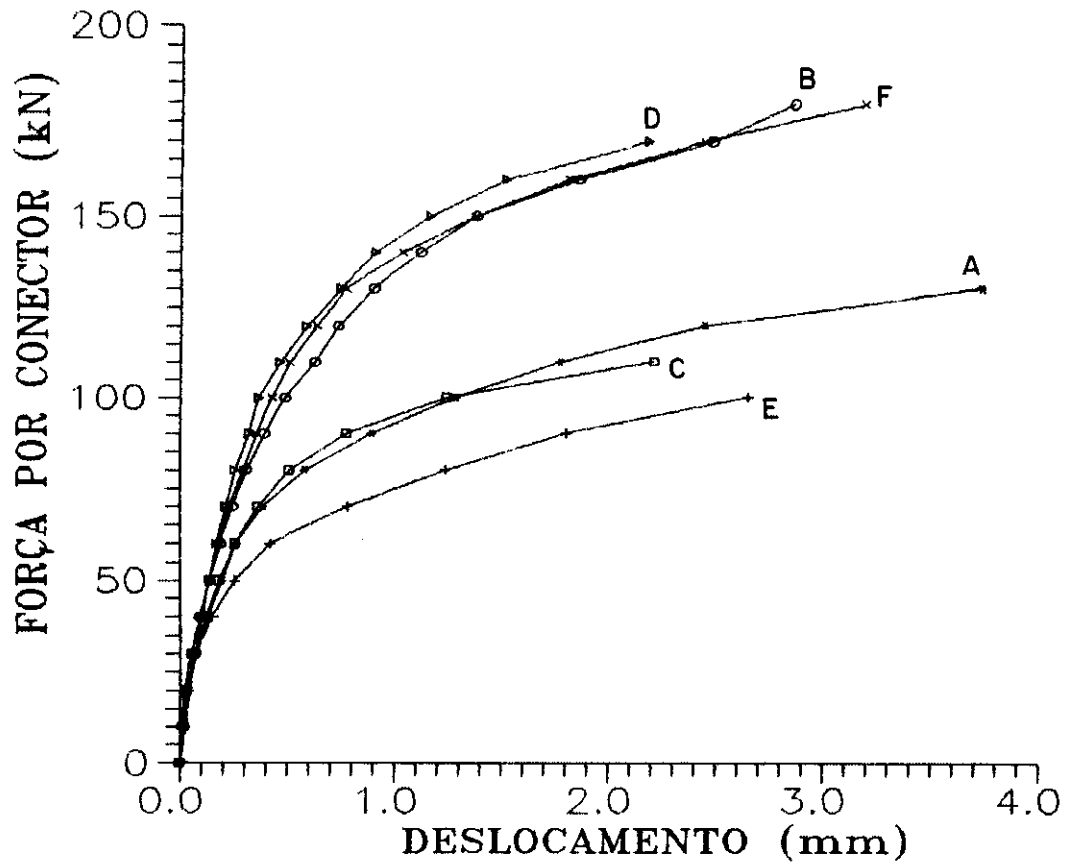
CONECTORES TIPO D

Força média de ruptura: 170 kN



***** MODELO BI-3
ooooo MODELO DI-3

GRÁFICO 3.7
CONECTORES TIPO A a F



- ◆◆◆◆ MODELO AI-1 : 135 kN
- MODELO BI-3 : 187,5 kN
- MODELO CII-2: 115 kN
- ▶▶▶▶ MODELO DI-3 : 175 kN
- +++++ MODELO EI-3 : 122,5 kN
- ***** MODELO FI-3 : 195 kN

CAPÍTULO 4 - VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS

4.1 - GENERALIDADES

A análise de seções mistas sob flexão, quer em regiões de momento fletor positivo ou negativo, pode ser feita admitindo-se a hipótese corrente das seções planas se manterem planas, desde que se considere que existe uma ligação perfeita entre o aço e o concreto, isto é, não há escorregamento longitudinal nem afastamento vertical relativo, situação que se denomina, geralmente, por interação completa ou interação total. Caso contrário, tem-se perda de eficiência no comportamento resistente à flexão, e esta situação é denominada interação parcial.

A distribuição de tensões nas seções resulta destas hipóteses e do conhecimento de relações entre tensões e deformações nos materiais aço e concreto e da relação força-escorregamento nos conectores.

Não havendo interação completa, ocorrerá sempre um escorregamento relativo ao nível da ligação aço-concreto, ocasionando uma descontinuidade no diagrama de deformações, que antes era considerado contínuo, e isto deve ser levado em consideração na análise da seção mista.

A deformabilidade dos conectores está associada à ocorrência de escorregamento relativo entre o aço e o concreto e, portanto, à violação da hipótese de

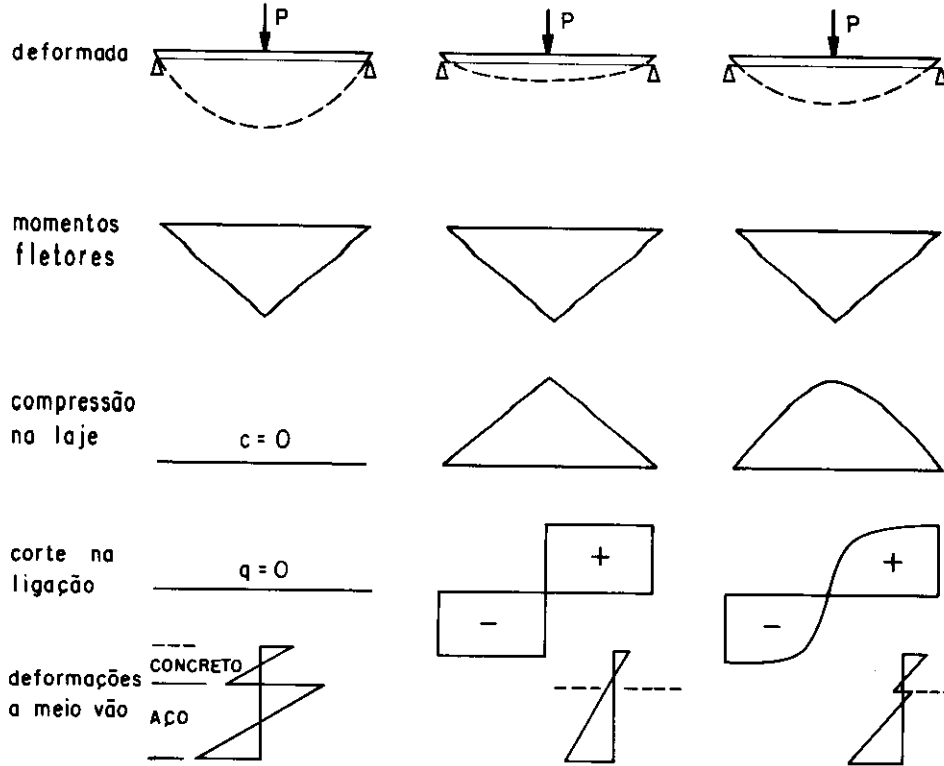


FIG. 4.1 — INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO NO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS.

conservação das seções planas. Como consequência, a distribuição de deformações deixa de poder ser determinada apenas em função do momento fletor atuante, como nos casos de interação completa ou nula. A figura 4.1 mostra, de maneira simplificada, o comportamento de vigas mistas quanto à interação aço-concreto.

Este fenômeno afeta a distribuição de tensões na seção, a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal na conexão e, portanto, a deformabilidade das vigas. Estes efeitos são, em geral, desprezados no caso de vigas com interação completa.

A determinação do momento resistente de uma seção mista é feita com base em análises elásticas, elasto-plásticas ou totalmente plásticas. As análises elásticas (simplificada e generalizada) são utilizadas para se avaliar o comportamento da viga em situações de serviço, onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade desses materiais. As

análises elasto-plásticas levam em consideração as fases elásticas e inelásticas dos materiais e da conexão. A análise totalmente plástica é utilizada para se determinar o momento resistente último desta seção.

Assim como nas estruturas metálicas "puras", a estabilidade global e local deve ser sempre analisada. Nas regiões de momento fletor positivo, onde a parte superior do perfil de aço é comprimida, a estabilidade global (FLT) é garantida pela presença da laje de concreto, que é tida como de rigidez infinita no seu plano.

A estabilidade local da mesa comprimida (FLM) é também garantida pela presença da laje de concreto, desde que o espaçamento entre conectores não seja muito grande.

A flambagem local da alma (FLA), no caso de vigas de edifícios, em geral não é determinante pois tem-se relações h/t_w (altura/espessura) relativamente pequenas.

No caso de construção não escorada, onde a viga de aço vai resistir, sozinha, aos esforços oriundos do peso próprio da estrutura e das sobrecargas de construção, a estabilidade global costuma ser determinante.

4.2 - ANÁLISE ELÁSTICA SIMPLIFICADA

A análise elástica simplificada é feita com base nas propriedades da seção mista homogeneizada, supondo-se, a priori, interação completa.

Para obter-se a seção homogeneizada, a seção efetiva do concreto, cuja largura é igual à largura efetiva da laje, deve ser dividida por $n = E/E_c$, onde n é denominado fator de homogeneização, E_c é o módulo de elasticidade do concreto e E é o módulo de elasticidade do aço.

Esta análise é dividida em dois casos básicos: quando a linha neutra se encontra na viga de aço e quando se encontra na laje de concreto.

a) linha neutra na viga de aço (figura 4.2)

Neste caso, determinam-se diretamente as propriedades da seção mista homogeneizada.

$$y = \frac{\frac{bd^2}{2n} + A_s (y_1 + d_c)}{A_s + bd_c/n} \quad (4.2.1)$$

$$I_h = \frac{bd^3}{12n} + \frac{bd_c}{n} (y - d_c/2)^2 + I_s + A_s (d_c + y_1 - y)^2 \quad \dots\dots\dots(4.2.2)$$

$$W_i = \frac{I_h}{d_c + d_s - y} \quad (4.2.3a)$$

$$W_s = \frac{I_h}{y} \quad (4.2.3b)$$

b) linha neutra na laje de concreto (figura 4.3)

Neste caso, despreza-se a parte tracionada da laje e recalcula-se a posição do centro de gravidade e as demais propriedades da seção mista homogeneizada. A seção de concreto resultante é denominada seção efetiva de concreto.

$$A_h = A_s + \frac{2ba_c}{n} \quad (4.2.4)$$

$$a_t = a_s + a_c \quad (4.2.5)$$

$$a = a_s + 2a_c = a_t + a_c \quad (4.2.6)$$

$$a_c = \frac{A_s}{A_h} a_t = \frac{A_s (a - a_c)}{A_s + 2ba_c/n} \quad (4.2.7)$$

Isolando-se a_c na expressão 4.2.7, tem-se:

$$a_c = \frac{nA_s}{2b} \left[\sqrt{1 + \frac{2ab}{nA_s}} - 1 \right] \quad (4.2.8)$$

$$a_s = a - 2a_c \quad (4.2.9)$$

$$I_h = \frac{8ba_c^3}{3n} + I_s + A_s a_s^2 \quad (4.2.10)$$

onde:

a = distância do centro de gravidade da seção de aço à fibra superior da seção mista

a_c = distância do centro de gravidade da seção homogeneizada efetiva ao centro de gravidade da seção efetiva de concreto

a_s = idem, para seção de aço

a_t = distância do centro de gravidade da seção de aço ao centro de gravidade da seção efetiva de concreto

b = largura efetiva da laje de concreto

d_c = altura da laje de concreto

d_s = altura da viga de aço

y = posição do centro de gravidade da seção homogeneizada em relação à fibra superior da seção mista

y_1 = posição do centro de gravidade da seção de aço em relação à fibra superior desta

A_h = área da seção homogeneizada efetiva

A_s = área da seção de aço

I_h = momento de inércia da seção homogeneizada

I_s = momento de inércia da seção de aço

W_i = módulo de resistência à flexão da seção homogeneizada com relação à fibra inferior

W_s = idem, com relação à fibra superior

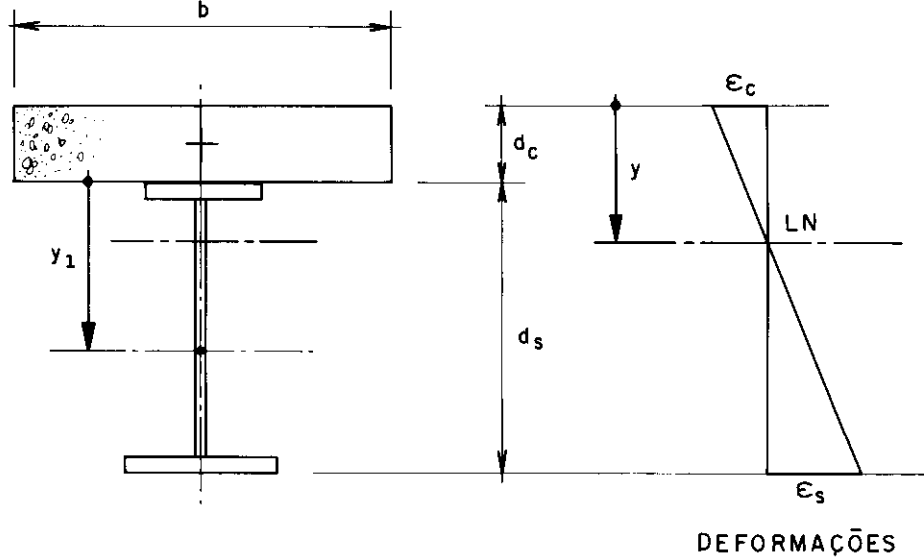


FIG. 4.2 - ANÁLISE ELÁSTICA: LINHA NEUTRA NA VIGA DE AÇO

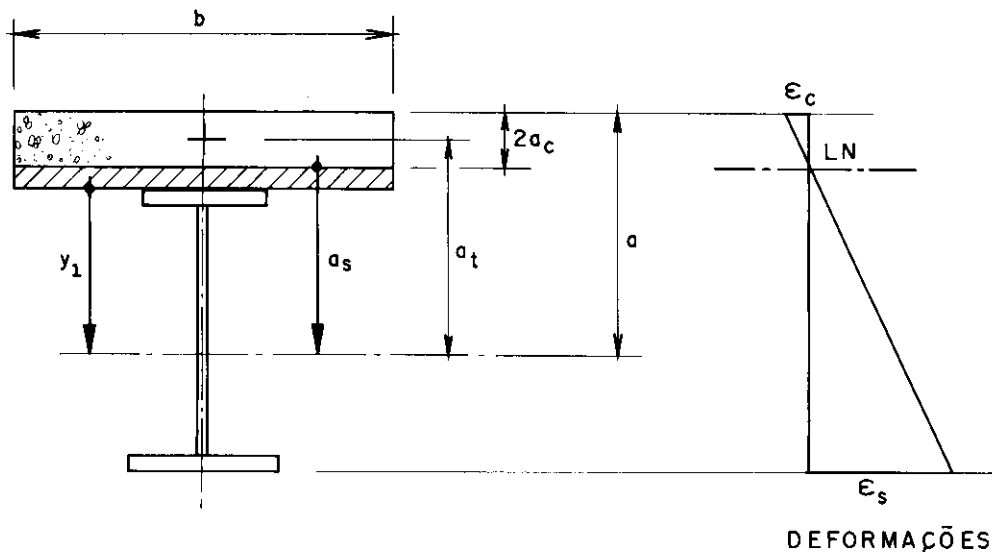


FIG. 4.3 - ANÁLISE ELÁSTICA: LINHA NEUTRA NA LAJE

No caso de interação parcial, o cálculo da tensão de tração na face inferior da seção de aço é feito considerando-se um valor reduzido (ou efetivo) do módulo de resistência inferior da seção homogeneizada W_i . Esta redução é função do grau de conexão g , definido por:

$$g = \frac{Q_n}{V_h} \quad (4.2.11)$$

onde:

$Q_n = \Sigma q_n$: resistência nominal da conexão de cisalhamento entre uma seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento fletor nulo, dada pelo somatório das resistências nominais individuais " q_n " dos conectores.

V_h = é o menor valor entre:

$$V_h = 0,85 f_{ck} A_c \quad (4.2.12)$$

ou

$$V_h = F_y A_s \quad (4.2.13)$$

onde:

A_c = área da seção efetiva de concreto

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão

F_y = limite de escoamento do aço

Assim, o valor $g = 1$ é o limite convencional entre a interação completa e a interação parcial. Valores de g menores que a unidade indicam interação parcial, e maiores, interação completa.

Este tipo de análise consta nas normas baseadas no método das tensões admissíveis, como por exemplo, o AISC-ASD [1]. As máximas tensões no aço e no concreto são comparadas a valores admissíveis, onde segundo o AISC-ASD [1], estes valores são $0,66F_y$ para o aço e $0,45 f_{ck}$ para o concreto.

O valor 0,85 na equação (4.2.12) corresponde ao efeito Rüsçh. Nota-se que o valor convencional V_h corresponde, na equação (4.2.12), à resistência total da seção efetiva de concreto, e na equação (4.2.13), à plastificação total da seção de aço.

O módulo de resistência reduzido (ou efetivo) em relação à fibra inferior da seção é dado por:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{g} [W_i - W_a] \leq W_i \quad (4.2.14)$$

onde

W_a = módulo de resistência da seção de aço isolada, com relação à fibra inferior

W_i , g : já foram definidos anteriormente

O AISC-ASD [1] estabelece ainda um limite inferior para o valor do grau de conexão g , sendo este valor 0,25. A figura 4.4 mostra graficamente a variação de W_{ef} contra g .

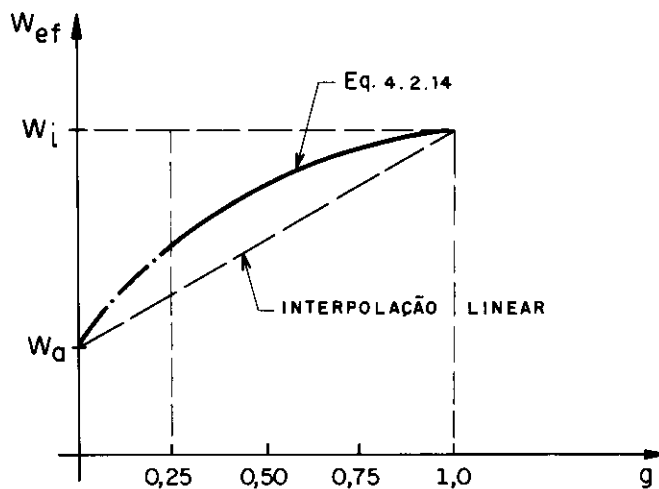


FIG. 4.4 — MÓDULO DE RESISTÊNCIA EFETIVO (W_{ef}) EM FUNÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO (g).

4.3 - ANÁLISE ELÁSTICA GENERALIZADA

Neste caso, leva-se em consideração a rigidez do meio de conexão, considerado como contínuo nesta análise. As demais hipóteses estão listadas a seguir:

- a) o sistema discreto de conectores é substituído por um meio contínuo de conexão, uniformemente distribuído sobre a viga,

- b) as seções transversais que eram planas antes da deformação, permanecem planas após a deformação,
- c) o momento de inércia da laje e da viga são constantes ao longo do vão,
- d) não há separação vertical entre a laje e a viga, isto é, os conectores ancoram a laje de tal forma que não permitem movimentos verticais,
- e) os materiais são elásticos e isótropos,
- f) para efeito de simplificação do equacionamento, admite-se que o concreto resiste à tração.

A figura 4.5 mostra o sistema de esforços aplicado à seção, oriundos da decomposição do momento fletor (M), e os correspondentes diagramas de deformação e tensão. A nomenclatura utilizada neste equacionamento é a seguinte:

- A_c = área da seção de concreto
- A_s = área da seção de aço
- A_1, A_2 = constantes da função $C(x)$
- B_1, B_2, B_3 = constantes da função $C_p(x)$
- C = força resultante de compressão na laje, $C=C(x)$
- E = módulo de elasticidade do aço
- E_c = módulo de elasticidade do concreto
- G_c = posição do centro de gravidade da seção de concreto
- G_s = posição do centro de gravidade da seção de aço
- G_h = posição do centro de gravidade da seção homogeneizada
- I_c = momento de inércia da seção de concreto
- I_s = momento de inércia da seção de aço
- I_h = momento de inércia da seção homogeneizada
- S_h = momento estático da seção de aço ou da seção de concreto em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da seção homogeneizada
- M_c = momento fletor atuante na seção de concreto
- M_s = momento fletor atuante na seção de aço
- M = momento fletor atuante na seção homogeneizada

T = força resultante de tração na seção de aço
 a_0, a_1, a_2 = constantes da função $M(x)$
 a_t = distância entre os pontos G_c e G_s
 a_c = distância entre os pontos G_c e G_h
 a_s = distância entre os pontos G_s e G_h
 d_c = altura da laje de concreto
 d_s = altura da viga de aço
 n = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Fator de homogeneização
 y_1 = distância do ponto G_s à face superior da viga de aço
 ϵ_c = deformação no concreto
 ϵ_s = deformação no aço
 ϵ_d = diferença de deformações ao nível da ligação aço concreto, $\epsilon_d = \epsilon_s - \epsilon_c$

Equações de equilíbrio:

$$C = T \quad (4.3.1a)$$

$$M = M_c + M_s + Ca_t \quad (4.3.1b)$$

Equações de compatibilidade:

$$\frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{M_s}{E I_s} = \frac{M}{E I_h} \quad (\text{curvatura}) \quad (4.3.2a)$$

$$\epsilon_{c0} + \epsilon_{s0} = \phi(a_c + a_s) \quad (4.3.2b)$$

(deformação)

$$\frac{C}{E_c A_c} + \frac{T}{E A_s} = \frac{M}{E I_h} a_t \quad (4.3.2c)$$

onde

ϕ = curvatura da seção

ϵ_{c0} = deformação na fibra correspondente ao centro de gravidade da seção de concreto

ϵ_{s0} = deformação na fibra correspondente ao centro de gravidade da seção de aço

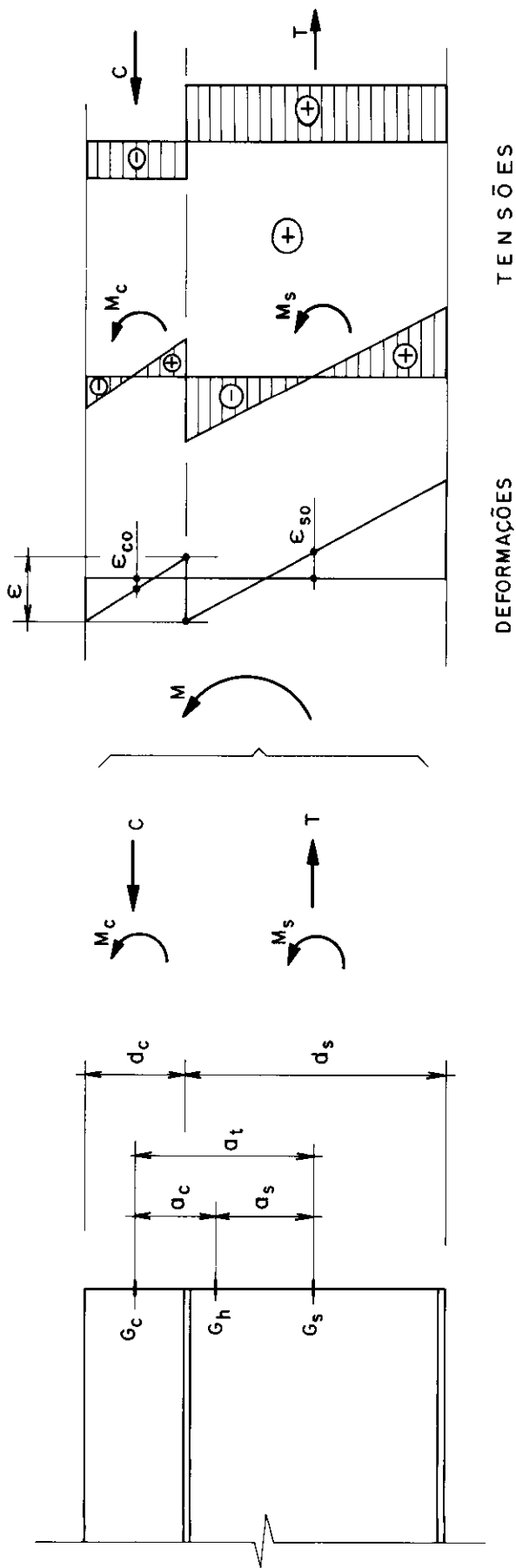


FIG. 4.5 - ANÁLISE ELÁSTICA DE SEÇÕES MISTAS : ESFORÇOS , DEFORMAÇÕES e TENSÕES

Por enquanto, nota-se que $\epsilon_d = \epsilon_s - \epsilon_c = 0$, ou seja, há interação completa.

Das equações (4.3.1) e (4.3.2) obtém-se:

$$M_c = \frac{I_c}{n I_h} M \quad (4.3.3a)$$

$$M_s = \frac{I_s}{I_h} M \quad (4.3.3b)$$

$$C = T = \frac{A_s a_s}{I_h} M = \frac{S_h}{I_h} M \quad (4.3.3c)$$

Considerando a face inferior da laje, a deformação do concreto pode ser expressa por:

$$\epsilon_c = - \frac{C}{E_c A_c} + \frac{M_c}{E_c I_c} \frac{d_c}{2} \quad (4.3.4)$$

Para a face superior da viga de aço pode-se escrever:

$$\epsilon_s = \frac{T}{E A_s} - \frac{M_s}{E I_s} y_1 \quad (4.3.5)$$

A diferença de deformações na interface viga-laje será:

$$\epsilon_d = \left[\frac{T}{E A_s} - \frac{M_s}{E I_s} y_1 \right] - \left[- \frac{C}{E_c A_c} + \frac{M_c}{E_c I_c} \frac{d_c}{2} \right] \dots\dots\dots(4.3.6)$$

Substituindo a equação (4.3.2a) em (4.3.6) e agrupando os termos, tem-se:

$$\epsilon_d = T \left[\frac{1}{E A_s} + \frac{1}{E_c A_c} \right] - \frac{M_s}{E I_s} \left[y_1 + \frac{d_c}{2} \right] \quad (4.3.7)$$

Sabe-se que

$$y_1 + \frac{d_c}{2} = a_t \quad (4.3.8)$$

Portanto:

$$\epsilon_d = T \left[\frac{1}{E A_s} + \frac{1}{E_c A_c} \right] - \frac{M_s}{E I_s} a_t \quad (4.3.9)$$

Da equação (4.3.1b) obtém-se:

$$M_s = M - M_c - Ca_t \quad (4.3.10)$$

$$M_s = M - \frac{E I_c}{E I_s} M_s - Ca_t \quad (4.3.11)$$

$$\frac{M_s}{E I_s} = \frac{M - Ca_t}{E I_s + E_c I_c} \quad (4.3.12)$$

Substituindo esta última expressão na equação da diferença de deformações (4.3.9), tem-se:

$$\epsilon_d = C \left[\frac{1}{E A_s} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{a_t^2}{E I_s + E_c I_c} \right] - \frac{M a_t}{E I_s + E_c I_c} \dots\dots\dots (4.3.13)$$

Considerando um elemento infinitesimal de laje com comprimento dx e, para este elemento um escorregamento relativo ds , a diferença de deformação junto ao elemento será (figura 4.6):

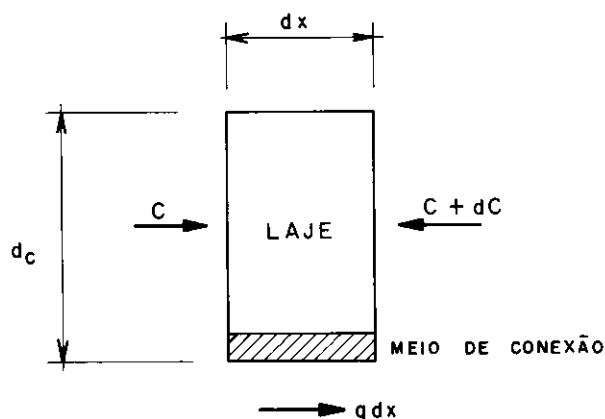


FIG. 4.6 - ELEMENTO INFINITESIMAL DE LAJE EM EQUILÍBRIO

$$\epsilon_d = \frac{ds}{dx} \quad (4.3.14)$$

Fazendo-se o equilíbrio do elemento, obtém-se:

$$dC = qdx \quad (4.3.15)$$

onde q é o fluxo de cisalhamento na interface viga-laje.

Sendo k_c o módulo de rigidez do conector (figura 4.7), define-se a constante k , que é denominada rigidez do meio contínuo de conexão, pela relação:

$$k = \frac{k_c}{p} \quad (4.3.16)$$

onde p é o espaçamento entre os conectores, admitido constante nesta análise.

unidade de k_c \longrightarrow $[F][L]^{-1}$
 unidade de k \longrightarrow $[F][L]^{-2}$

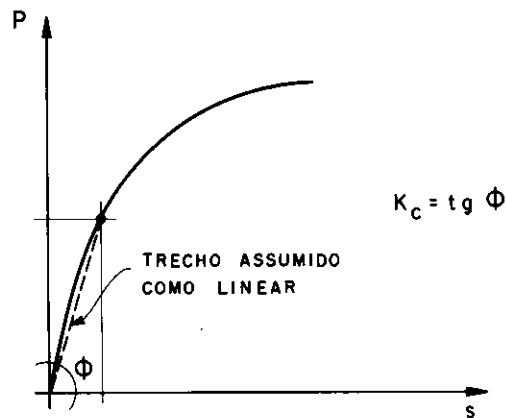


FIG. 4.7 - CURVA FORÇA-ESCORREGAMENTO TÍPICA EM CONECTORES

A diferença de deformação junto ao elemento é causada pela variação do esforço normal dC no comprimento dx , assim:

$$\frac{dC}{dx} = ks \quad (4.3.17)$$

$$s = \frac{1}{k} \frac{dC}{dx} \quad (4.3.18)$$

Das equações (4.3.14) e (4.3.18) obtém-se:

$$\epsilon_d = \frac{1}{k} \frac{d^2C}{dx^2} \quad (4.3.19)$$

Igualando-se as expressões (4.3.13) e (4.3.19), pode-se escrever que:

$$C \left[\frac{1}{E A_s} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{a_t^2}{E I_s + E_c I_c} \right] - \frac{M a_t}{E I_s + E_c I_c} = \frac{1}{k} \frac{d^2C}{dx^2} \quad \dots\dots\dots(4.3.20)$$

Fazendo-se transformações algébricas nesta última expressão, chega-se à equação diferencial da força resultante de compressão na laje (C) em função do momento fletor (M) conhecido:

$$\frac{d^2C}{dx^2} - \alpha^2 C = -\beta^2 M \quad (4.3.21)$$

onde

$$\alpha^2 = \frac{ka_t}{E(I_s + I_c/n)} \frac{I_h}{S_h} \quad (4.3.22)$$

$$\beta^2 = \frac{ka_t}{E(I_s + I_c/n)} = \alpha^2 \frac{S_h}{I_h} \quad (4.3.23)$$

Unidade de α^2 —————> $[L]^{-2}$

Unidade de β^2 —————> $[L]^{-3}$

A solução da equação diferencial (4.3.21) poderá ser obtida para qualquer caso de carregamento, desde que se conheça a distribuição de momentos fletores $M(x)$.

A solução geral da equação (4.3.21) é dada pela soma da solução da equação homogênea mais uma solução particular.

$$C = C_H + C_P \quad (4.3.24)$$

A solução da equação homogênea é da forma:

$$C_H = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) \quad (4.3.25)$$

A solução particular pode ser da forma:

$$C_P = B_1 x^2 + B_2 x + B_3 \quad (4.3.26)$$

Considerando a função momento fletor $M(x)$ como sendo uma função polinomial do 2º grau, tem-se:

$$M = a_2 x^2 + a_1 x + a_0 \quad (4.3.27)$$

Substituindo as funções (4.3.26) e (4.3.27) na equação (4.3.21), obtém-se:

$$B_1 = \frac{\beta^2 a_2}{\alpha^2} \quad (4.3.28)$$

$$B_2 = \frac{\beta^2 a_1}{\alpha^2} \quad (4.3.29)$$

$$B_3 = \frac{\beta^2 a_0}{\alpha^2} + \frac{2\beta^2 a_2}{\alpha^4} \quad (4.3.30)$$

Substituindo B_1 , B_2 e B_3 na função (4.3.26), obtém-se a solução particular:

$$C_P = \left(\frac{\beta^2 a_2}{\alpha^2} \right) x^2 + \left(\frac{\beta^2 a_1}{\alpha^2} \right) x + \left(\frac{\beta^2 a_0}{\alpha^2} + \frac{2\beta^2 a_2}{\alpha^4} \right) \quad (4.3.31)$$

A solução geral resulta:

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) + \left(\frac{\beta^2 a_2}{\alpha^2} \right) x^2 + \left(\frac{\beta^2 a_1}{\alpha^2} \right) x + \left(\frac{\beta^2 a_0}{\alpha^2} + \frac{2\beta^2 a_2}{\alpha^4} \right) \quad (4.3.32)$$

Uma vez determinada a função $C(x)$, obtém-se as demais funções envolvidas no problema, $q(x)$, $\epsilon_d(x)$ e $s(x)$:

$$q = \frac{dC}{dx} \quad (4.3.33)$$

$$\epsilon_d = \frac{1}{k} \frac{d^2 C}{dx^2} \quad (4.3.34)$$

$$s = \int_{x_1}^{x_2} \epsilon_d dx \quad (4.3.35)$$

A solução de um caso particular é obtida impondo-se as condições de contorno correspondentes. A seguir, será apresentada a solução para alguns casos básicos de carregamento em vigas simplesmente apoiadas.

CASO 1 - momento fletor constante (figura 4.8)

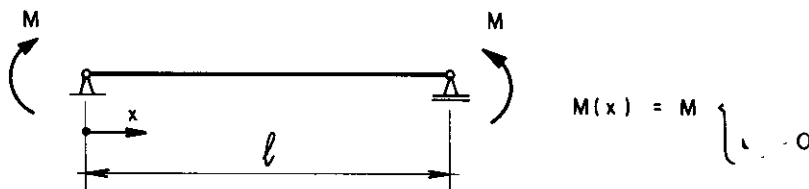


FIG. 4.8

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) + \frac{\beta^2 M}{\alpha^2}$$

a) $x=0 \longrightarrow q = dC/dx = 0$

b) $x=l \longrightarrow q = dC/dx = 0$

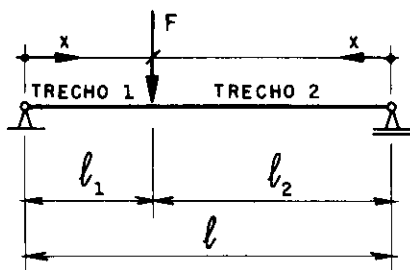
De (a): $A_1 = 0$ De (b): $A_2 = 0$

Portanto,

$$C = \frac{\beta^2 M}{2} = \frac{S_h}{I} M \quad (\text{interação completa})$$

$q = 0$

CASO 2 - força concentrada (figura 4.9)



$$M(x) = \frac{F l_2}{l} x \begin{cases} a_0 = 0 \\ a_1 = F l_2 / l \\ a_2 = 0 \end{cases}$$

FIG. 4.9

Para o trecho 1:

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) + \left(\frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^2 l} \right) x$$

Condições de contorno:

a) $x=0 \longrightarrow C = 0$

b) $x=l_1 \longrightarrow q = dC/dx = 0$

De a): $A_2 = 0$

De b): $A_1 = - \frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^3 l \cosh(\alpha l_1)}$

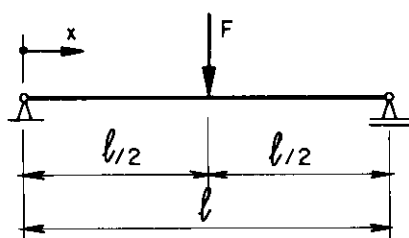
Portanto, para o trecho 1 tem-se:

$$C = \left(\frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^2 l_1} \right) x - \left(\frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^3 l_1 \cosh(\alpha l_1)} \right) \sinh(\alpha x)$$

$$q = \left(\frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^2 l_1} \right) - \left(\frac{\beta^2 F l_2}{\alpha^2 l_1 \cosh(\alpha l_1)} \right) \cosh(\alpha x)$$

Para o trecho 2, basta substituir l_1 por l_2 , l_2 por l_1 e mudar a origem do eixo x para o outro apoio.

CASO 3 - força concentrada no meio do vão (figura 4.10)



$$M(x) = \frac{F}{2} x \begin{cases} a_0 = 0 \\ a_1 = F/2 \\ a_2 = 0 \end{cases}$$

FIG. 4.10

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) + \left(\frac{\beta^2 F}{2\alpha^2} \right) x$$

Condições de contorno:

- a) $x=0 \longrightarrow C = 0$
 b) $x=l/2 \longrightarrow q = dC/dx = 0$

De (a): $A_2 = 0$

De (b): $A_1 = - \frac{\beta^2 F}{2\alpha^3 \cosh(0,5l\alpha)}$

Portanto,

$$C = \left(\frac{\beta^2 F}{2\alpha^2} \right) x - \left(\frac{\beta^2 F}{2\alpha^3 \cosh(0,5l\alpha)} \right) \sinh(\alpha x)$$

$$q = \frac{\beta^2 F}{2\alpha^2} - \left(\frac{\beta^2 F}{2\alpha^2 \cosh(0,5l\alpha)} \right) \cosh(\alpha x)$$

CASO 4 - duas forças concentradas (figura 4.11)

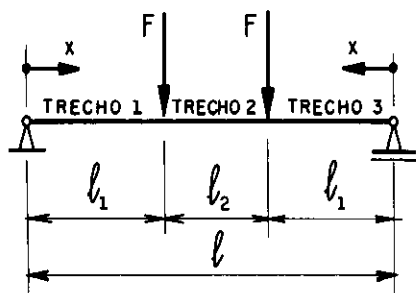


FIG. 4.11

TRECHO 1 = TRECHO 3

$$M(x) = Fx \begin{cases} a_0 = 0 \\ a_1 = F \\ a_2 = 0 \end{cases}$$

TRECHO 2

$$M(x) = Fl_1 \begin{cases} a_0 = Fl_1 \\ a_1 = 0 \\ a_2 = 0 \end{cases}$$

Para o trecho 1 = trecho 3:

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) + \left(\frac{\beta^2 F}{\alpha^2} \right) x$$

Condições de contorno:

a) para $x=0 \longrightarrow C = 0$

b) para $x=l_1 \longrightarrow q = dC/dx = 0$

De (a): $A_2 = 0$

De (b): $A_1 = - \frac{\beta^2 F}{\alpha^3 \cosh(\alpha l_1)}$

Portanto, para o trecho 1 = trecho 3, tem-se:

$$C = \left(\frac{\beta^2 F}{\alpha^2} \right) x - \left(\frac{\beta^2 F}{\alpha^3 \cosh(\alpha l_1)} \right) \sinh(\alpha x)$$

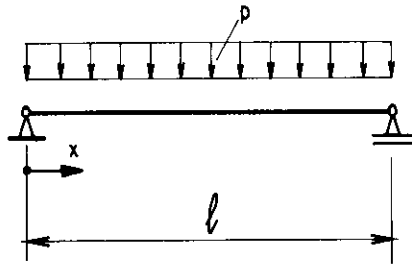
$$q = \frac{\beta^2 F}{\alpha^2} - \left(\frac{\beta^2 F}{\alpha^2 \cosh(\alpha l_1)} \right) \cosh(\alpha x)$$

Para o trecho 2, tem-se momento fletor constante, portanto C assume valor constante:

$$C = \frac{\beta^2}{\alpha^2} Fl_1 - \frac{\beta^2 F}{\alpha^3 \cosh(\alpha l_1)} \sinh(\alpha l_1)$$

$$q = 0$$

CASO 5 - força uniformemente distribuída (figura 4.12)



$$M(x) = \frac{pl}{2}x - \frac{p}{2}x^2 \quad \begin{cases} a_0 = 0 \\ a_1 = pl/2 \\ a_2 = -p/2 \end{cases}$$

FIG. 4.12

$$C = A_1 \sinh(\alpha x) + A_2 \cosh(\alpha x) - \left(\frac{p\beta^2}{2\alpha^2} \right) x^2 + \left(\frac{pl\beta^2}{2\alpha^2} \right) x - \frac{p\beta^2}{\alpha^4}$$

Condições de contorno:

- a) para $x=0 \longrightarrow C = 0$
- b) para $x=l/2 \longrightarrow q = dC/dx = 0$

De (a): $A_2 = \frac{p\beta^2}{\alpha^4}$

De (b): $A_1 = - \frac{p\beta^2}{\alpha^4} \tanh(0,5\alpha l)$

Portanto,

$$C = \left(\frac{p\beta^2}{\alpha^4} \right) \cosh(\alpha x) - \left(\frac{p\beta^2}{\alpha^4} \tanh(0,5\alpha l) \right) \sinh(\alpha x) -$$

$$\left(\frac{p\beta^2}{2\alpha^2} \right) x^2 + \left(\frac{pl\beta^2}{2\alpha^2} \right) x - \frac{p\beta^2}{\alpha^4}$$

$$q = \left(\frac{p\beta^2}{\alpha^3} \right) \sinh(\alpha x) - \left(\frac{p\beta^2}{\alpha^3} \tanh(0,5\alpha l) \right) \cosh(\alpha x) -$$

$$\left(\frac{p\beta^2}{\alpha^2} \right) x + \frac{pl\beta^2}{2\alpha^2}$$

4.4 - ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA SIMPLIFICADA

A análise elasto-plástica simplificada é feita com base em relações tensão-deformação do tipo elástico-perfeitamente plástico para o aço, definida pelo diagrama bi-linear da figura 4.13, com deformação máxima de 10×10^{-3} e limite de escoamento F_y com o mesmo valor absoluto para tração e compressão. A relação tensão-deformação no concreto segue o diagrama parábola-retângulo definido na figura 4.14, admitindo-se a deformação máxima em compressão de $3,5 \times 10^{-3}$.

Considera-se interação completa e despreza-se a resistência à tração do concreto e a contribuição das armaduras longitudinais contidas na laje. Não se consideram também, efeitos do encruamento do aço sob deformação plástica, que tenderia a aumentar a resistência das seções, sobretudo nos casos em que o momento último corresponde a atingir a deformação limite no aço.

Este método de análise está sendo introduzido nas normas européias, onde tenta-se com isto, uma maior uniformização com o dimensionamento de seções de concreto armado [25]. É interessante notar, que as relações tensão-deformação para os materiais aço e concreto também estão em conformidade com a norma brasileira para cálculo de estruturas de concreto armado [9].

A utilização das hipóteses anteriormente referidas corresponde a admitirem-se diagramas de tensões normais nas seções das vigas mistas do tipo representado na figura 4.15.

A definição destes diagramas pode ser feita através do valor de uma das deformações nas fibras extremas, isto é, no concreto ou no aço, e pela posição da linha neutra. Para cada deformação máxima no concreto ou no aço, a posição da linha neutra é determinada impondo a condição de equilíbrio entre as forças resultantes das tensões de compressão e de tração. Determinado, assim, o diagrama de tensões normais para uma dada deformação

máxima, o momento resistente é calculado pelo produto da força resultante pelo braço de alavanca.

De acordo com esta análise, LAMAS [46] apresenta tabelas com características elásticas e no estado limite último para os perfis laminados europeus do tipo IPN, IPE e HEB.

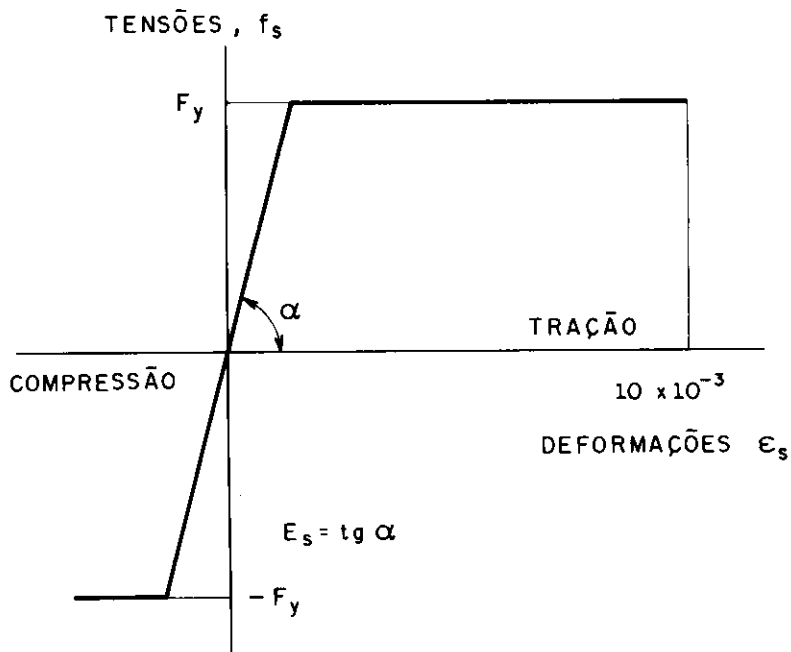


FIG. 4.13 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO TIPO ELÁSTICO - PERFEITAMENTE PLÁSTICO PARA O AÇO.

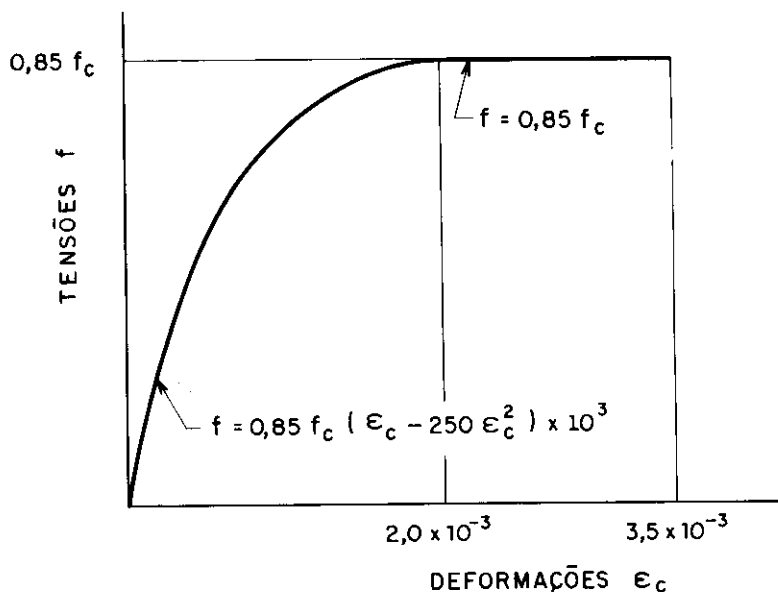


FIG. 4.14 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO TIPO PARÁBOLA-RETÂNGULO PARA O CONCRETO

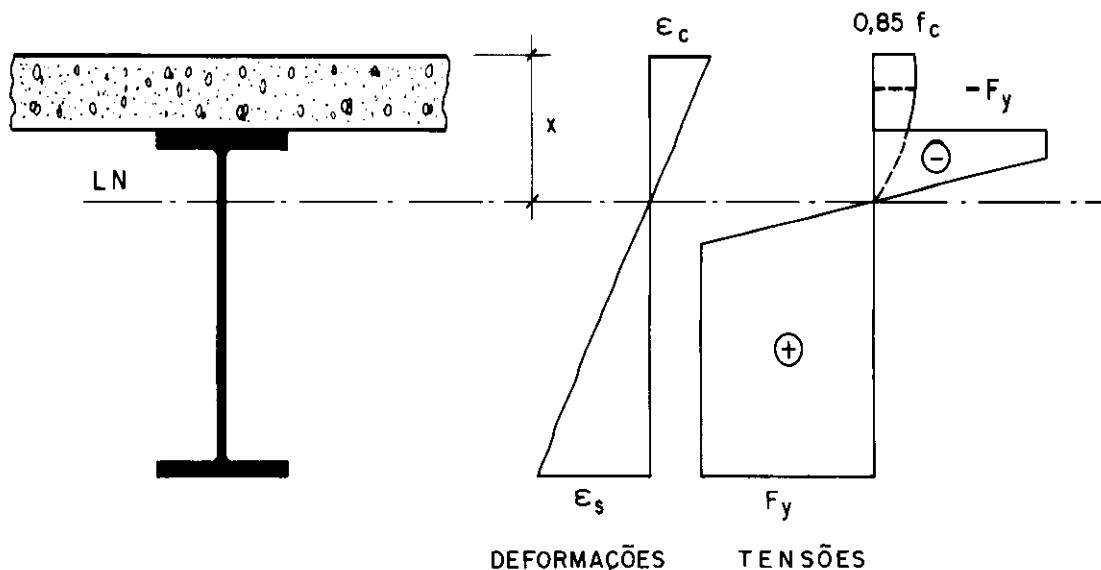


FIG. 4.15 – TENSÕES NA SEÇÃO MISTA COM DEFORMAÇÕES LIMITADAS PARA AÇO E CONCRETO.

4.5 - ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA GENERALIZADA

Nesta análise, adotam-se para os materiais aço e concreto, relações tensão-deformação que representem da melhor forma possível o comportamento destes materiais, assim como as relações força-escorregamento para os conectores de cisalhamento.

YAM e CHAPMAN [62] analisaram vigas mistas constituídas por perfis laminados, lajes maciças e conectores flexíveis do tipo pino com cabeça, onde adotaram as seguintes curvas de comportamento para aço, concreto e conectores:

- Aço: curva tensão-deformação bilinear (figura 4.16a), onde o encruamento é tomado em consideração através de uma reta ligeiramente inclinada.

- Concreto: curva tensão-deformação do tipo elástico-perfeitamente plástico (figura 4.16b).

- Conectores: curva força-escorregamento representada por uma função exponencial (figura 4.16c).

$$P = \mu \left[1 - e^{-\nu S} \right] \quad (4.5.1)$$

P = força no conector

μ, ν = constantes da função

e = base dos logarítimos naturais

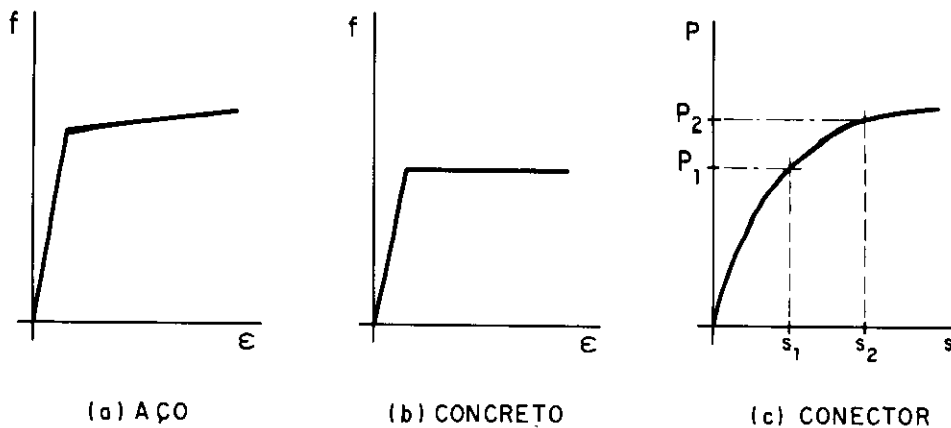


FIG. 4.16 - CURVAS DE COMPORTAMENTO PARA AÇO, CONCRETO e CONECTORES SEGUNDO YAM E CHAPMAN [62]

As constantes μ e ν são determinadas a fim de proporcionar o melhor ajuste possível com as curvas obtidas experimentalmente. Na ausência de tais ajustes nas curvas experimentais, que são obtidas em ensaios isolados, YAM e CHAPMAN [62] sugerem que as constantes podem ser obtidas pela escolha de dois pontos desta curva, tais que $s_2 = 2s_1$. Assim:

$$\mu = \frac{P_1^2}{2P_1 - P_2} \quad (4.5.2)$$

$$\nu = \frac{1}{s_1} \ln \frac{P_1}{P_2 - P_1} \quad (4.5.3)$$

As demais hipóteses assumidas nesta análise são:

- a distribuição de deformações é linear sobre toda a seção.
- a conexão de cisalhamento entre aço e concreto atua como um meio contínuo de conexão ao longo da viga.
- o concreto não resiste à tração.
- o comportamento tensão-deformação do aço é o mesmo em tração e compressão.

- os conectores impedem a separação vertical entre a laje de concreto e a viga de aço, ou seja, há compatibilidade de curvaturas.

Com base nas hipóteses de distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal (figura 4.17), de compatibilidade de curvaturas e na condição de equilíbrio de forças na seção ($C = T$), a relação entre M , C e ϵ_d pode ser obtida de maneira análoga ao que consta no item 4.3. Assim,

$$\epsilon_d = f(M, C) \quad (4.5.4)$$

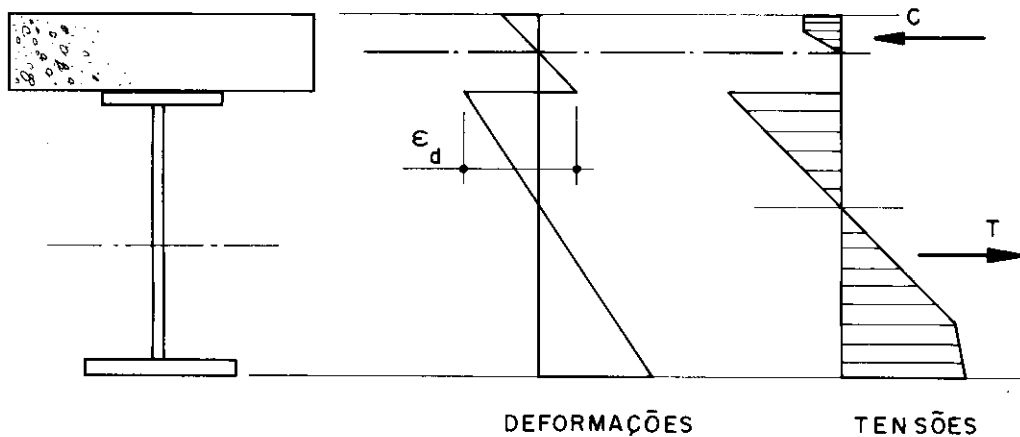


FIG. 4.17 - ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA GENERALIZADA: DEFORMAÇÕES E TENSÕES NA SEÇÃO MISTA.

Quando as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade e o concreto é assumido como resistindo à tração, a função 4.5.4 se resume na função 4.3.13, reescrita a seguir:

$$\epsilon_d = C \left[\frac{1}{E A_s} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{a_t^2}{E I_s + E_c I_c} \right] - \frac{M a_t}{E I_s + E_c I_c} \dots\dots\dots(4.5.5)$$

Entretanto, não é possível expressar a função 4.5.4 de maneira explícita para o caso geral de distribuição elasto-plástica de tensões. Analogamente ao que foi feito no item 4.3, considera-se o equilíbrio de um elemento infinitesimal de laje com comprimento dx (figura 4.5), sendo:

$$q = \frac{dC}{dx} \quad (4.5.6)$$

$$\epsilon_d = \frac{ds}{dx} \quad (4.5.7)$$

onde

C = força resultante de compressão na laje

q = fluxo de cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto

ϵ_d = diferença de deformações ao nível da ligação aço concreto, $\epsilon_d = \epsilon_s - \epsilon_c$

s = escorregamento relativo aço-concreto

O fluxo de cisalhamento (q) e o escorregamento relativo aço-concreto (s) são relacionados pela curva força-escorregamento do conector, resultando:

$$q.p = P = \mu [1 - e^{-\nu s}] \quad (4.5.8)$$

onde p é o espaçamento entre conectores.

Eliminando (q) das equações (4.5.6) e (4.5.8), e (ϵ_d) das equações (4.5.4) e (4.5.7), tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} C' = \frac{dC}{dx} = \frac{\mu}{p} [1 - e^{-\nu s}] \end{array} \right. \quad (4.5.9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s' = \frac{ds}{dx} = f(M, C) \end{array} \right. \quad (4.5.10)$$

Este sistema de duas equações diferenciais de primeira ordem envolvendo as duas variáveis dependentes

(C e s) pode ser substituído por uma única equação diferencial de segunda ordem, eliminando (s) e tendo (C) como variável dependente:

$$C'' + C' \left[\frac{1}{p} \frac{dp}{dx} - \nu f(M, C) \right] + \frac{\mu \nu}{p} f(M, C) = 0$$

.....(4.5.11)

No caso de vigas simplesmente apoiadas, as condições de contorno são tais que $C = 0$ nos apoios, pois nestas seções tem-se momento fletor nulo.

É interessante notar, que se os materiais aço, concreto e os conectores tem comportamento linear ($\nu \rightarrow 0$, $\mu \nu \rightarrow K_c$) com distribuição uniforme ao longo da viga, ou seja, $dp/dx = 0$, a equação 4.5.11 resume-se na equação 4.3.21:

$$\frac{d^2C}{dx^2} - \alpha^2 C = -\beta^2 M$$

onde α , β e K_c estão definidos no item 4.3.

YAM e CHAPMAN [62] apresentam um método passo-a-passo de integração numérica para solução da equação diferencial (4.5.11). Os resultados desta análise numérica foram comparados a resultados experimentais obtidos em ensaios de vigas mistas com perfis laminados e conectores tipo pino com cabeça.

Na figura 4.18 mostra-se uma comparação entre os deslocamentos no meio do vão, obtidos pela análise numérica e pela análise experimental. Nas figuras 4.19 e 4.20 compara-se o escorregamento relativo (s) obtido pelas análises numérica e experimental.

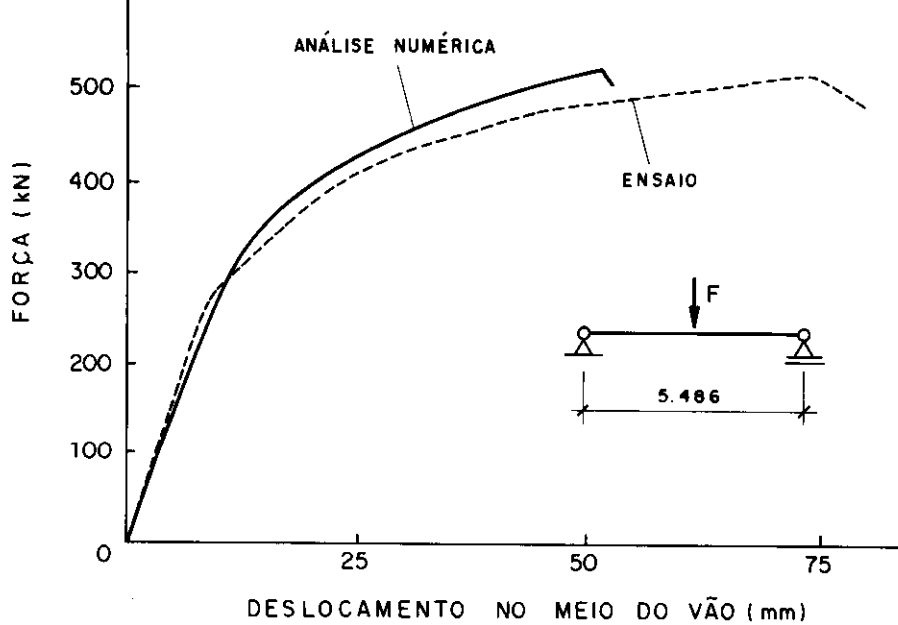


FIG. 4.18 - CURVAS FORÇA x DESLOCAMENTO OBTIDAS POR YAM e CHAPMAN [62] EM ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGA COM CARREGAMENTO CONCENTRADO.

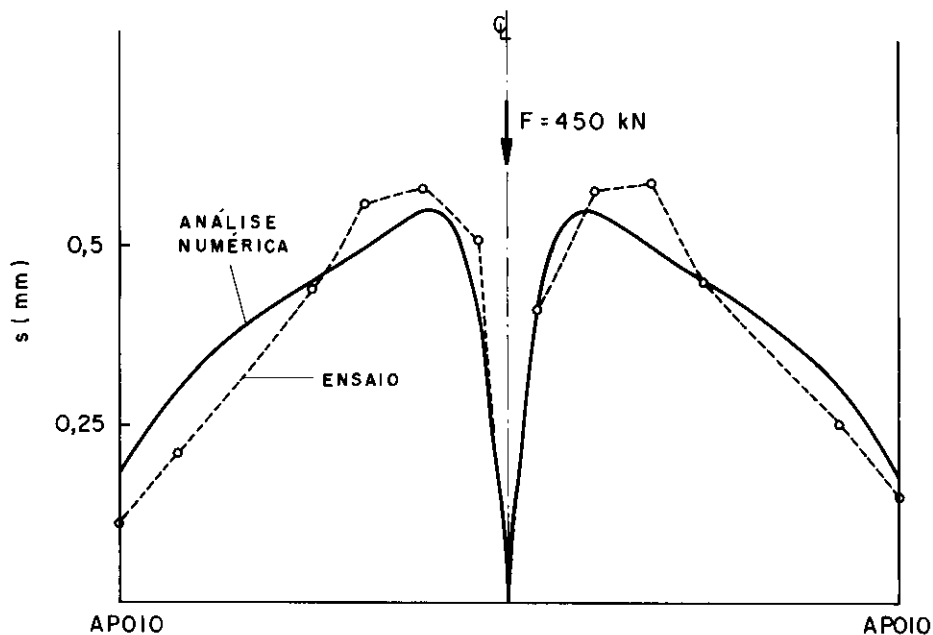


FIG. 4.19 - ESCORREGAMENTO RELATIVO AÇO - CONCRETO OBTIDO POR YAM e CHAPMAN [62] EM ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGA COM CARREGAMENTO CONCENTRADO.

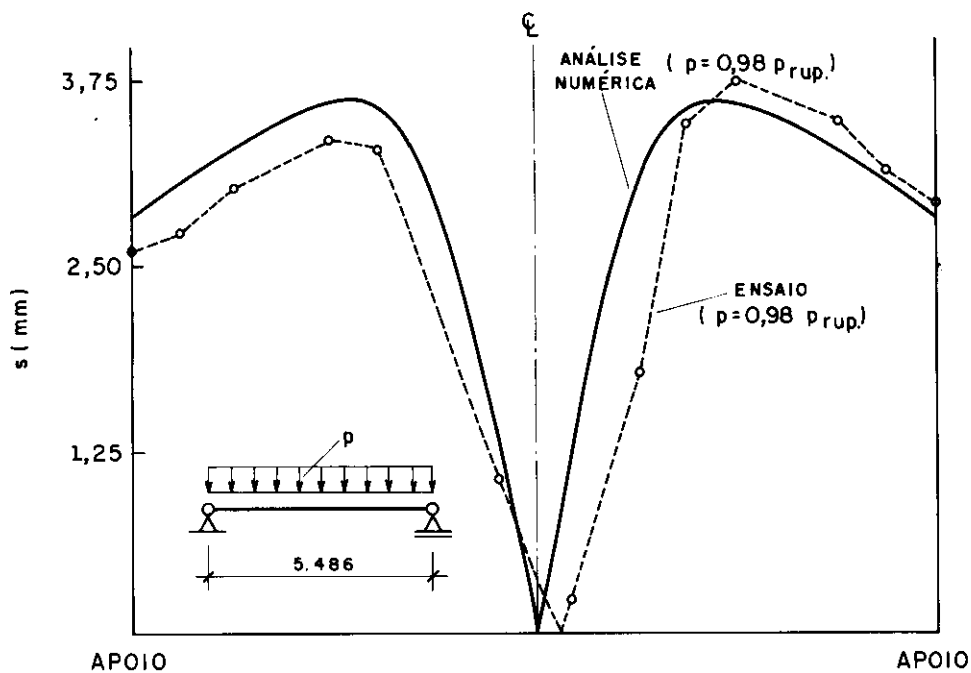
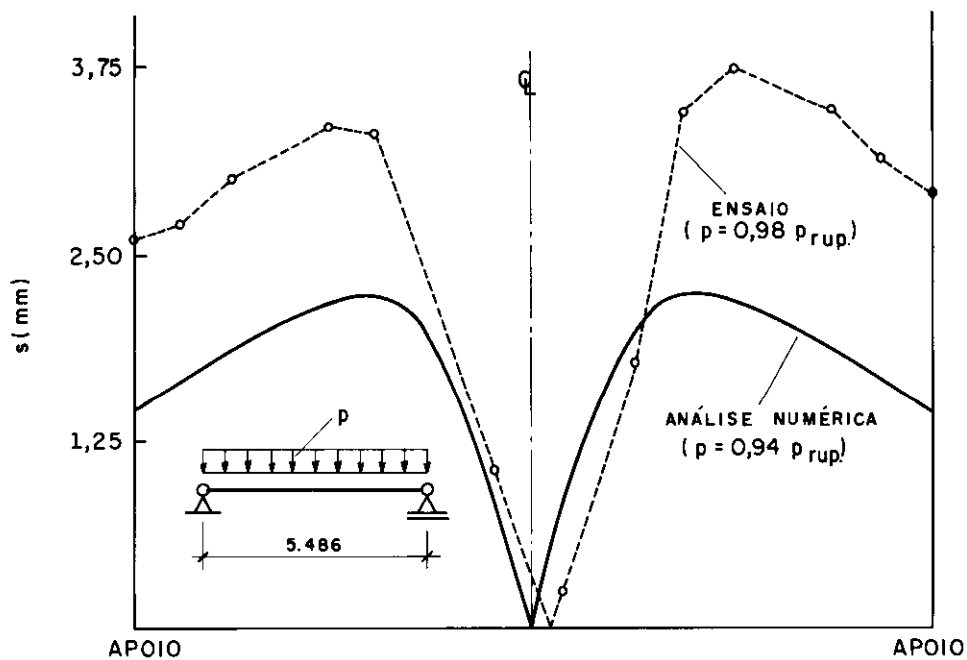


FIG. 4.20 — ESCORREGAMENTO RELATIVO AÇO-CONCRETO OBTIDO POR YAM E CHAPMAN [62] EM ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGA COM CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO.

4.6 - ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA

Esta análise é baseada em relações tensão-deformação do tipo rígido-plástico com deformações ilimitadas para os materiais aço e concreto, onde considera-se plastificação total da seção, desprezando-se a resistência do concreto à tração. Sendo assim, esta análise só se aplica aos casos onde não há problemas de instabilidade local ou global. Em geral, nas vigas mistas de edifícios simplesmente apoiadas, a flambagem lateral com torção (FLT) e a flambagem local da mesa comprimida (FLM) são impedidas pela laje de concreto. Assim, resta verificar apenas a flambagem local da alma (FLA), que no caso dos edifícios não costuma ser determinante.

Este tipo de análise consta nas normas baseadas no método dos estados limites, como a norma brasileira NBR 8800 [10] e a norte-americana AISC-LRFD [2]. De maneira geral, esta análise se divide em três casos:

a) interação completa e linha neutra plástica na laje:
(figura 4.21a)

$$Q_n \geq (AF_y)_a \quad \text{e} \quad 0,85 f_{ck} b d_c \geq (AF_y)_a$$

cumpridas estas condições:

$$C = 0,85 f_{ck} b a \quad (4.6.1)$$

$$T = (AF_y)_a \quad (4.6.2)$$

$$a = \frac{(AF_y)_a}{0,85 f_{ck} b} < d_c \quad (4.6.3)$$

$$M_n = T \left[y_1 + d_c - a/2 \right] \quad (4.6.4)$$

b) interação completa e linha neutra plástica na viga de aço (figuras 4.21b e 4.21c):

$$Q_n \geq 0,85 f_{ck} b d_c \quad e \quad (AF_y)_a \geq 0,85 f_{ck} b d_c$$

cumpridas estas condições:

$$C = 0,85 f_{ck} b d_c \quad (4.6.5)$$

$$C' = 0,5 \left[(AF_y)_a - C \right] \quad (4.6.6)$$

$$T = C + C' \quad (4.6.7)$$

A posição da linha neutra plástica (\bar{y}), medida a partir do topo da viga de aço é dada por:

b.1) se $C' \leq (AF_y)_{tf}$: linha neutra plástica na mesa

$$\bar{y} = \frac{C'}{(AF_y)_{tf}} t_f \quad (4.6.8)$$

b.2) se $C' > (AF_y)_{tf}$: linha neutra plástica na alma

$$\bar{y} = \frac{C' - (AF_y)_{tf}}{(AF_y)_w} h + t_f \quad (4.6.9)$$

Finalmente:

$$M_n = C' \left[d_s - y_t - y_c \right] + C \left[d_c/2 + d_s - y_t \right] \quad (4.6.10)$$

c) interação parcial (figura 4.22):

$$Q_n < 0,85 f_{ck} b d_c \quad e \quad Q_n < (AF_y)_a$$

Ocorrendo estas condições, tem-se que a força resultante de compressão na laje (C) é dada por:

$$C = Q_n \quad (4.6.11)$$

Para a determinação de C' , T e \bar{y} são válidas as expressões dadas no subitem (b), utilizando-se o novo valor de (C).

Finalmente:

$$M_n = C' \left[d_s - y_t - y_c \right] + C \left[d_c - a/2 + d_s - y_t \right] \dots\dots\dots(4.6.12)$$

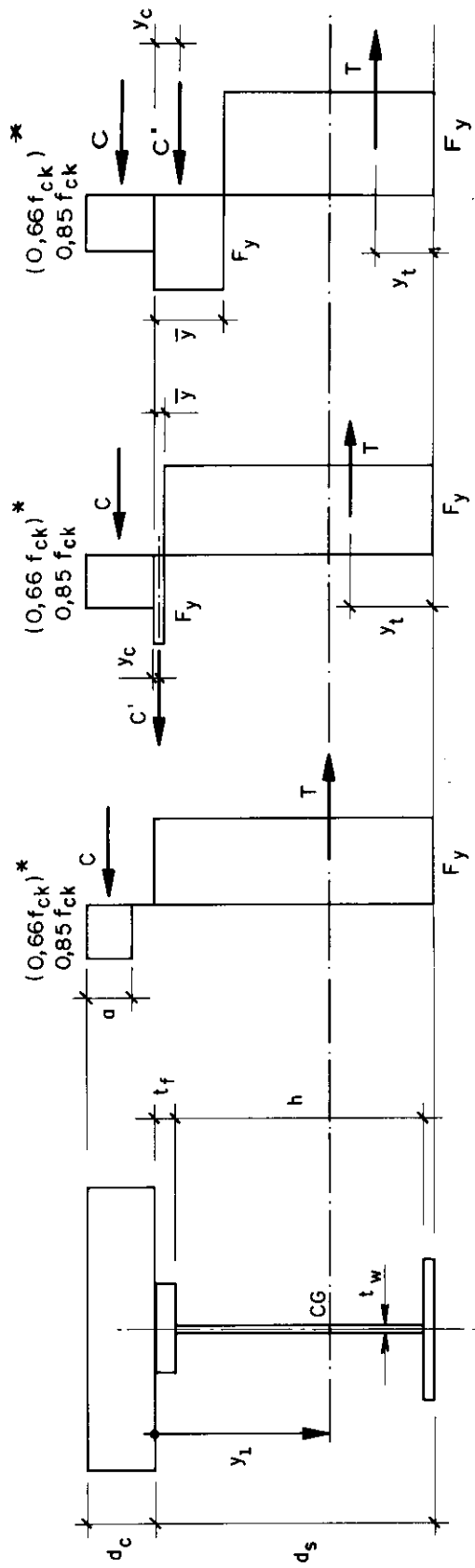
onde

$$a = \frac{C}{0,85 f_{ck} b} \dots\dots\dots(4.6.13)$$

A nomenclatura utilizada nesta análise é a seguinte:

- a = espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, espessura considerada efetiva.
 - h = altura livre entre mesas da seção de aço.
 - y_t = posição da resultante de tração (T) em relação à face inferior da seção de aço.
 - y_c = posição da resultante de compressão (C') em relação à face superior da seção de aço.
 - \bar{y} = posição da linha neutra plástica em relação à face superior da seção de aço.
 - C = resultante de compressão na seção de concreto.
 - C' = resultante de compressão na seção de aço.
 - M_n = momento fletor nominal resistente da seção mista.
 - $(AF_y)_a$ = produto da área da seção de aço pela tensão de escoamento.
 - $(AF_y)_{tf}$ = produto da área da mesa superior da seção de aço pela tensão de escoamento.
 - $(AF_y)_w$ = produto da área da alma da seção de aço pela tensão de escoamento.
 - Q_n = somatório das resistências nominais individuais "q_n" dos conectores situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo.
- b, f_{ck} , d_c , d_s , y_1 , F_y : já definidos anteriormente.

É interessante salientar que a norma brasileira NBR 8800 [10] apresenta suas expressões com base no valor $0,66 f_{ck}$ e não $0,85 f_{ck}$. O fator 0,66 nada mais é que o efeito Rüsç (0,85) dividido pelos fatores $\gamma_c = 1,4$ do concreto e $\phi_b = 0,90$ do aço.



(*) NBR 8800 [10]

a) LNP na Laje

b) LNP na Mesa

c) LNP na Alma

FIG. 4.21 - TENSÕES NA SEÇÃO MISTA EM ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA E INTERAÇÃO COMPLETA.

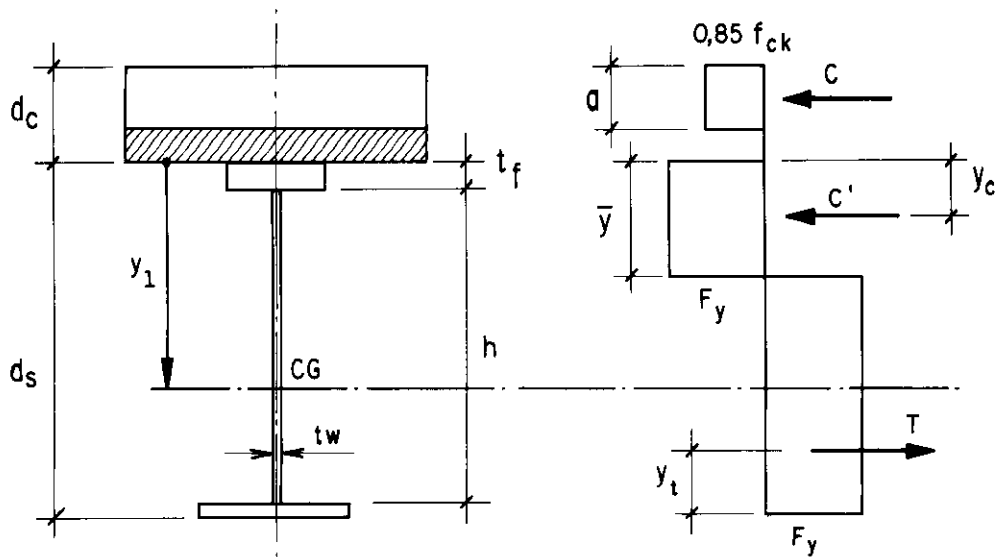


FIG. 4.22 - TENSÕES NA SEÇÃO MISTA EM ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA E INTERAÇÃO PARCIAL.

4.7 - FORÇA CORTANTE

Em qualquer tipo de análise, considera-se sempre que a resistência à força cortante em vigas mistas deve ser determinada considerando-se apenas a resistência da seção de aço.

Esta consideração, mesmo sendo conservadora em muitos casos, é sempre adotada pois em edifícios a força cortante geralmente não é determinante no dimensionamento da seção.

4.8 - LARGURA EFETIVA DA LAJE DE CONCRETO

A hipótese da conservação das seções planas utilizada no desenvolvimento da teoria geral da flexão de vigas, pressupõe que as mesas possuem rigidez ao cisalhamento no seu plano infinita. No caso de vigas com mesas largas, ocorre uma distribuição não uniforme de tensões axiais nas mesas (figura 4.23).

As vigas de mesas largas tem, por consequência, uma rigidez de flexão inferior àquela considerada na

teoria clássica da flexão. Para se avaliar a rigidez efetiva e para se determinar os valores das tensões máximas, continuando a utilizar as expressões da teoria clássica da flexão, é comum recorrer ao artifício de considerar vigas equivalentes, com mesas de largura reduzida (ou efetiva).

A largura efetiva é definida como sendo uma largura fictícia que, multiplicada pela tensão máxima, fornece a mesma resultante dada pela distribuição real de tensões (figura 4.24).

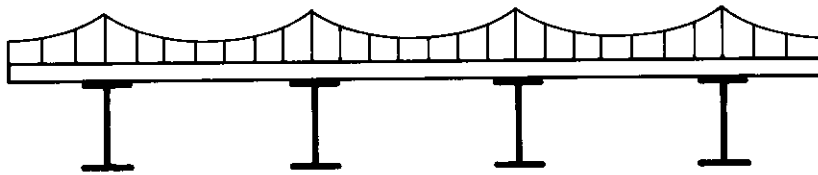


FIG. 4.23 – TENSÕES NORMAIS NA LAJE DEVIDO AO EFEITO DE "SHEAR LAG"

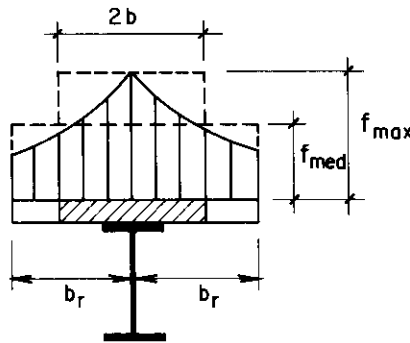


FIG. 4.24 – LARGURA EFETIVA EM VIGAS DE MESA LARGA

A largura efetiva é definida pela expressão:

$$b = \frac{f_{med}}{f_{max}} b_r \quad (4.8.1)$$

onde

f_{max} = tensão longitudinal máxima

f_{med} = tensão longitudinal média

b_r = largura real da laje

b = largura efetiva da laje

Em regime elástico, são muitos os fatores que influenciam na determinação da largura efetiva, entre eles, LAMAS [45] cita:

- geometria da estrutura, depende da viga ser isolada ou estar integrada numa estrutura contínua
- tipo de carregamento
- condições de apoio
- armadura longitudinal disposta na laje.

O cálculo desta largura efetiva em regime elástico é bastante trabalhoso, e portanto inviável de ser feito para as estruturas correntes. Assim, as normas apresentam recomendações práticas para o valor desta largura efetiva.

A NBR 8800 [10] e o AISC-ASD [1] apresentam os mesmos valores para a largura efetiva, sendo:

- a) quando a laje se estende para ambos os lados da viga, deve ser igual à menor das larguras:
 - a.1) 1/4 do vão da viga mista
 - a.2) 16 vezes a espessura da laje, mais a largura da mesa superior da viga de aço
 - a.3) a largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes.

O AISC-LRFD [2] recomenda que a porção de largura efetiva de laje de cada lado do eixo da viga de aço não pode exceder:

- 1/8 do vão da viga, de centro a centro dos apoios
- metade da distância até o eixo da viga adjacente

- a distância do centro da viga até a borda da laje.

b) quando a laje se estende para apenas um lado da viga de aço, porém cobrindo totalmente sua mesa superior, não pode ser maior que a largura desta mesa mais a menor das seguintes larguras:

b.1) $1/12$ do vão da viga mista

b.2) 6 vezes a espessura da laje

b.3) metade da distância livre entre as mesas superiores da viga considerada e a da viga adjacente

Se em regime elástico é possível recorrer a tabelas e recomendações práticas para determinação de seções equivalentes, levando-se em consideração a não uniformidade de tensões, no que se refere ao cálculo da resistência última de vigas mistas existe pouca informação sobre qual a largura de laje efetivamente mobilizada.

Em regime pós-elástico, ocorrem redistribuições plásticas de tensões que diminuem a não uniformidade de tensões axiais, se comparada com o regime elástico.

Desta forma, utilizar no cálculo de momentos últimos de seções de vigas mistas as larguras efetivas recomendadas no regime elástico é, nestes casos, uma hipótese bastante conservadora. LAMAS [45] cita que a tendência em muitos regulamentos será permitir desprezar este efeito de não uniformidade de tensões, tomando para a largura efetiva, a própria largura de influência da laje.

4.9 - INFLUÊNCIA DOS CONECTORES NA RESISTÊNCIA DAS VIGAS

Em regime elástico, o melhor aproveitamento dos conectores em vigas simplesmente apoiadas corresponde em geral a uma disposição mais concentrada junto aos apoios e mais espaçada na zona central, ou seja, é conveniente dispor mais conectores onde o fluxo de cisalhamento for maior.

Quando o comportamento dos conectores é do tipo flexível ou "dúctil", a curva força-escorregamento apresenta um patamar definido e o escorregamento final é relativamente grande (figura 3.2). Numa viga com conectores flexíveis, submetida a um carregamento estático crescente, os conectores mais solicitados ao atingirem a capacidade máxima podem continuar a deformar-se sem ruptura, de modo que os adjacentes passam a suportar os acréscimos da força de cisalhamento. Este processo corresponde a verificar-se uma redistribuição do fluxo de cisalhamento entre seções de momento fletor máximo e seções de momento fletor nulo.

Nestas condições, o processo de redistribuição pode teoricamente continuar até a ruptura dos conectores inicialmente mais carregados, e junto aos quais o escorregamento é maior, ou até que se atinja na seção mais solicitada o momento resistente máximo.

A cada uma destas situações corresponde um modo de colapso diferente: o primeiro associado à resistência máxima da conexão (interação parcial), o segundo à resistência máxima à flexão (interação completa). Pode-se notar que, independentemente do modo de colapso, tem de existir sempre equilíbrio entre a força resultante do fluxo de cisalhamento longitudinal entre seções de momento fletor máximo e nulo, e a força de compressão na laje junto à seção de momento máximo (figura 4.25).

Nas vigas mistas de edifícios, em geral com vãos entre 6 e 10 metros, o escorregamento entre aço e concreto é relativamente pequeno, de maneira que os conectores, mesmo os mais solicitados, permanecem no trecho inicial e linear do seu diagrama força-escorregamento. Assim, a flexibilidade dos conectores tem pequena influência no comportamento das vigas em serviço. No entanto, a resistência das vigas, expressa em termos do momento máximo da seção mais solicitada é condicionada pela máxima força de cisalhamento que a ligação aço-concreto pode absorver.

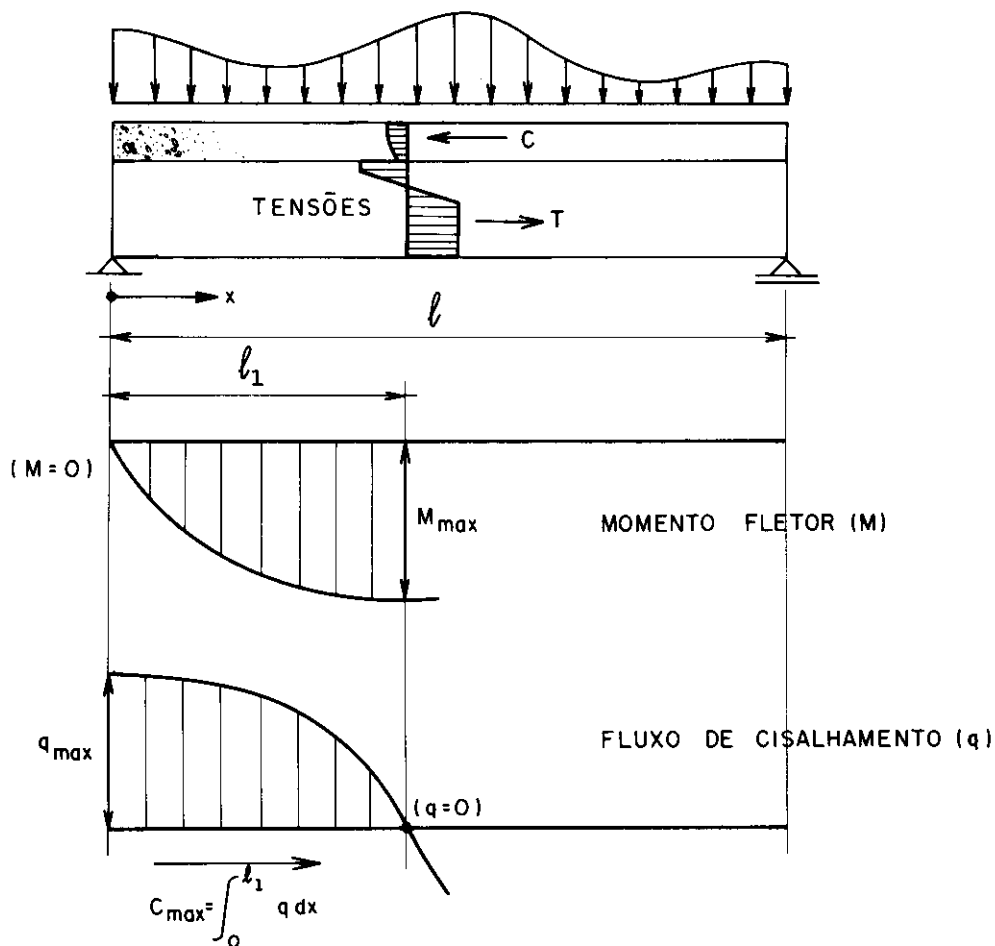


FIG. 4.25 – VIGA MISTA SOB CARREGAMENTO QUALQUER: EQUILÍBRIO ENTRE RESULTANTE DO FLUXO DE CISCALHAMENTO E FORÇA DE COMPRESSÃO NA LAJE.

YAM e CHAPMAN [62] concluíram através de ensaios e de análises numéricas elasto-plásticas em vigas mistas que, na proximidade da ruptura, torna-se difícil determinar o fluxo de cisalhamento longitudinal, mas a força de cisalhamento resultante entre seções de momento fletor máximo e nulo continua sendo facilmente determinada.

A figura 4.26 mostra, de maneira simplificada, o comportamento resistente das vigas analisadas em relação ao grau de interação. Em ordenadas tem-se o adimensional M_u/M_p , e em abcissas o grau de conexão (g), sendo:

M_u = momento fletor último,
 M_p = momento fletor de plastificação total da seção, ou seja, considerando diagramas retangulares de tensões.

Apresentando novamente as definições de g , Q_n , V_h :

g = grau de conexão, sendo dado por:

$$g = \frac{Q_n}{V_h} \quad (4.9.1)$$

$Q_n = \Sigma q_n$: resistência nominal total da conexão entre uma seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento fletor nulo

V_h = é o menor valor entre:

$$V_h = 0,85 f_{ck} A_c \quad (4.9.2)$$

ou

$$V_h = F_y A_s \quad (4.9.3)$$

A_c e A_s são as áreas de concreto e aço, respectivamente.

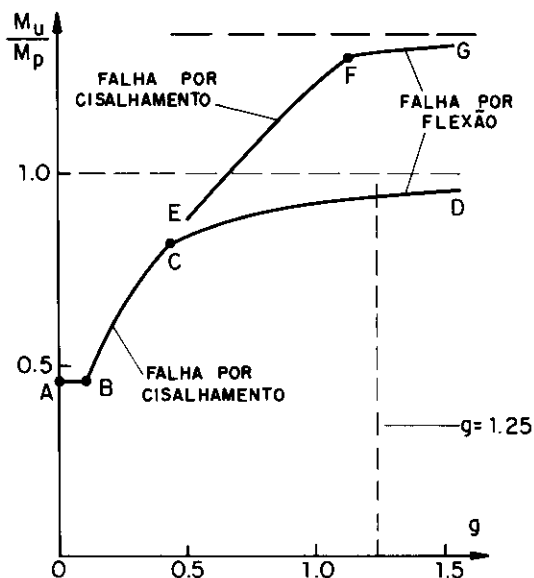


FIG. 4.26 - MOMENTO FLETOR RESISTENTE EM FUNÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO [32]

Na curva inferior (ABCD), onde o encruamento do aço não foi considerado, tem-se:

- trecho AB: o efeito da interação é desprezível, tem-se a resistência da seção de aço isolada (M_a)
- trecho BC: o efeito da interação já é considerável, mas o modo de falha é a ruptura da conexão, ou seja, tem-se interação parcial
- trecho CD: a falha se deu por esmagamento do concreto na seção mais solicitada, embora o momento último M_u sempre tenha sido inferior ao M_p

Na curva superior (EFG), onde o encruamento do aço foi considerado, o momento último M_u ultrapassou M_p , e o trecho (BCD) foi elevado para o trecho (EFG).

Com relação à distribuição dos conectores ao longo da viga, foram analisadas vigas sujeitas à força uniformemente distribuída com espaçamento uniforme e espaçamento triangular de conectores. A figura 4.27 mostra o comportamento típico da distribuição do fluxo de cisalhamento (q) ao longo da viga, nas proximidades da ruptura, onde pode ser notado que o espaçamento uniforme de conectores conduz a valores menores e mais uniformes do fluxo de cisalhamento, ficando caracterizada a redistribuição do fluxo de cisalhamento.

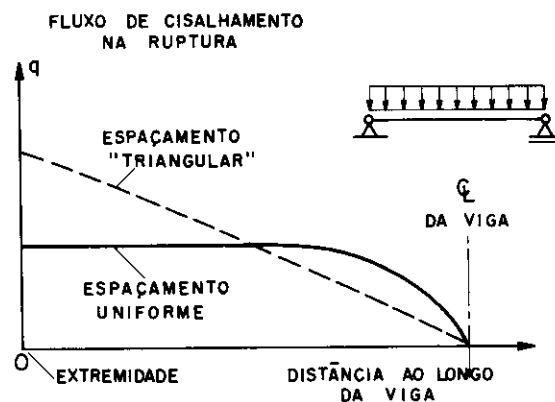


FIG. 4.27 — FLUXO DE CISALHAMENTO EM VIGA COM CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO, NAS PROXIMIDADES DA RUPTURA. [32]

Em se tratando de vigas com forças concentradas relativamente altas, os conectores podem ser uniformemente distribuídos, porém trecho a trecho conforme mostra a figura 4.28. A norma brasileira NBR 8800 [10] e as normas norte-americanas do AISC [1,2], recomendam que o número de conectores entre a seção de aplicação da força concentrada e a seção adjacente de momento nulo (n') deve ser:

$$n' = n \left[\frac{M_1 - M_a}{M_{\max} - M_a} \right] \quad (4.9.4)$$

onde

n = número de conectores a serem colocados entre a seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento fletor nulo

M_1 = momento fletor no ponto de aplicação da força

M_a = momento resistente da viga de aço isolada

M_{\max} = momento fletor máximo

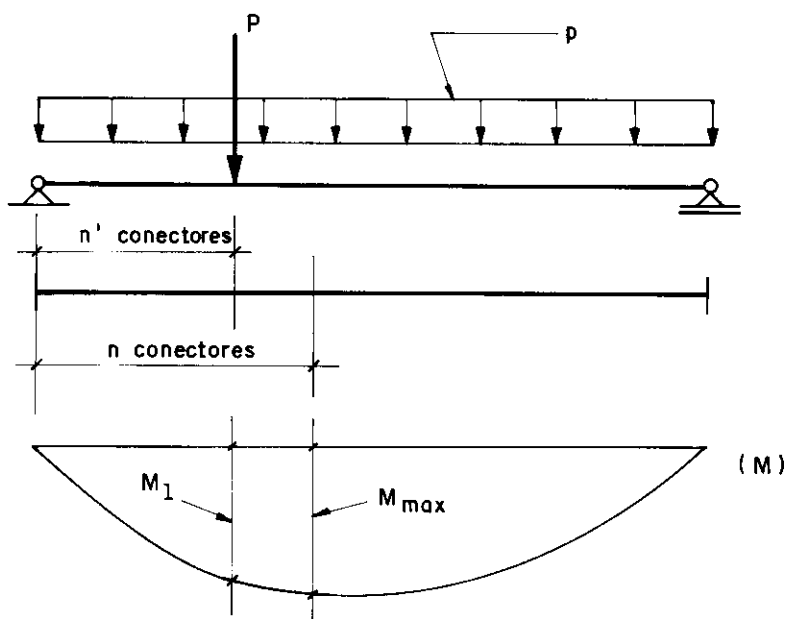


FIG. 4.28 — DISTRIBUIÇÃO DOS CONECTORES EM VIGAS COM FORÇA CONCENTRADA

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

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS MISTAS
AÇO-CONCRETO CONSTITUÍDAS POR PERFIS DE CHAPA DOBRADA
— ANEXOS —

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de "Doutor em Engenharia", área de Estruturas.

Eng. MAXIMILIANO MALITE
ORIENTADOR: Prof. Dr. WALTER ABRAHÃO NIMIR

COMISSÃO JULGADORA:

Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir (Orientador)
Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs
Prof. Dr. Roberto Martins Gonçalves
Prof. Dr. José Luiz Antunes de Oliveira e Souza
Prof. Dr. Aluizio Fontana Margarido

Suplentes:

Prof. Dr. José Elias Laier
Prof. Dr. Walter Savassi
Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
Prof. Dr. João Cyro André

São Carlos, 12 de julho de 1993

APRESENTAÇÃO

Estes anexos complementam a tese em questão, apresentando, sob forma de gráficos e tabelas, uma ampla gama de resultados obtidos nos ensaios em conectores e em vigas, os quais poderão auxiliar o leitor na interpretação das análises contidas no texto da tese.

No ANEXO I são apresentados os gráficos obtidos dos ensaios "push-out", mostrando o comportamento força contra deslocamento relativo aço-concreto nos trinta e seis modelos ensaiados.

No ANEXO II são apresentados, para as vigas VA 1, VA 2, VM 1 a VM 4, os valores de deformações nos extensômetros uniaxiais e nas rosetas retangulares.

No ANEXO III são apresentados, para as vigas mistas preenchidas VP 1 e VP 2, os valores de deformações nos extensômetros uniaxiais e nas rosetas retangulares posicionadas no aço e no concreto.

ANEXOS

ANEXO I - gráficos força-deslocamento dos ensaios em conectores de cisalhamento

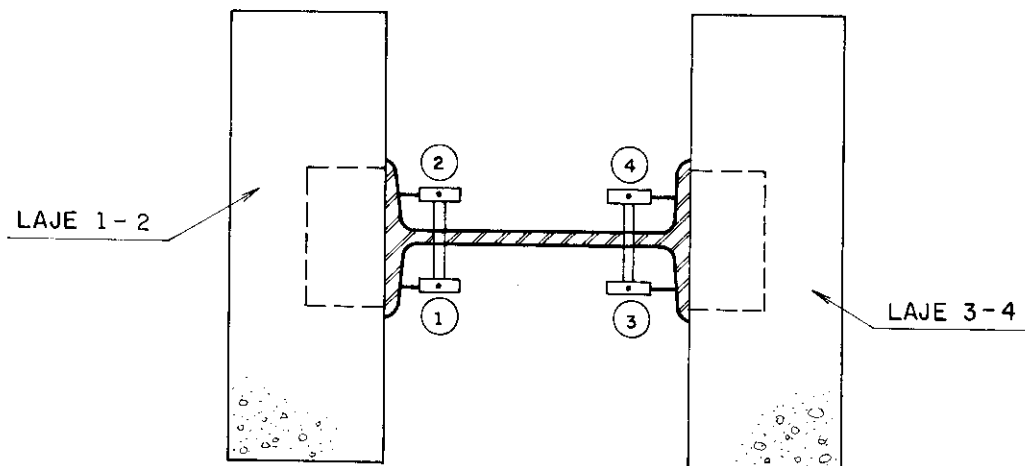
ANEXO II - resultados dos ensaios nas vigas VA 1, VA 2, VM 1 a VM 4: deformações nos extensômetros uniaxiais e rosetas retangulares

ANEXO III - resultados dos ensaios nas vigas VP 1 e VP 2: deformações nos extensômetros uniaxiais e rosetas retangulares

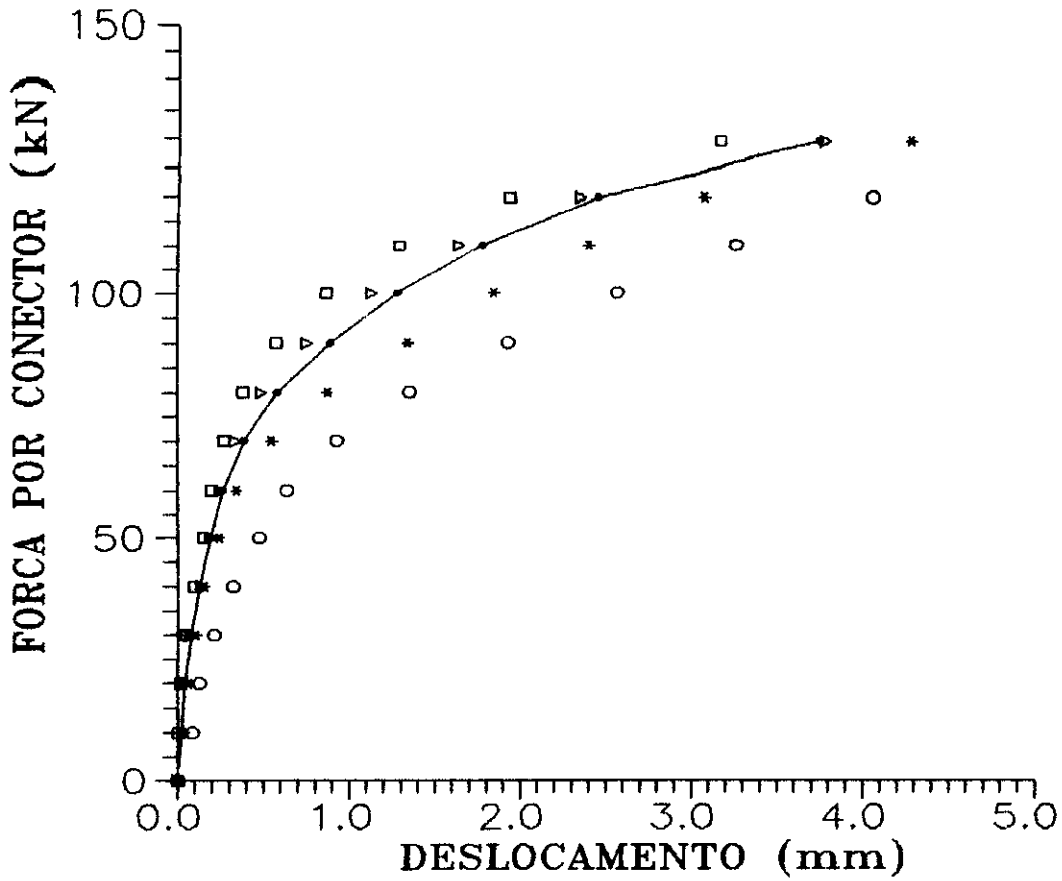
ANEXO I

- GRÁFICOS FORÇA-DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS EM
CONECTORES DE CISCALHAMENTO

NOTA: posições 1,2,3,4 referem-se ao posicionamento dos
relógios comparadores no modelo conforme mostra
a figura seguinte.

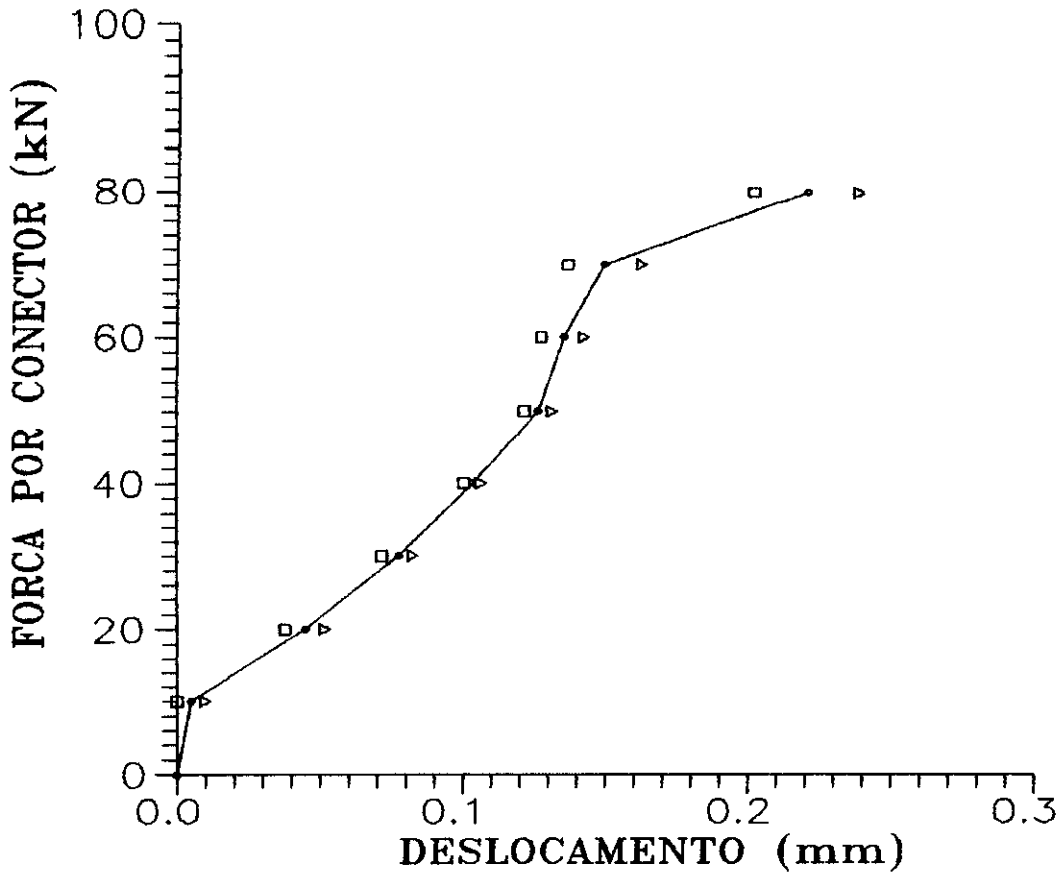


CONECTOR TIPO A
MODELO AI-1
P(ruptura): 135 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



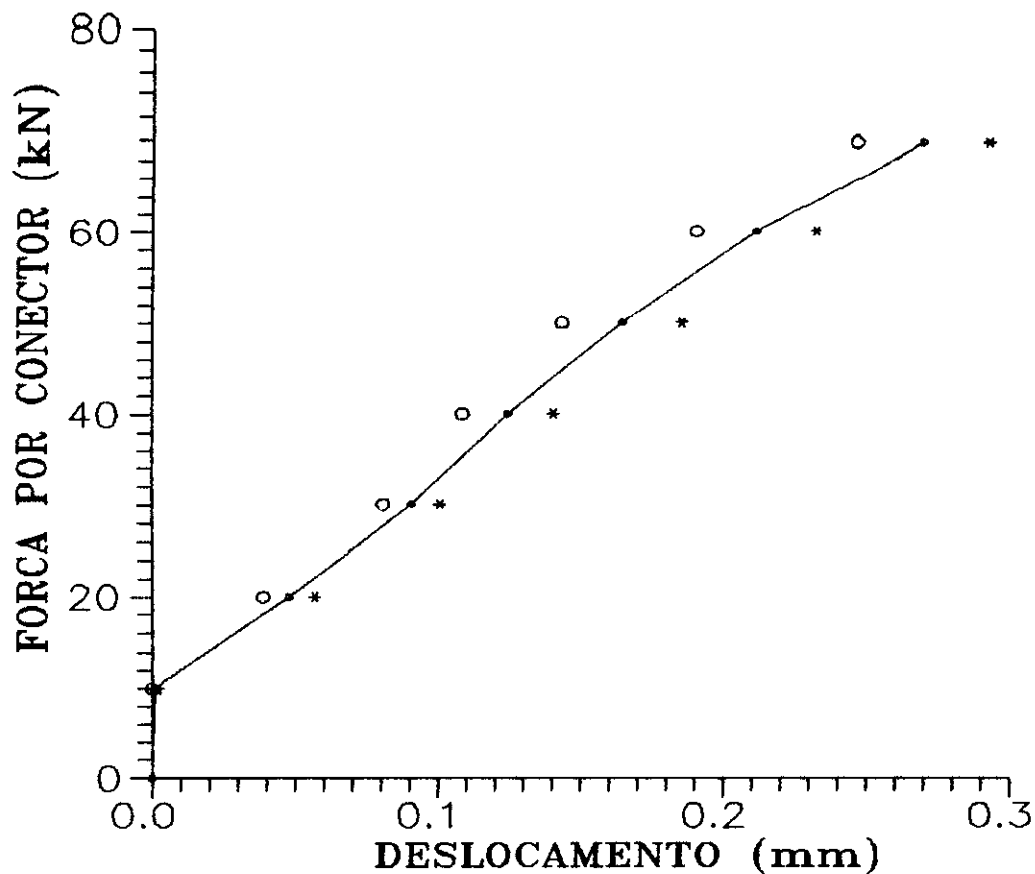
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
ooooo POSICAO 4
..... VALORES MEDIOS (posicoes 1,3,4)

CONECTOR TIPO A
MODELO AI-2 (INVERTIDO)
P(ruptura): 80 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4



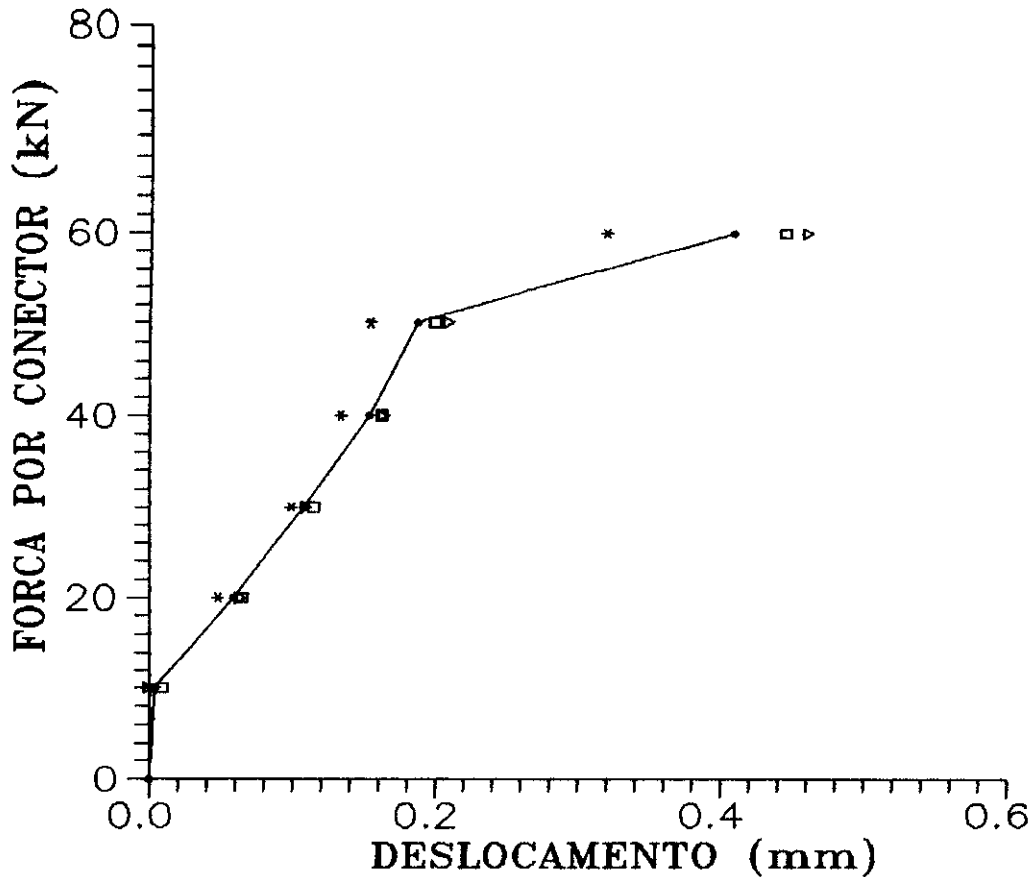
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS (posicoes 3,4)
POSICOES 1 e 2: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AI-3 (INVERTIDO)
P(ruptura): 75 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 1-2



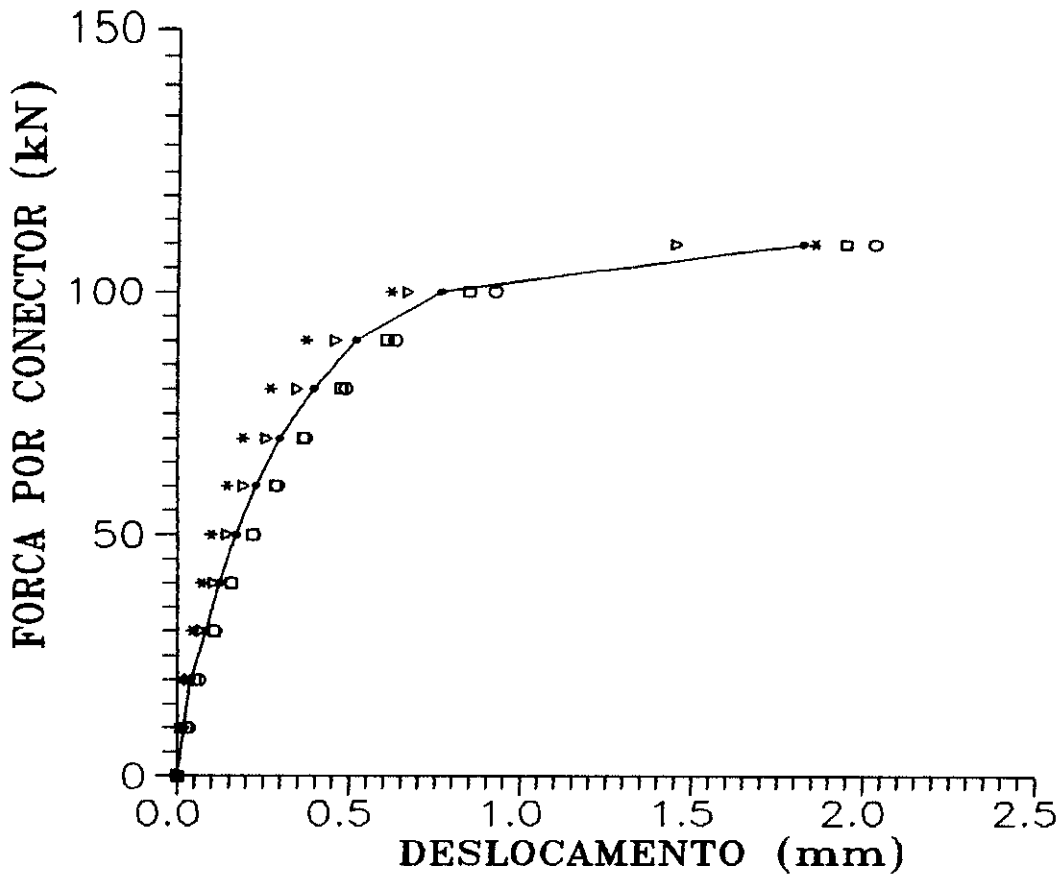
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
—••••• VALORES MEDIOS (posicoes 1,2)
POSICOES 3 e 4: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AII-1 (INVERTIDO)
P(ruptura): 65 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



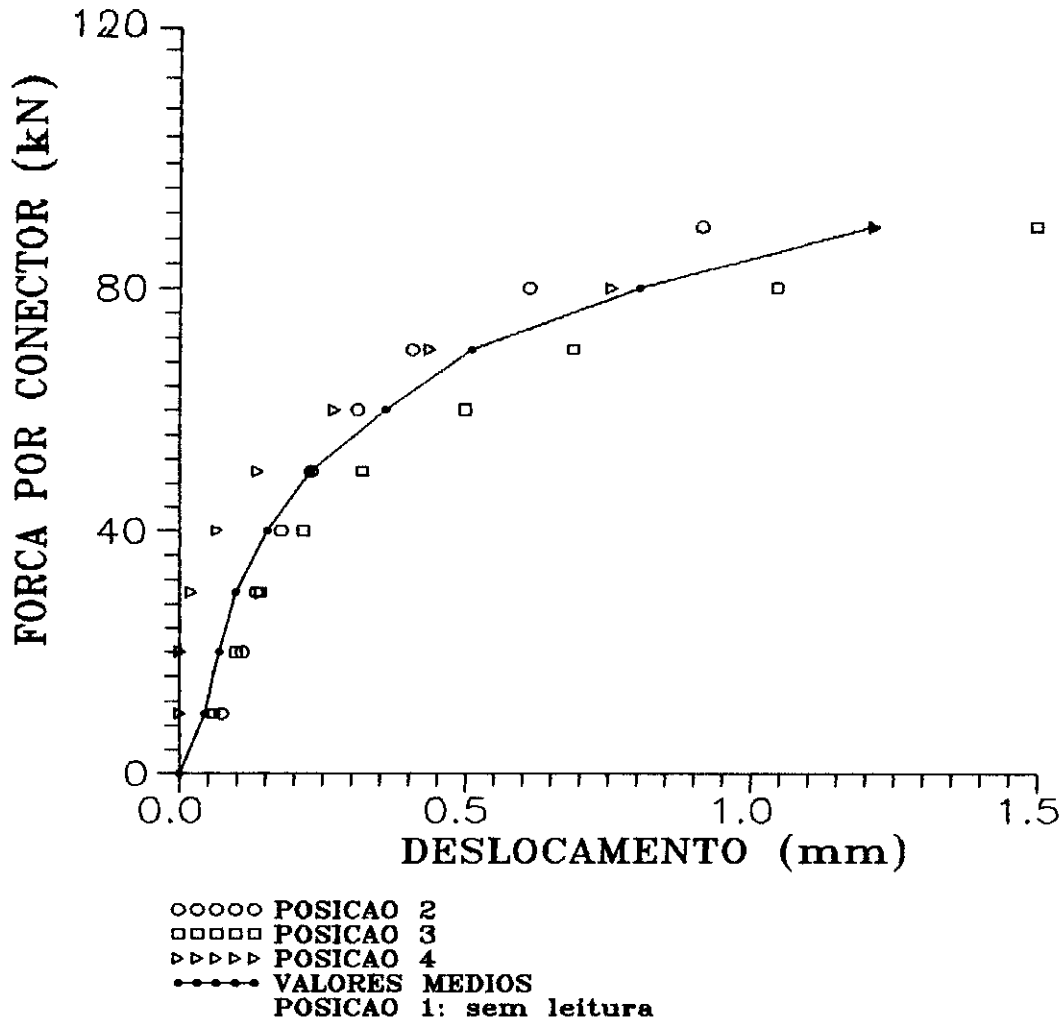
***** POSICAO 1
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS (posicoes 1,3,4)
POSICAO 2: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AII-2
P(ruptura): 117,5 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4

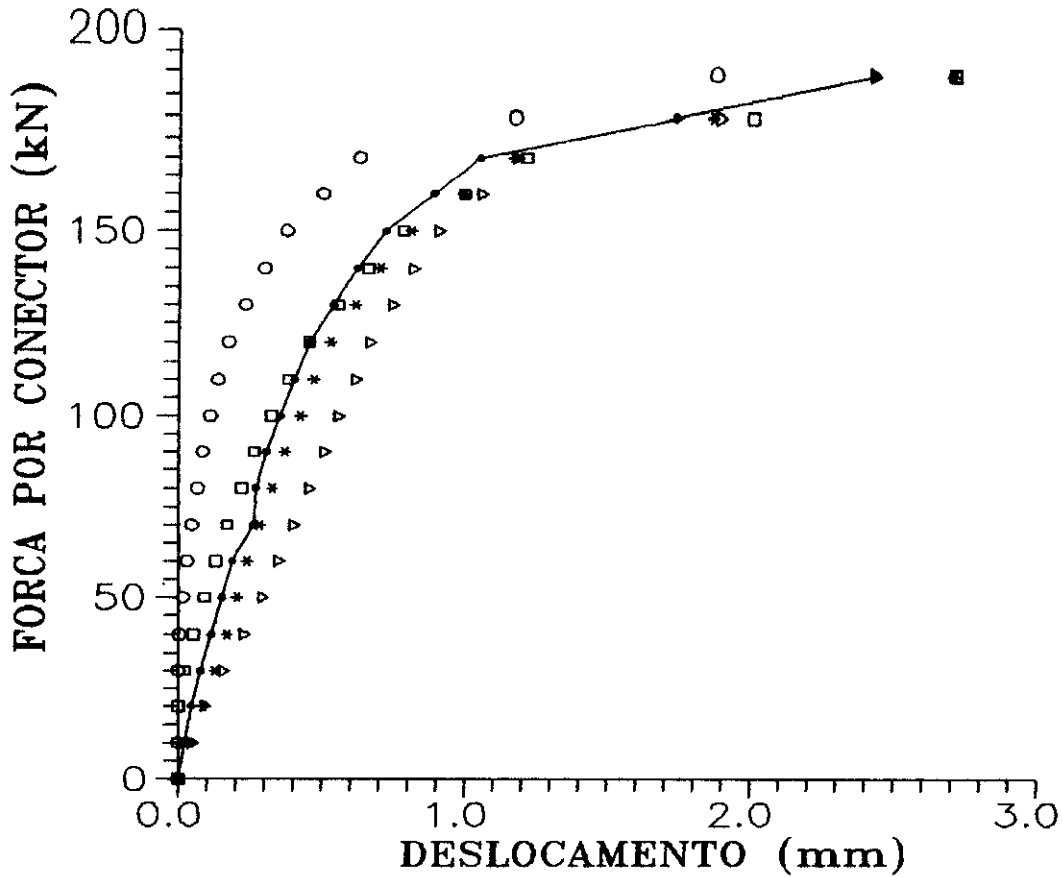


***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▷▷▷▷ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS (posicoes 1,2,3,4)

CONECTOR TIPO A
MODELO AII-3
P(ruptura): 120 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4

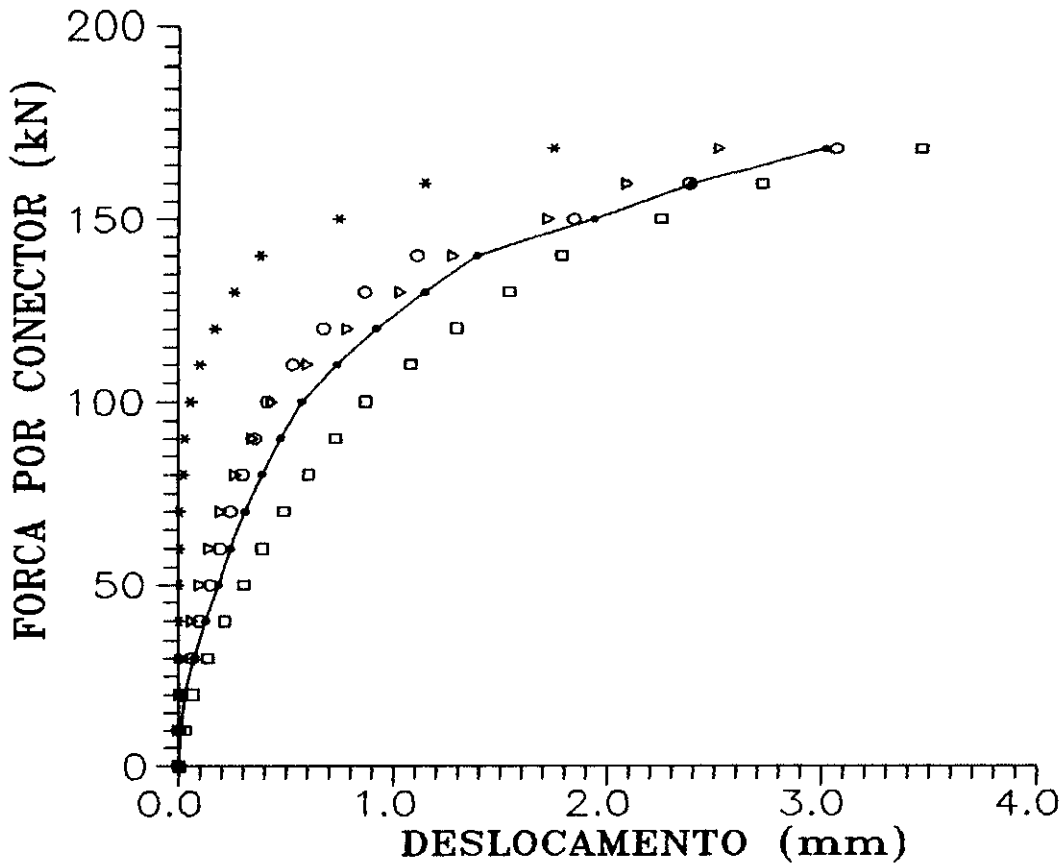


CONECTOR TIPO B
MODELO BI-1
P(ruptura): 195 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4



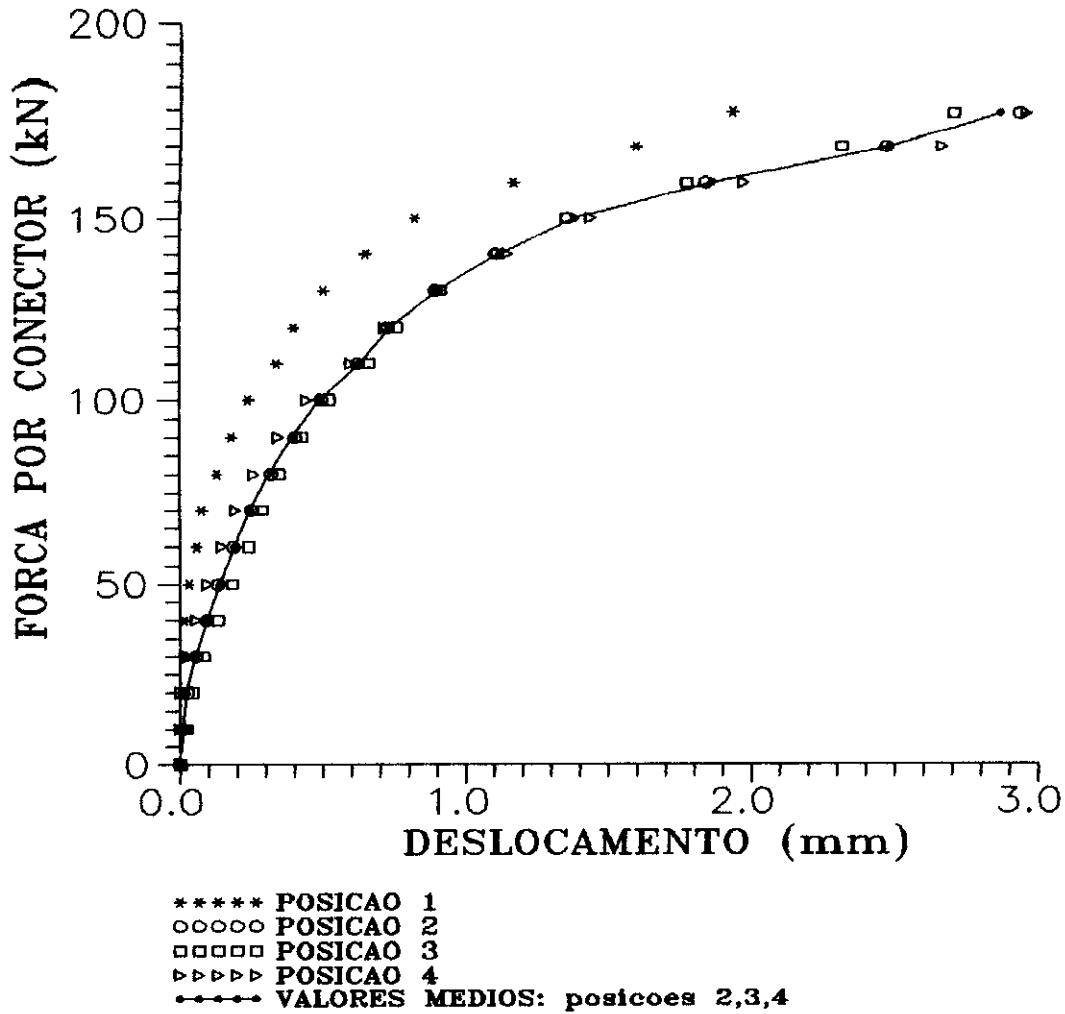
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BI-2
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4

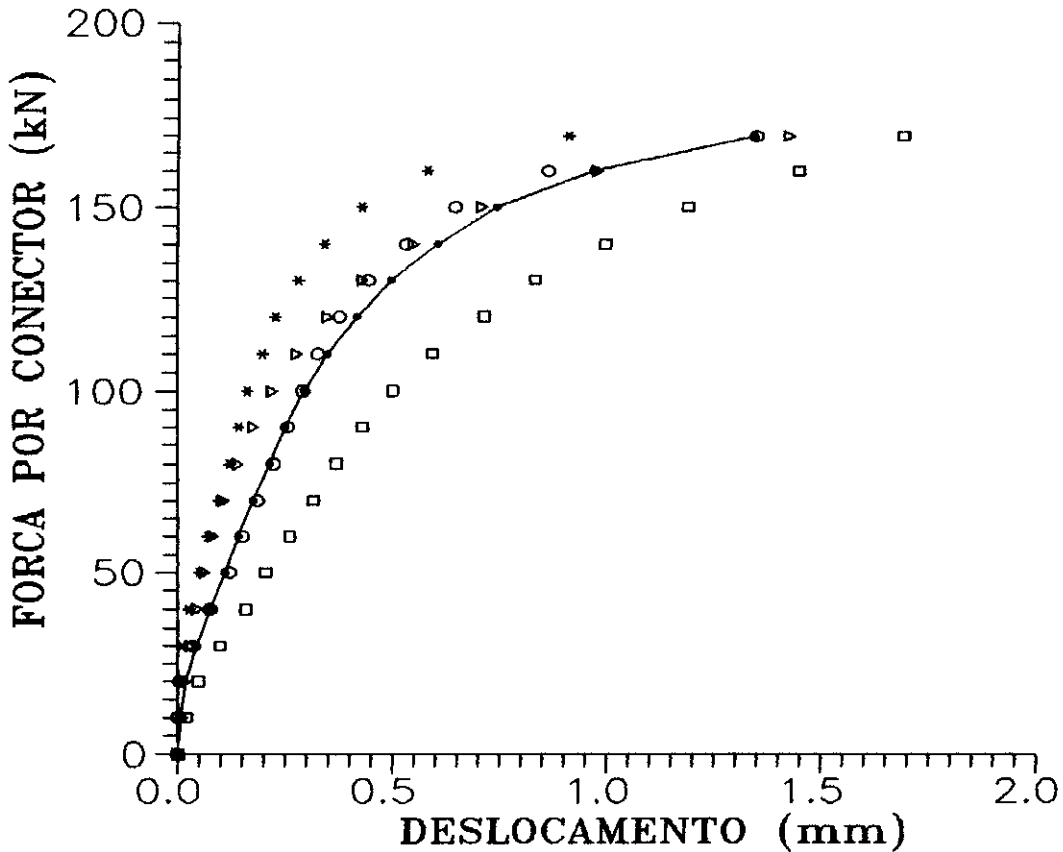


***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BI-3
P(ruptura): 187,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4

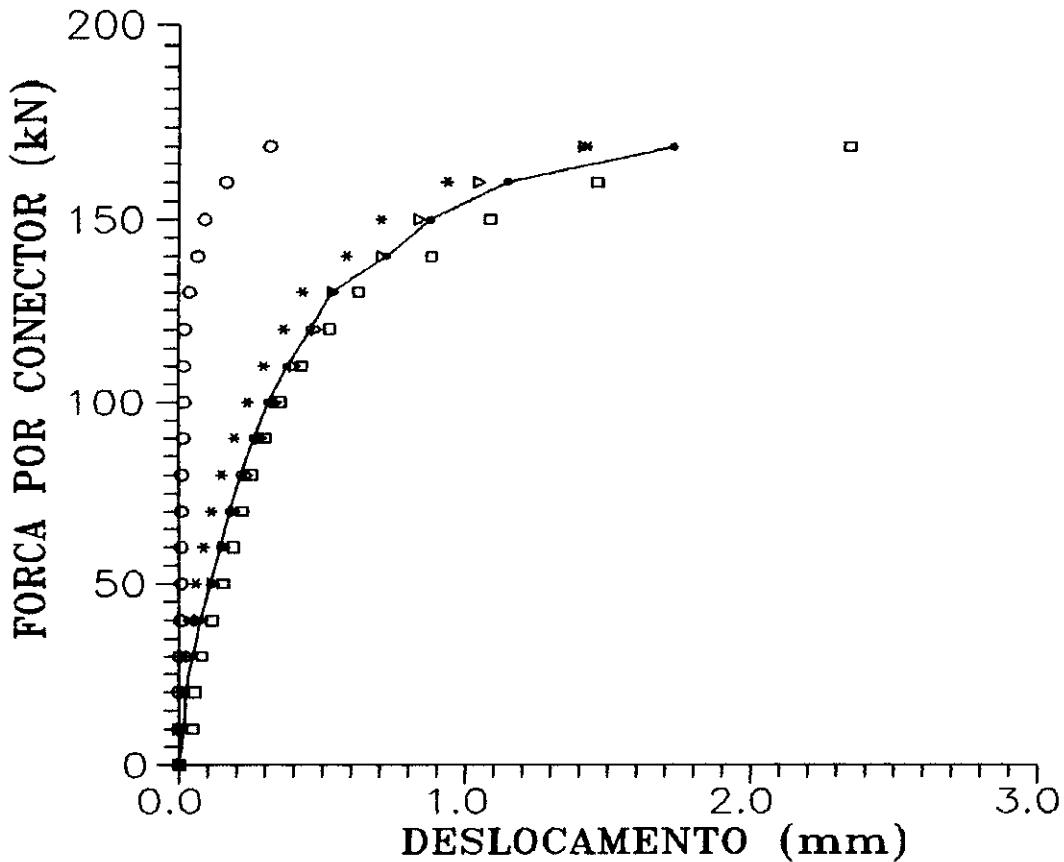


CONECTOR TIPO B
MODELO BII-1
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



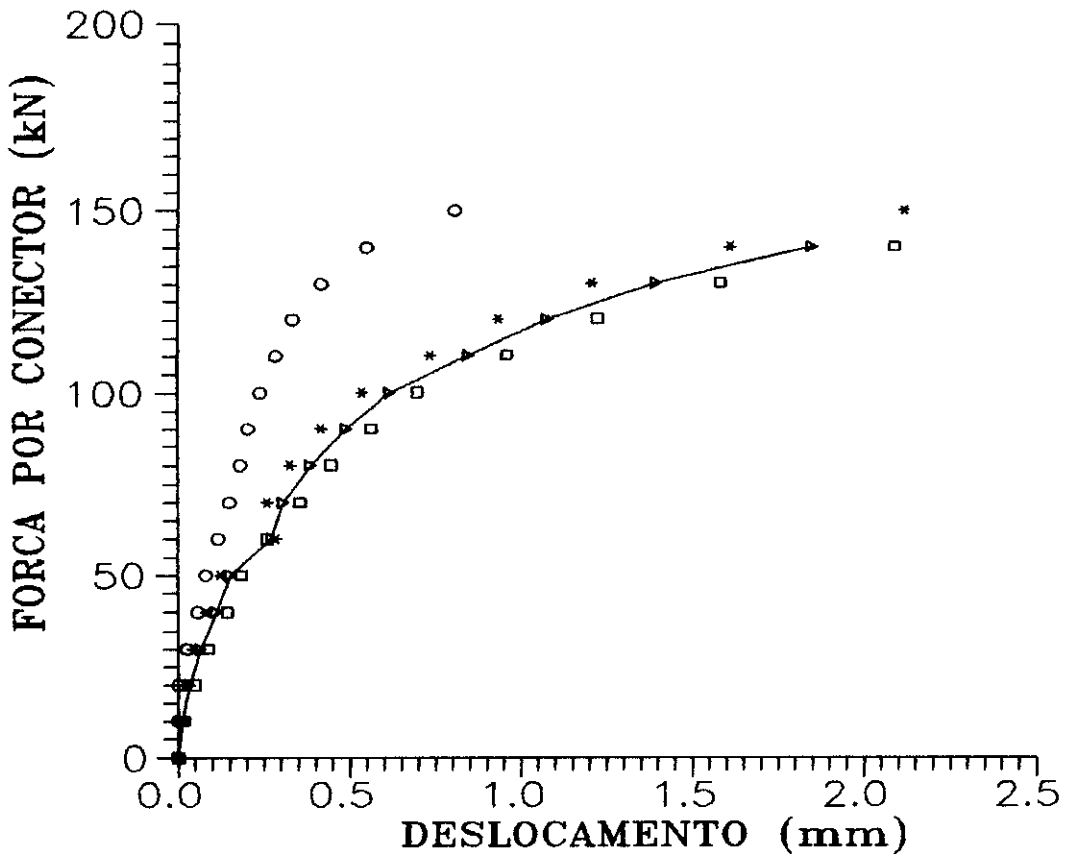
***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▴▴▴▴ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BII-2
P(ruptura): 177,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



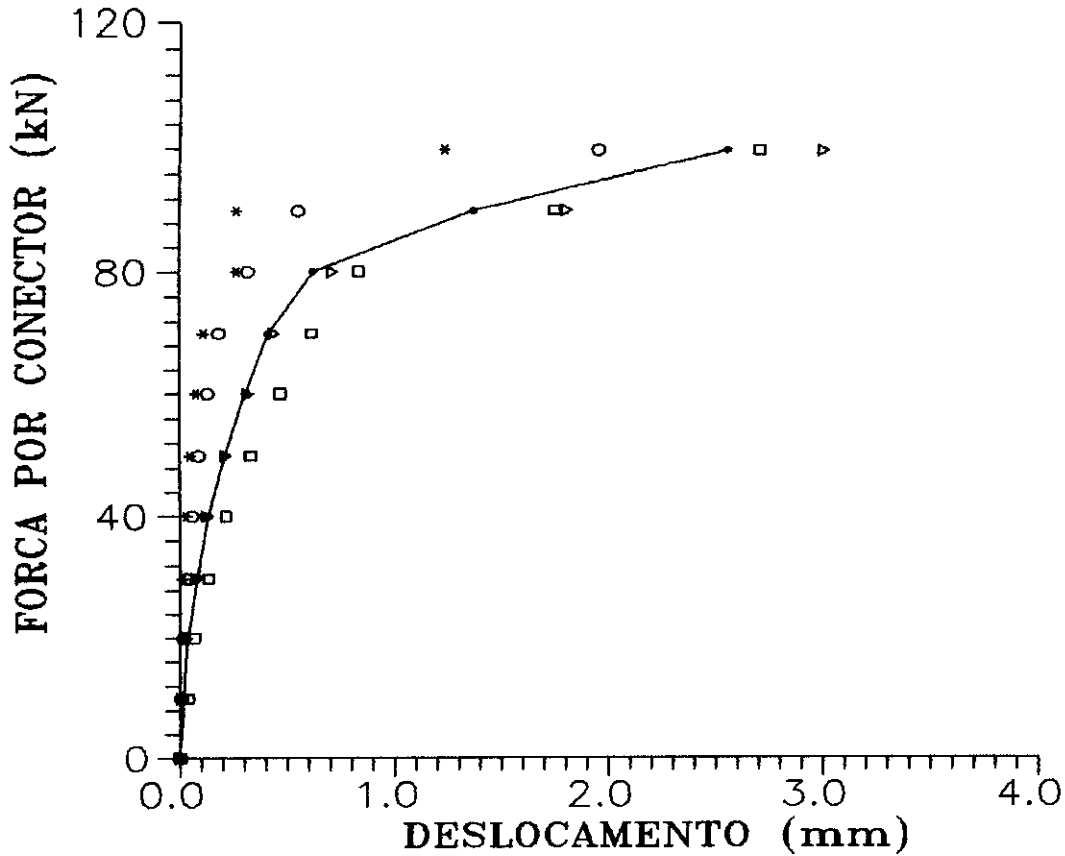
***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BII-3
P(ruptura): 157,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4



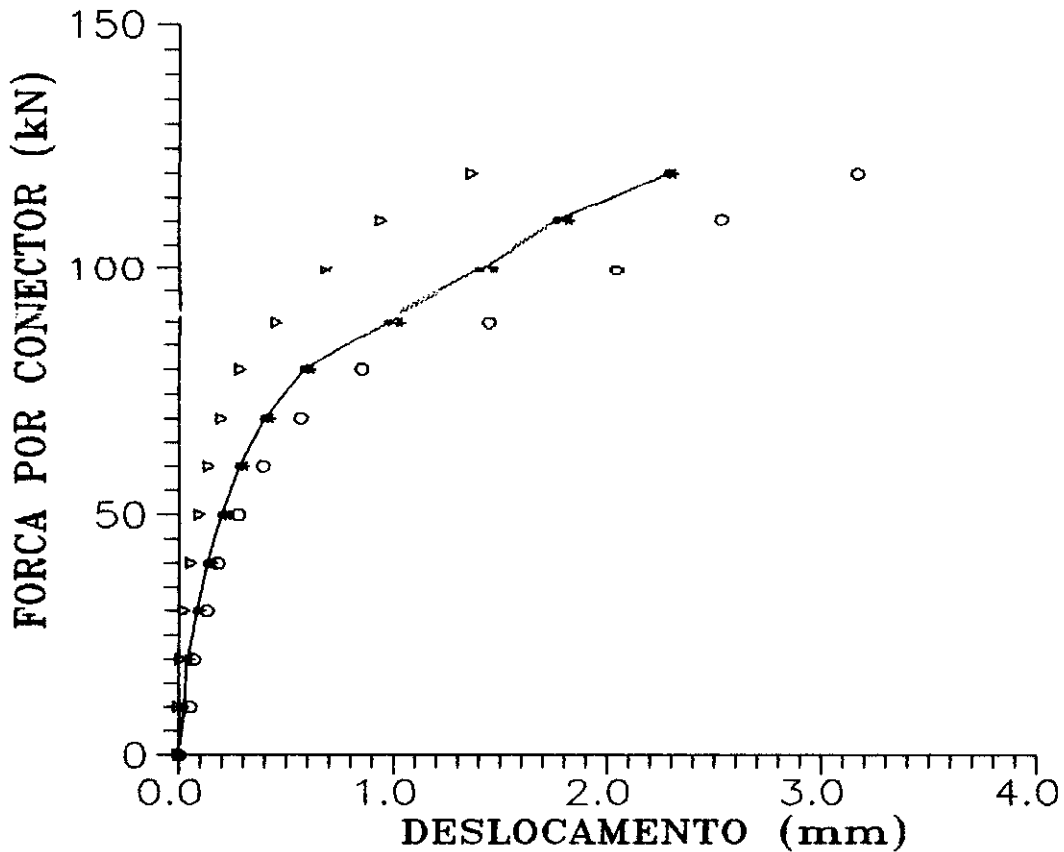
***** POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
□□□□ POSICAO 4
▶▶▶▶ VALORES MEDIOS: posicoes 2,4
POSICAO 1: sem leitura

CONECTOR TIPO C
MODELO CI-1
P(ruptura): 117,5 kN
FALHA: ruptura do conector
3-4



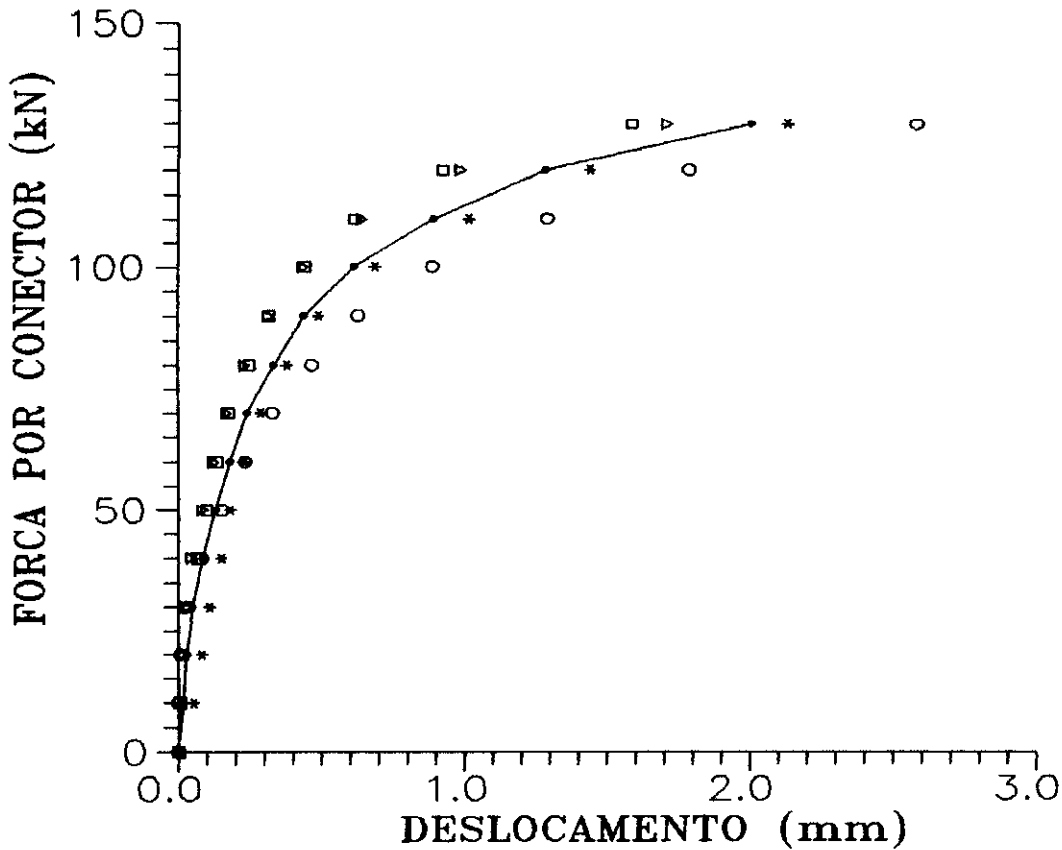
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO C
MODELO CI-2
P(ruptura): 132,5 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



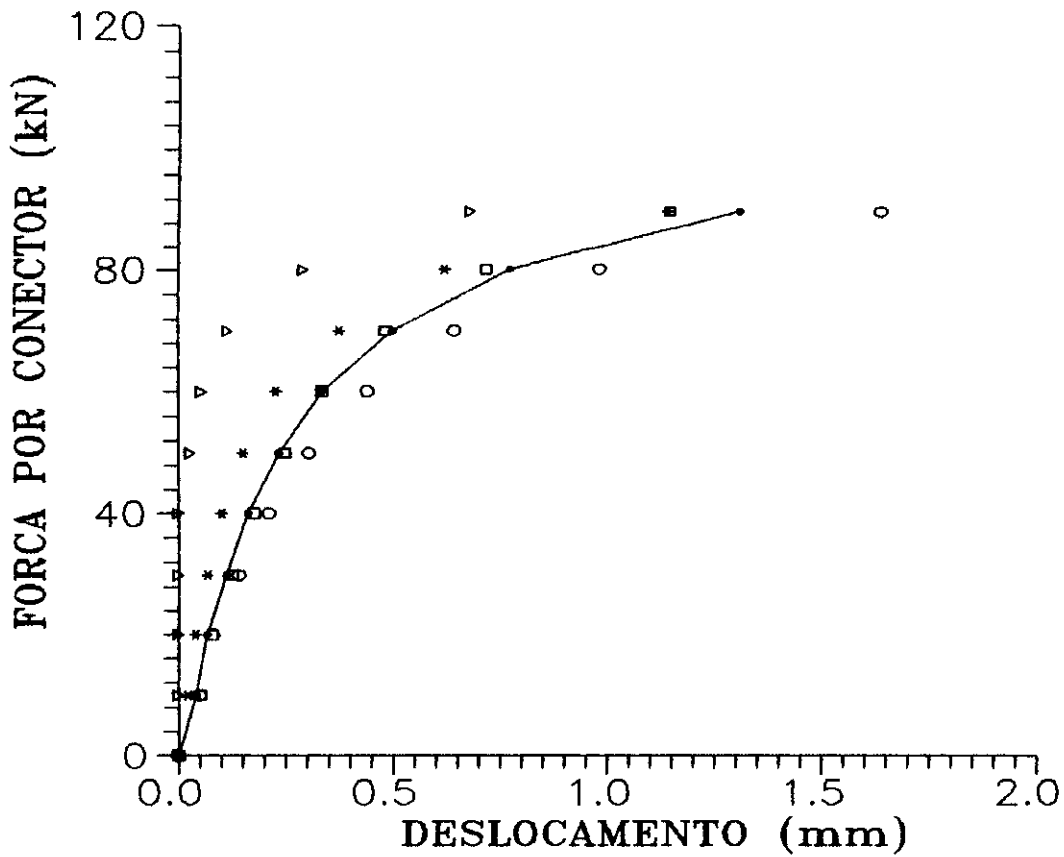
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
>>>>> POSICAO 4
- - - - - VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4
POSICAO 3: sem leitura

CONECTOR TIPO C
MODELO CI-3
P(ruptura): 135 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



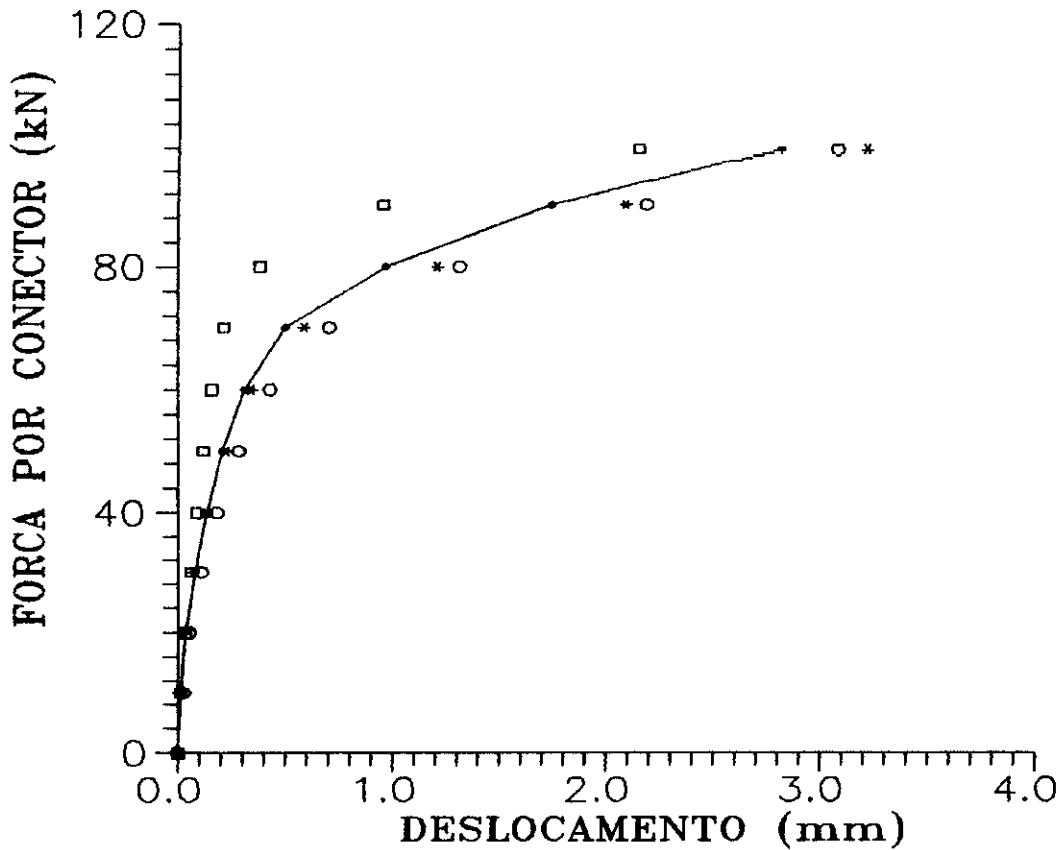
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-1
P(ruptura): 105 kN
FALHA: ruptura do conector
1-2



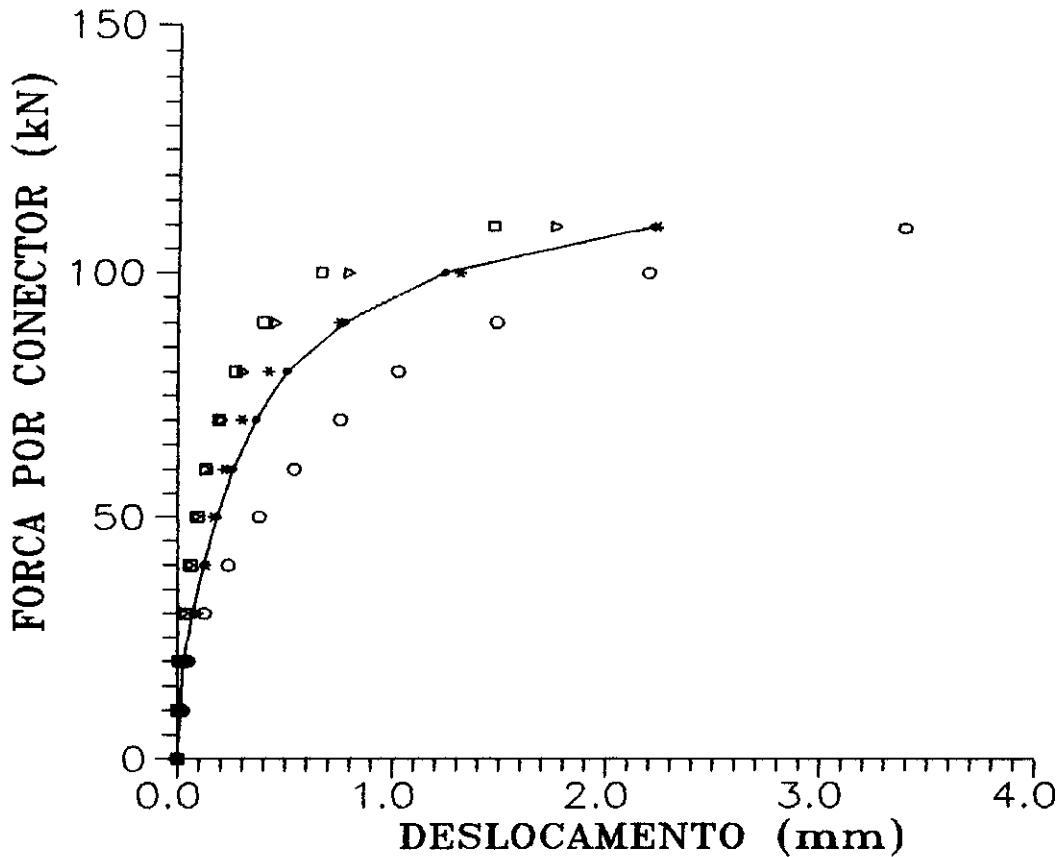
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
>>>>> POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-3
P(ruptura): 105 kN
FALHA: ruptura do conector
1-2



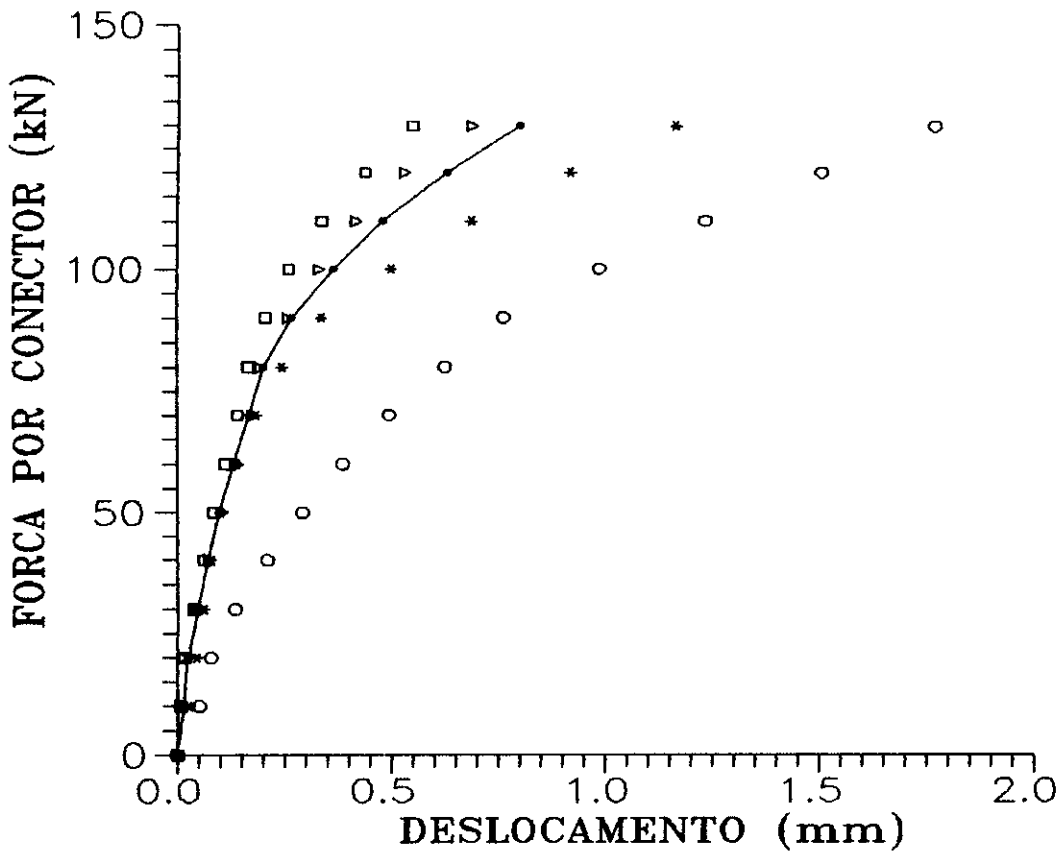
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3
POSICAO 4: sem leitura

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-2
P(ruptura): 115 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



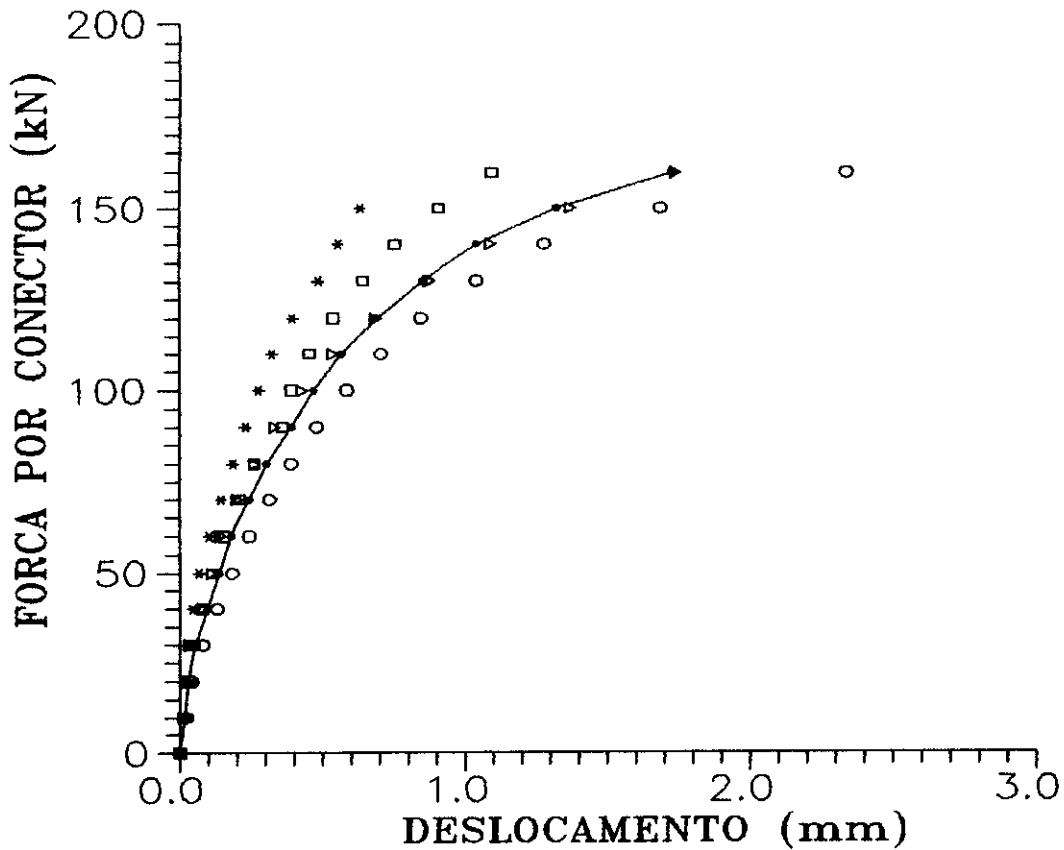
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▶▶▶▶ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DI-1
P(ruptura): 155 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



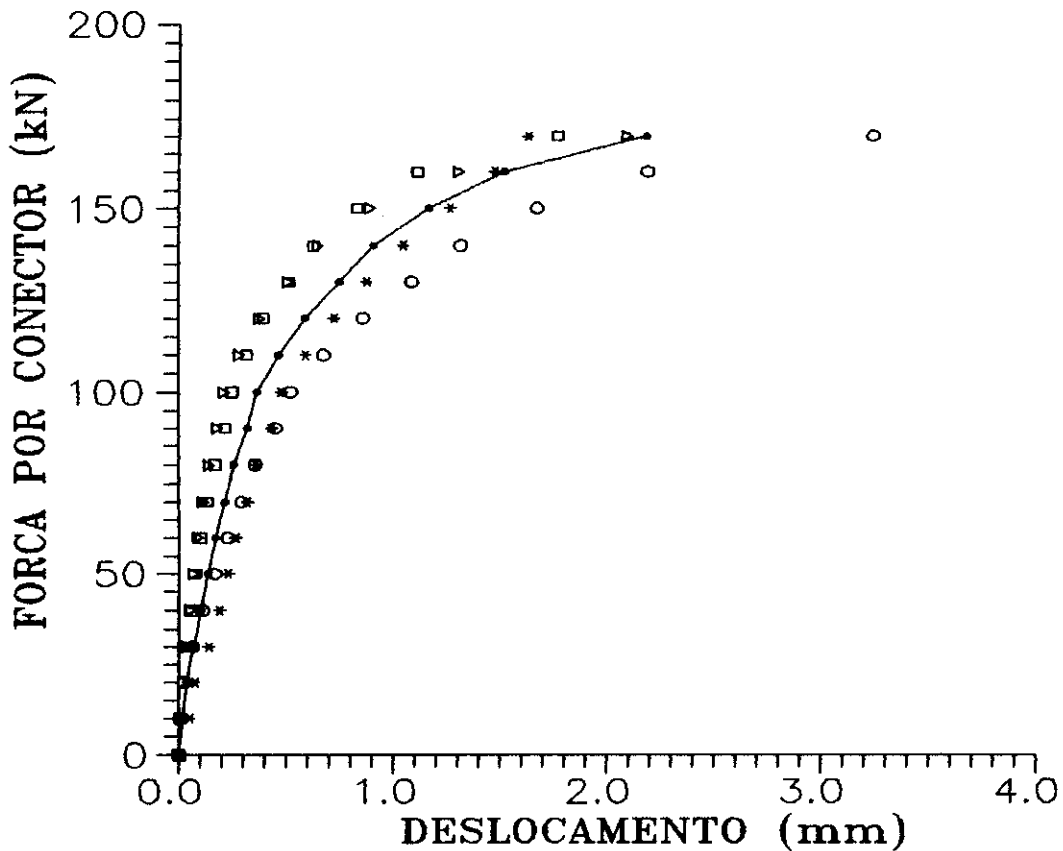
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
>>>>> POSICAO 4
----- VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DI-2
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



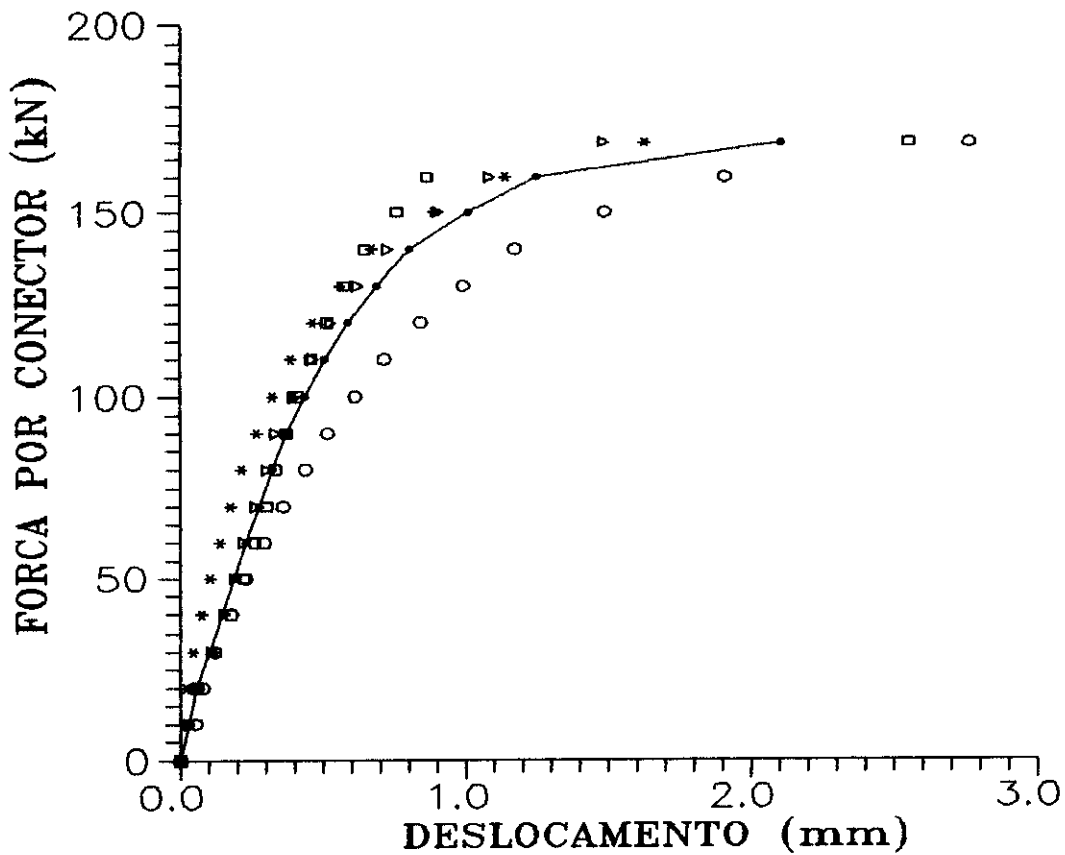
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
—●—●— VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DI-3
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



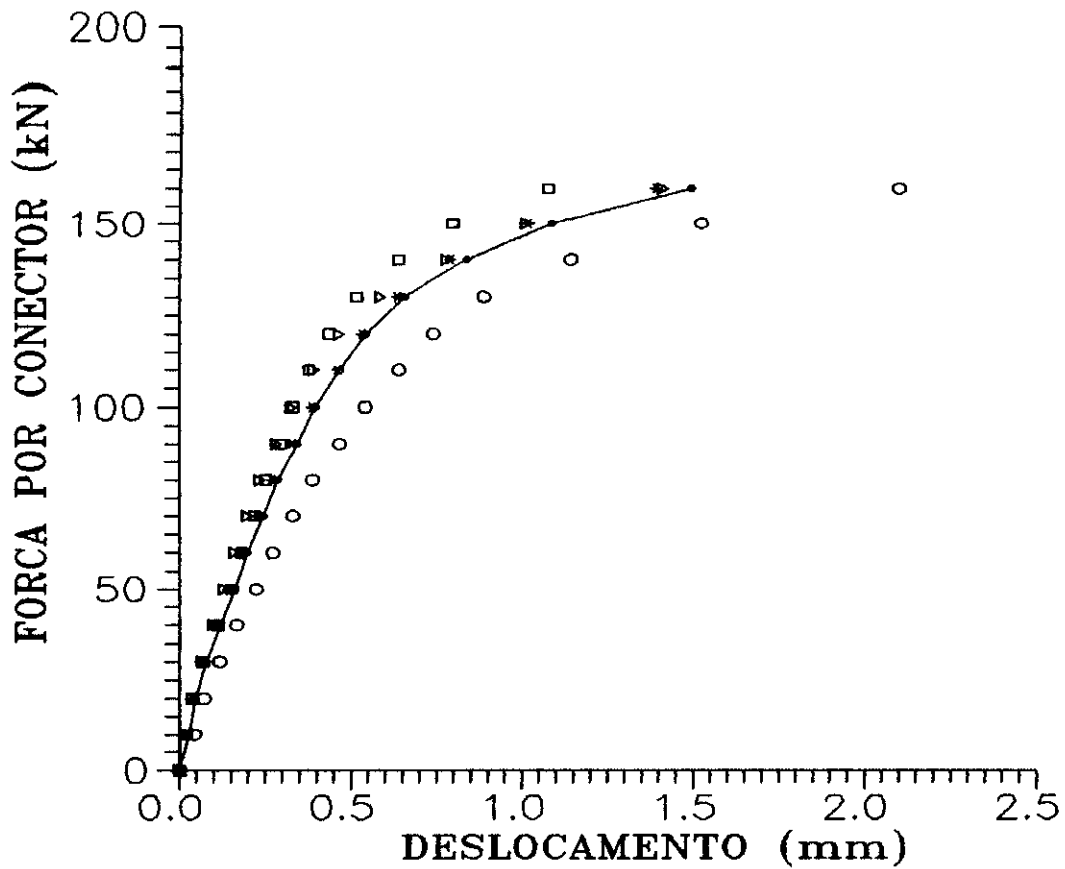
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-1
P(ruptura): 177,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



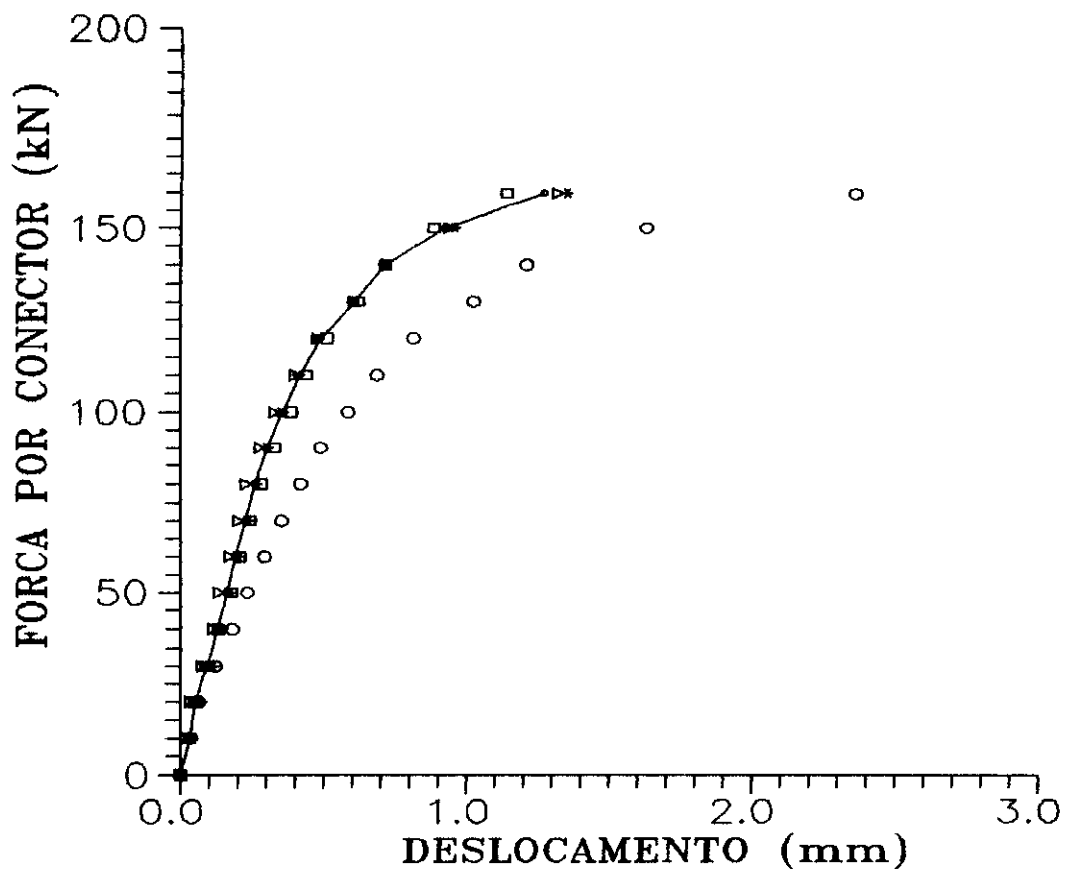
***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-2
P(ruptura): 170 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-3
P(ruptura): 167,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



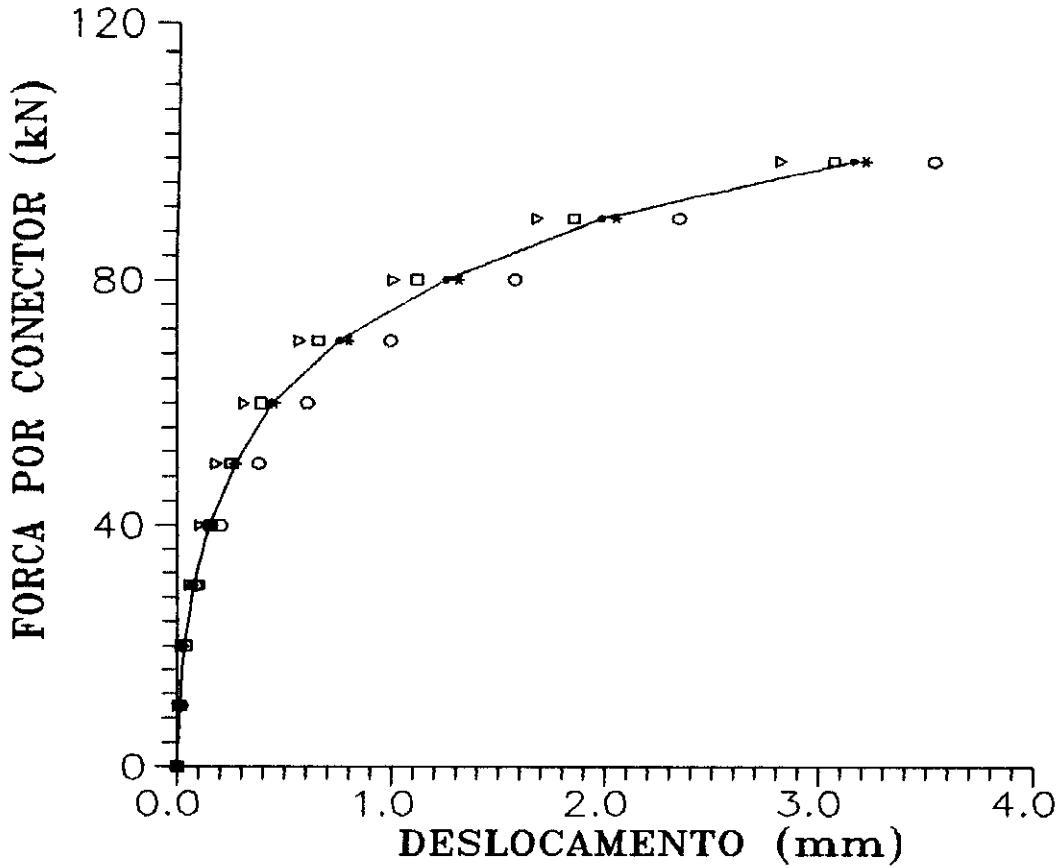
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

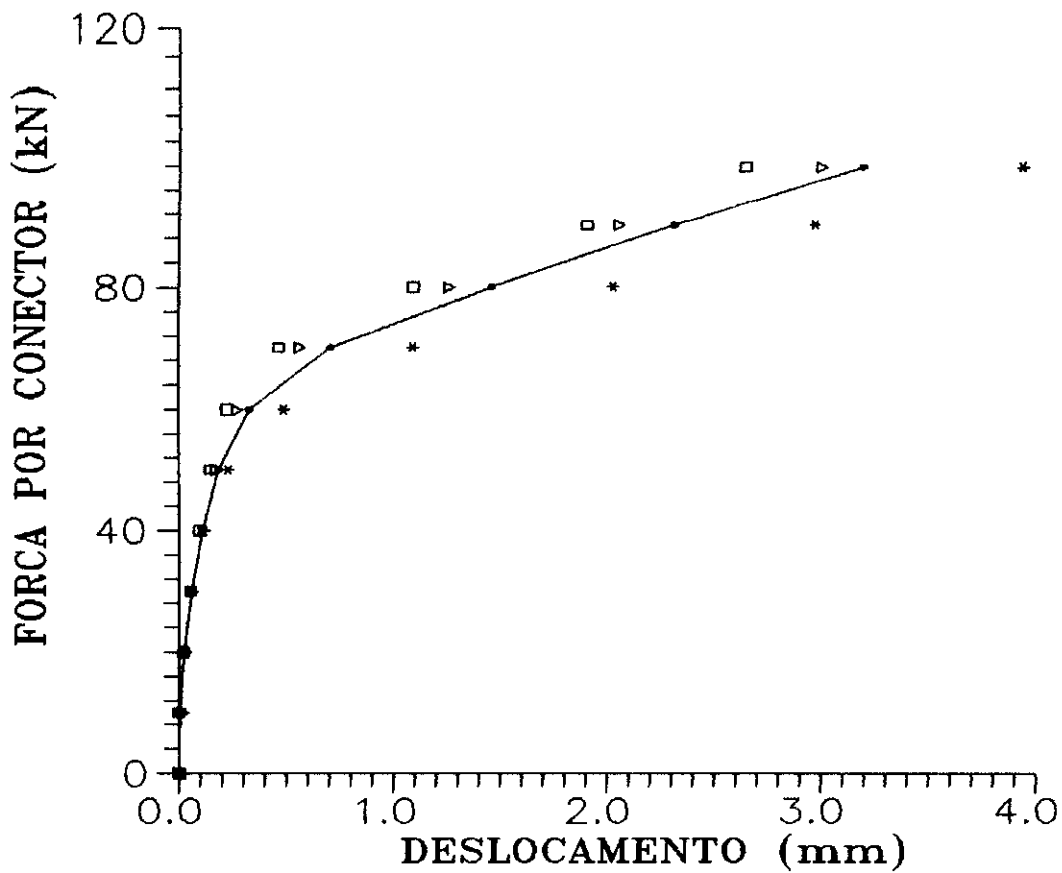
C061	C062	C063	C064	C004	C005	C006	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
2.4	2.6	2.4	2.6	-1.	-18.	+1.	+18.	-18.	+0.28	-0.28	-46.5
4.8	5.1	4.8	5.2	-2.	-33.	+0.	+31.	-33.	+0.48	-0.53	-45.8
0.1	0.0	0.1	0.1	+0.	-12.	+1.	+13.	-12.	+0.21	-0.19	-46.1
2.4	2.5	2.4	2.6	+0.	-22.	+1.	+23.	-22.	+0.36	-0.34	-45.6
4.8	5.1	4.8	5.2	-2.	-33.	+0.	+31.	-33.	+0.48	-0.53	-45.8
7.1	7.7	7.3	7.8	-3.	-48.	-1.	+44.	-48.	+0.66	-0.77	-45.6
9.5	10.4	9.9	10.5	-2.	-61.	-2.	+57.	-61.	+0.87	-0.98	-45.0
11.9	13.0	12.3	13.1	-3.	-75.	-5.	+67.	-75.	+1.00	-1.22	-44.6
14.2	15.6	14.7	15.7	-4.	-90.	-8.	+79.	-90.	+1.16	-1.49	-44.4
16.6	18.1	17.2	18.4	-6.	-105.	-10.	+88.	-105.	+1.27	-1.74	-44.3
19.0	20.6	19.6	21.0	-7.	-120.	-13.	+100.	-120.	+1.43	-2.00	-44.1
21.3	23.3	22.0	23.6	-9.	-135.	-17.	+109.	-135.	+1.54	-2.28	-44.0
23.8	25.7	24.5	26.3	-10.	-150.	-21.	+120.	-150.	+1.67	-2.55	-43.8
26.2	28.4	26.9	28.9	-11.	-165.	-25.	+129.	-166.	+1.78	-2.83	-43.7
28.5	30.0	29.3	31.5	-13.	-182.	-29.	+139.	-182.	+1.88	-3.12	-43.6
30.9	33.4	31.8	34.1	-16.	-201.	-36.	+149.	-201.	+1.97	-3.49	-43.4
33.3	36.0	34.1	36.7	-21.	-222.	-45.	+157.	-223.	+2.02	-3.92	-43.2
35.7	38.6	36.5	39.3	-26.	-243.	-53.	+165.	-244.	+2.05	-4.33	-43.1
38.1	40.9	38.4	41.9	-40.	-273.	-65.	+169.	-273.	+1.93	-4.97	-43.4
39.4	41.1	38.5	43.5	-82.	-317.	-76.	+160.	-317.	+1.44	-6.01	-45.3
0.1	0.1	0.1	0.1	-34.	-66.	-14.	+18.	-67.	-0.04	-1.37	-51.8

CONECTOR TIPO E
MODELO EI-1
P(ruptura): 130 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



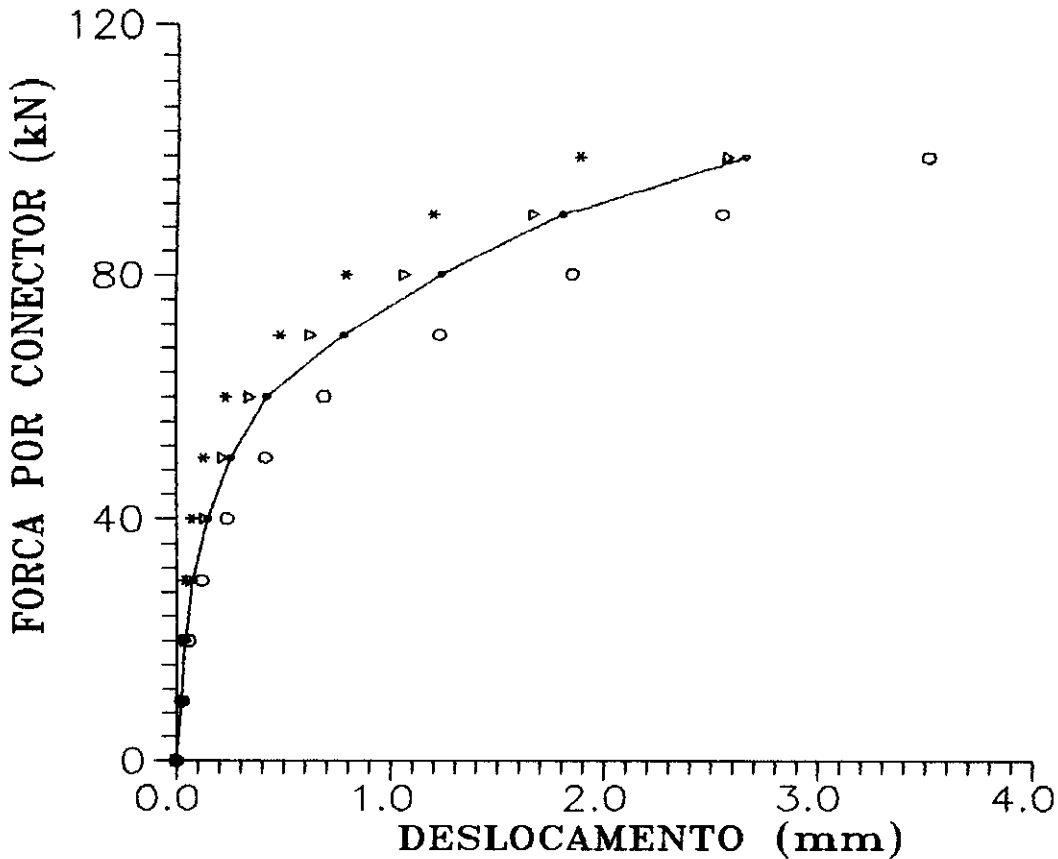
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO E
MODELO EI-2
P(ruptura): 120 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



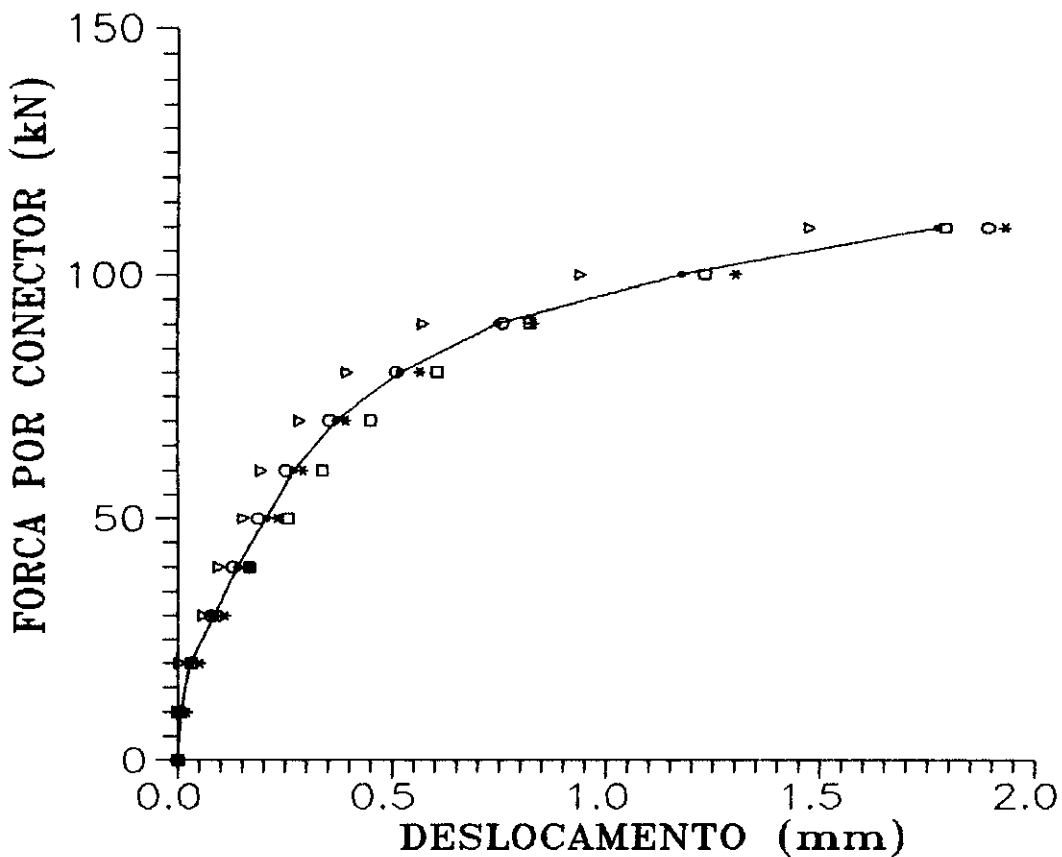
***** POSICAO 1
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4
POSICAO 2: sem leitura

CONECTOR TIPO E
MODELO EI-3
P(ruptura): 122,5 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



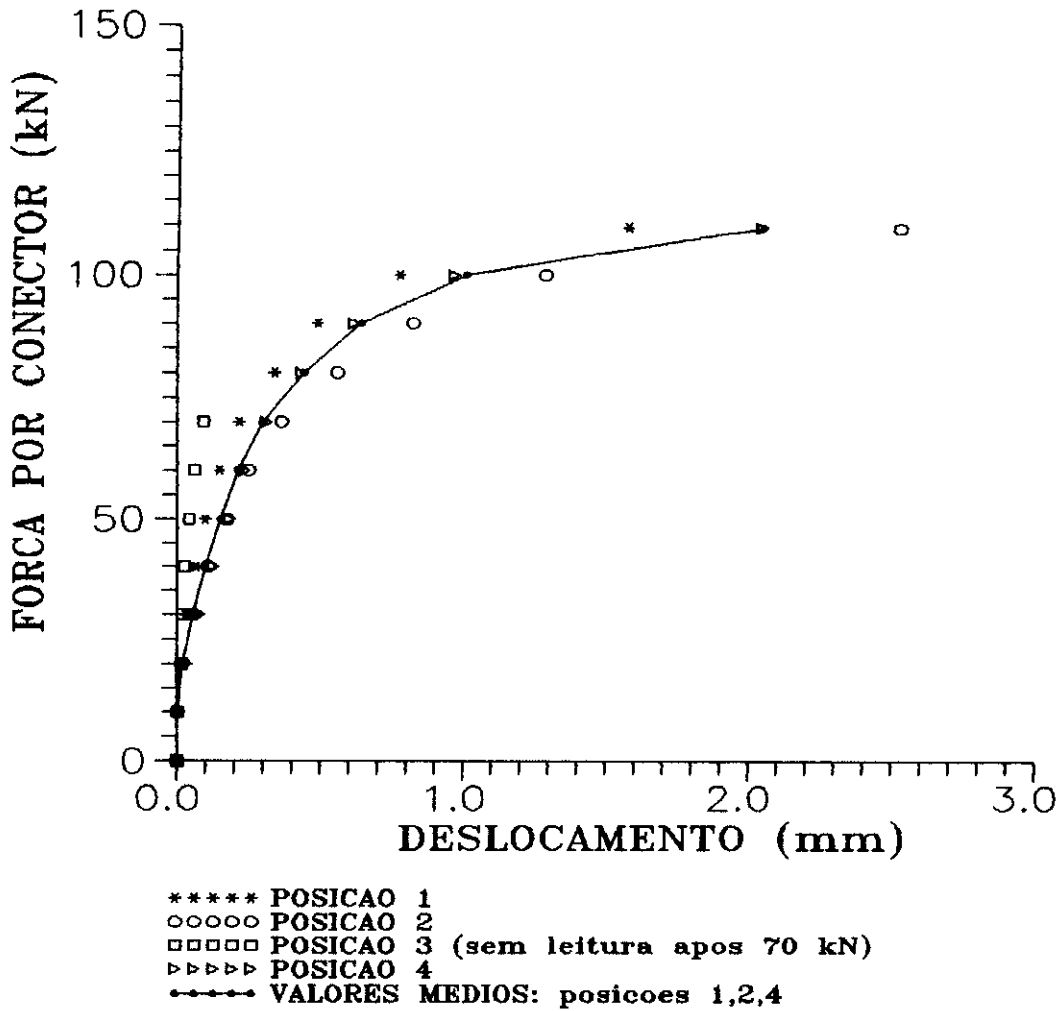
***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 >>>>> POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4
 POSICAO 3: sem leitura

CONECTOR TIPO E
MODELO EII-1
P(ruptura): 125 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4

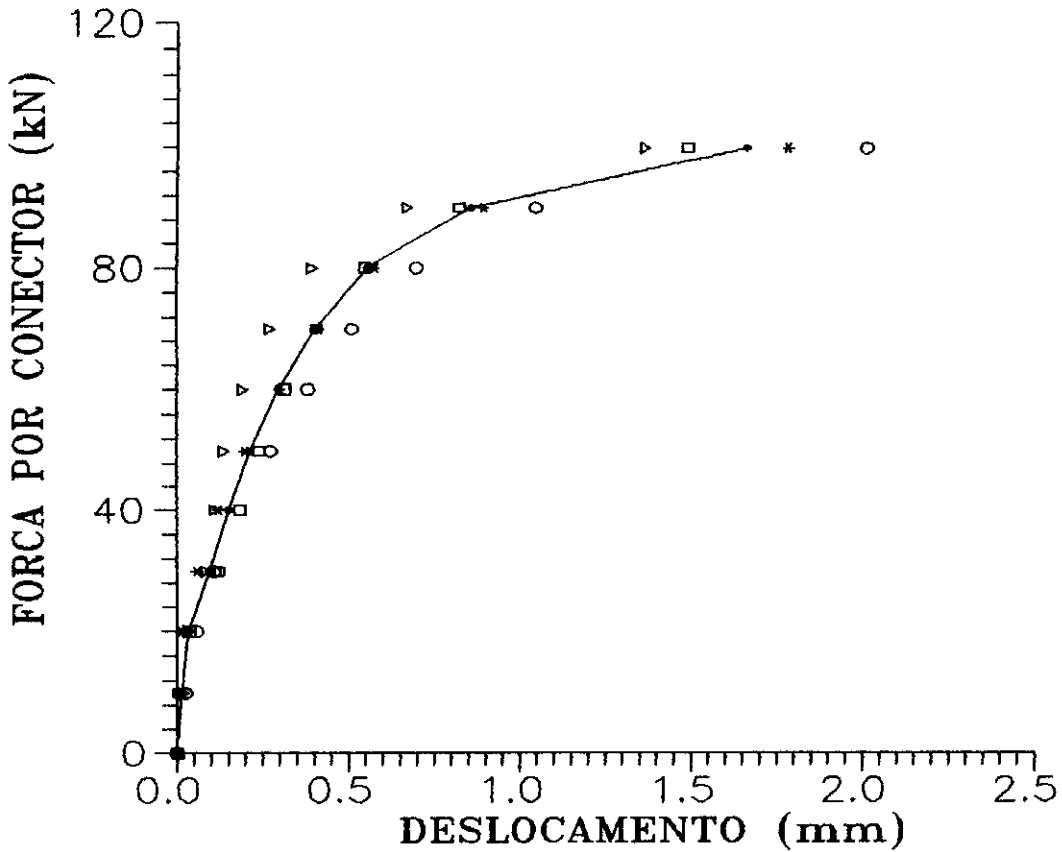


***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO E
MODELO EII-2
P(ruptura): 115 kN
FALHA: ruptura do conector
3-4

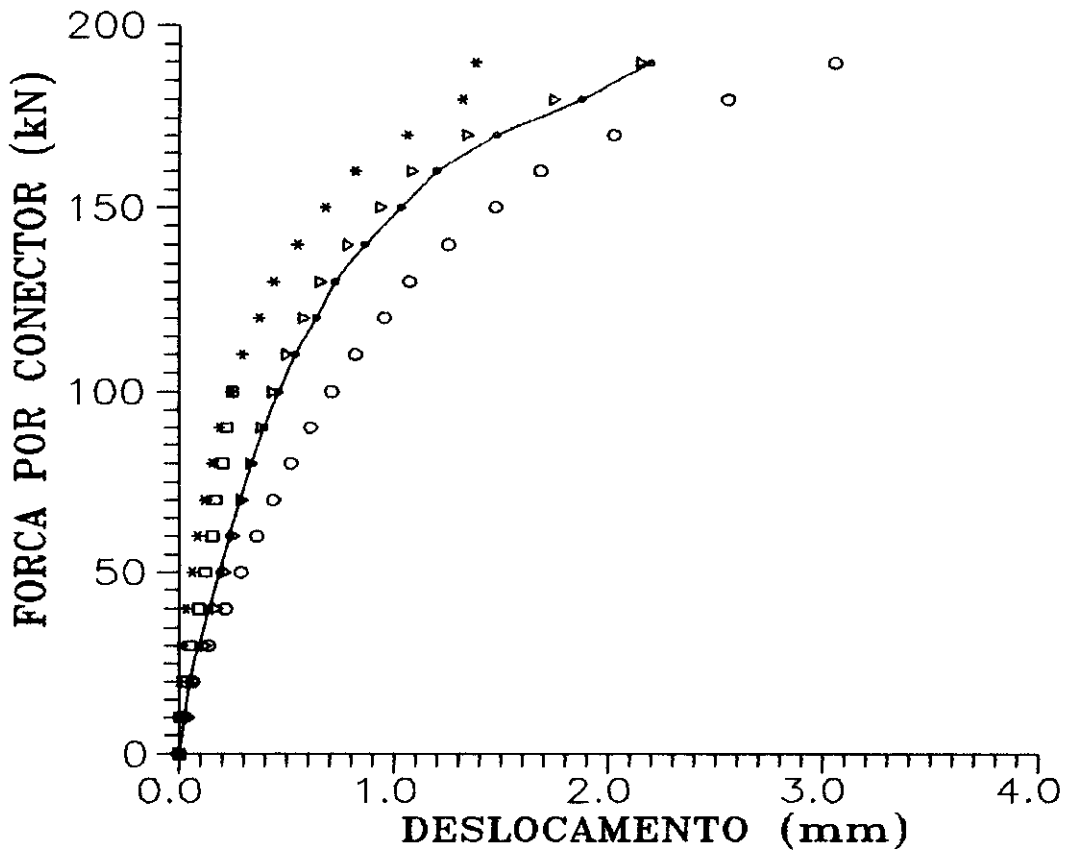


CONECTOR TIPO E
MODELO EII-3
P(ruptura): 125 kN
FALHA: ruptura do conector
3-4



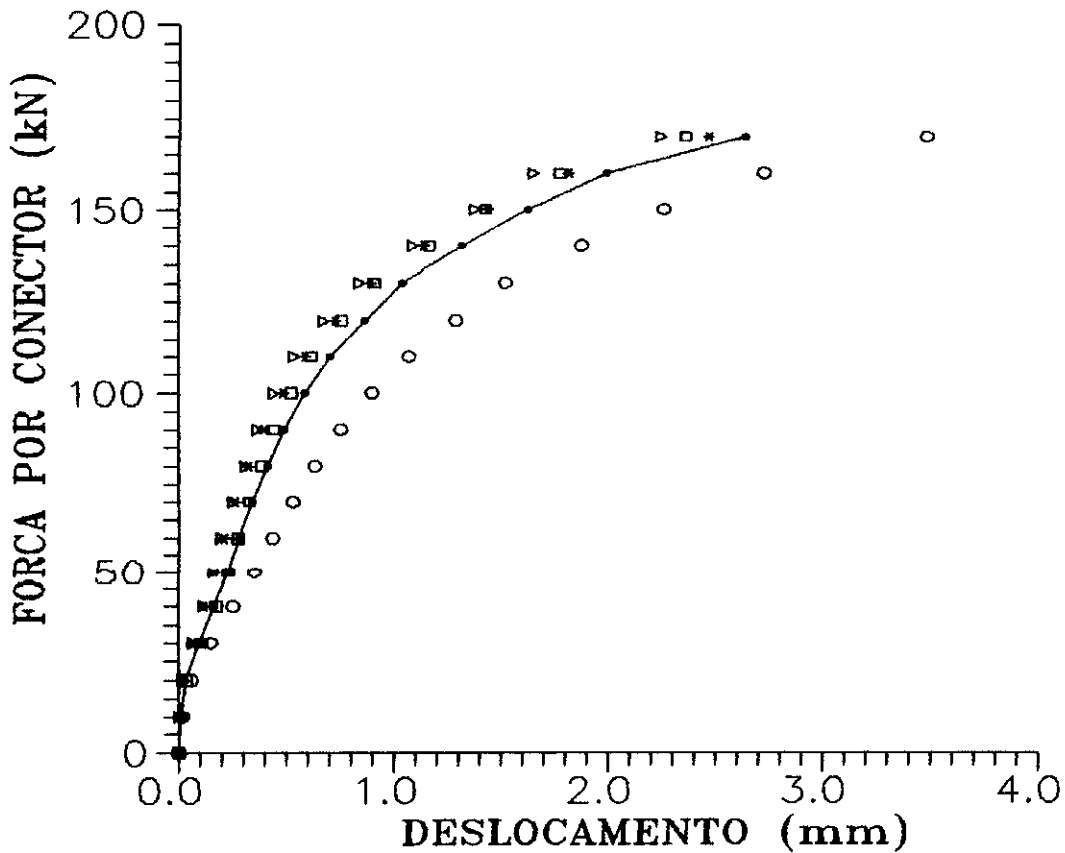
***** POSICAO 1
OOOOO POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FI-1
P(ruptura): 215 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



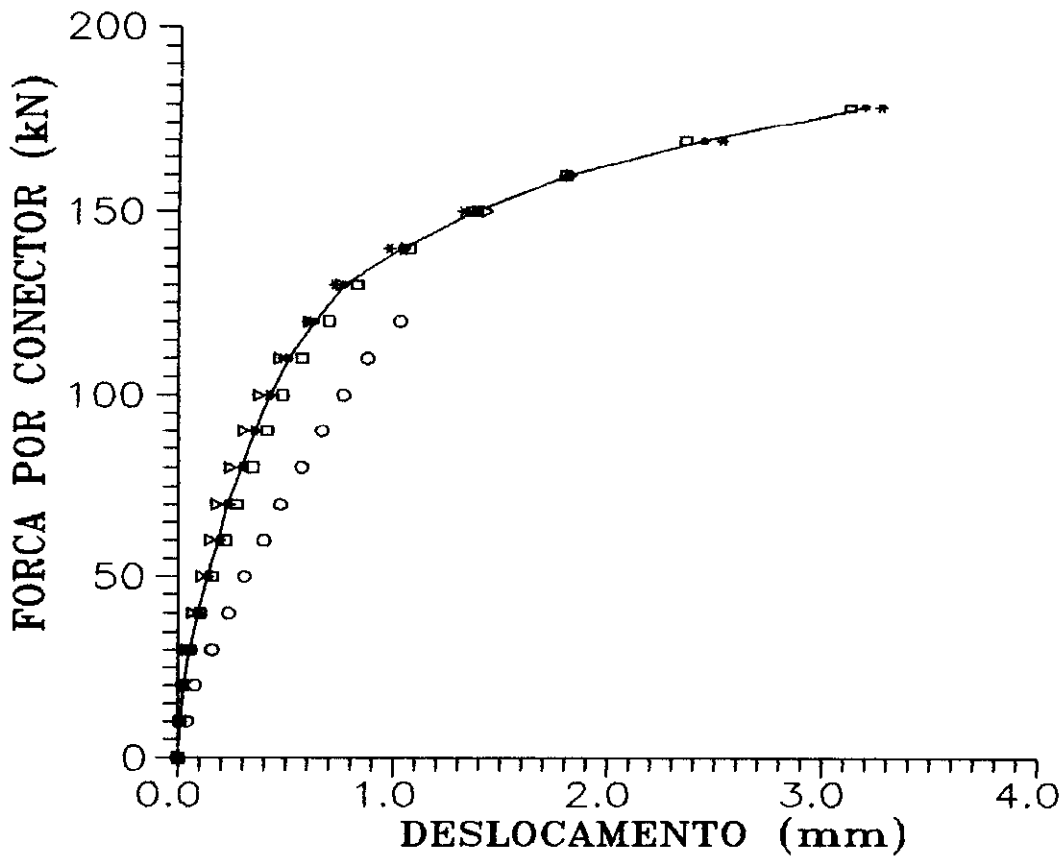
- ***** POSICAO 1
- o o o o POSICAO 2
- □ □ □ POSICAO 3 (sem leitura apos 100 kN)
- ▽ ▽ ▽ ▽ POSICAO 4
- ● ● ● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FI-2
P(ruptura): 200 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



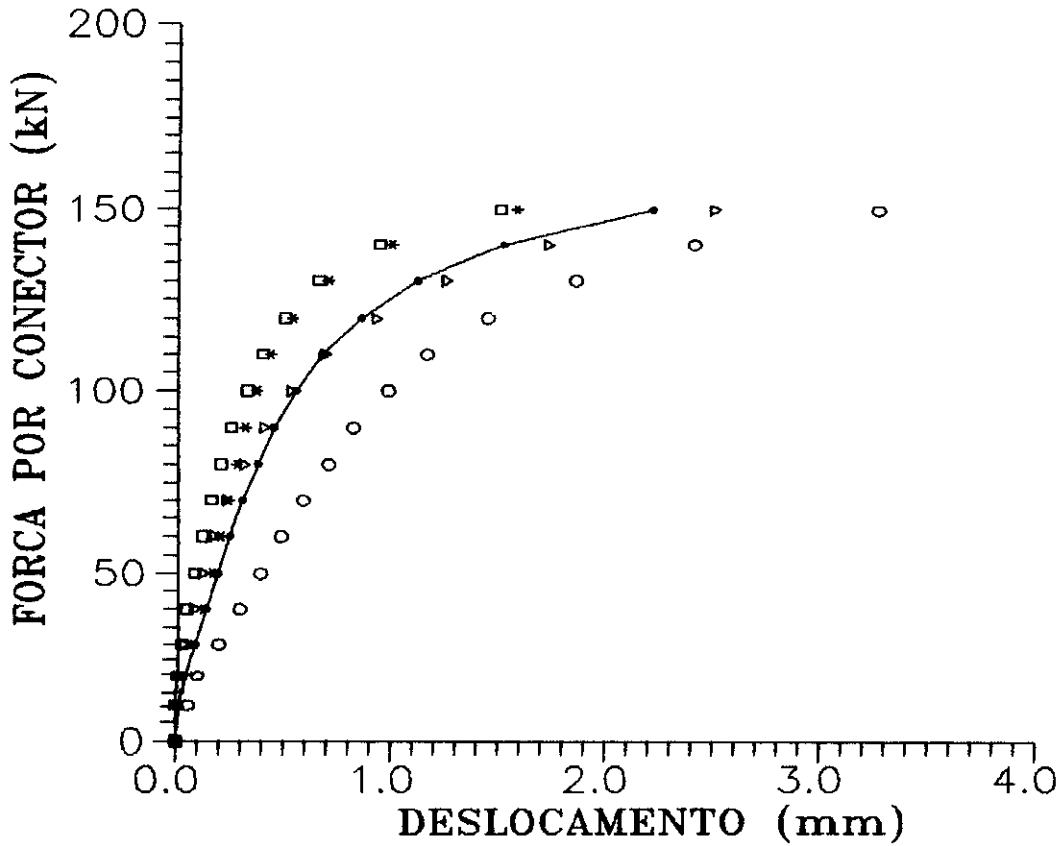
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
>>>>> POSICAO 4
••••• VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FI-3
P(ruptura): 195 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



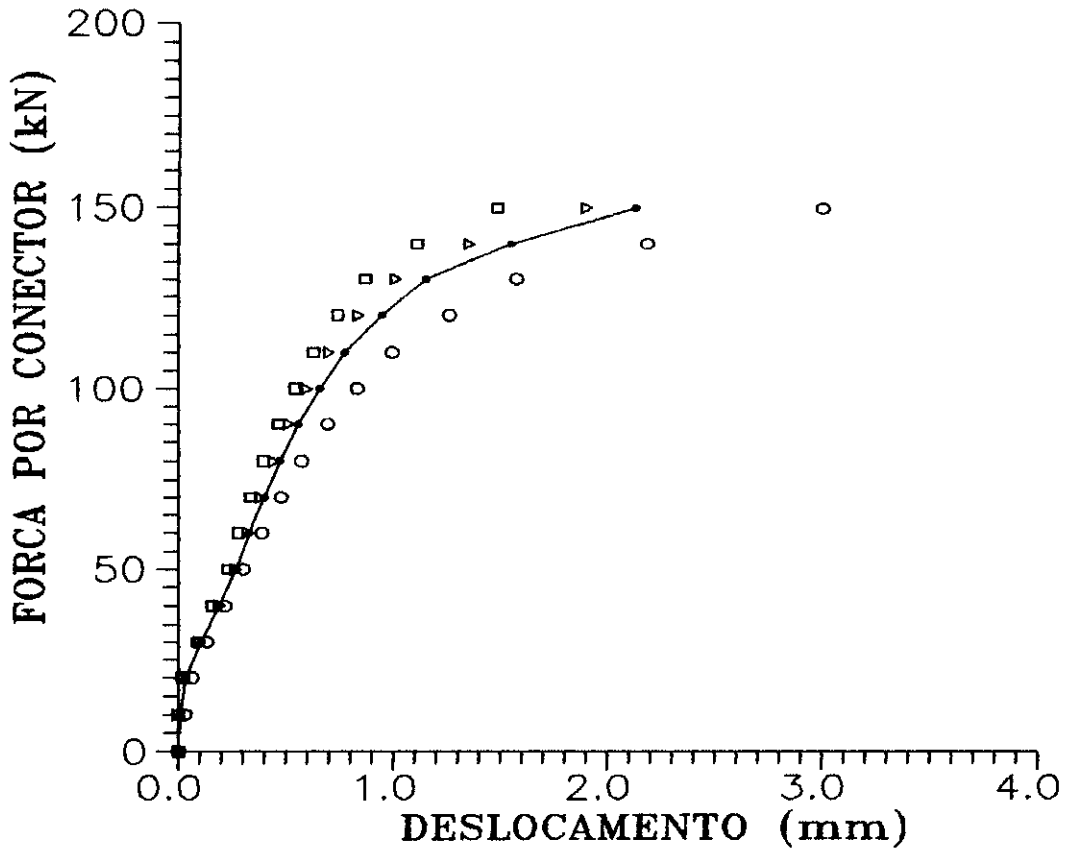
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2 (sem leitura apos 120 kN)
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FH-1
P(ruptura): 155 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



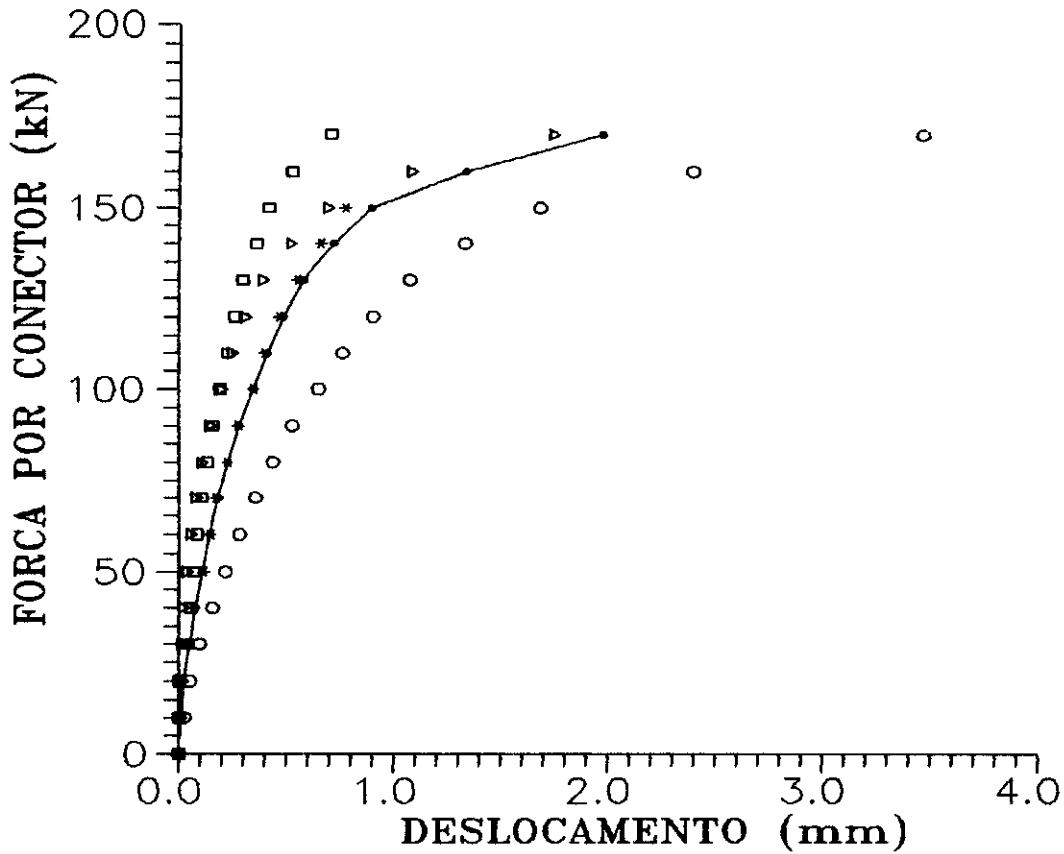
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FII-2
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



○ ○ ○ ○ ○ POSICAO 2
□ □ □ □ □ POSICAO 3
△ △ △ △ △ POSICAO 4
● ● ● ● ● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4
POSICAO 1: sem leitura

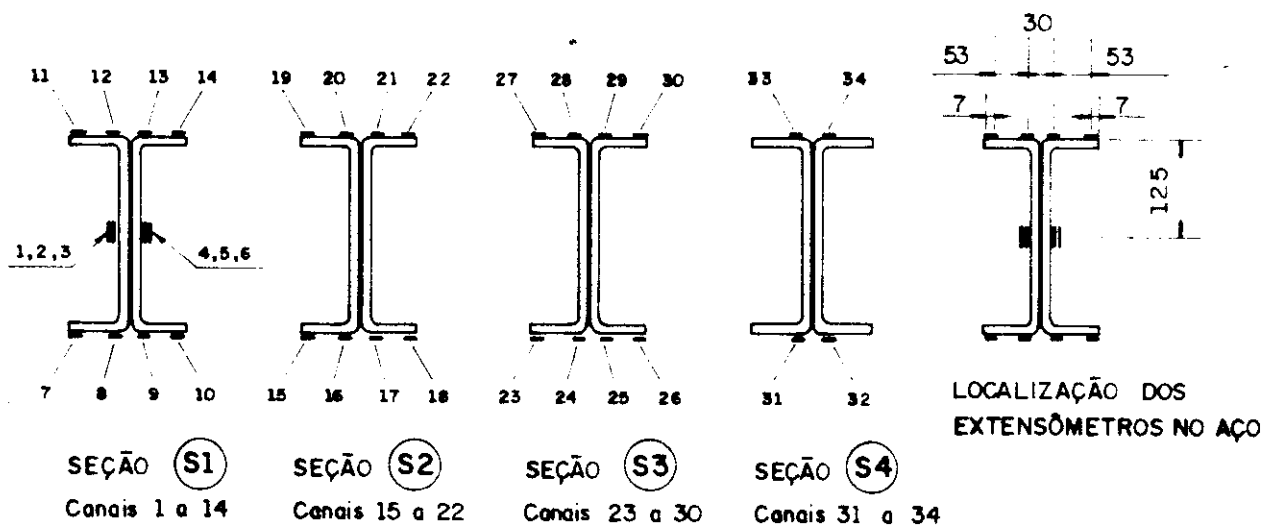
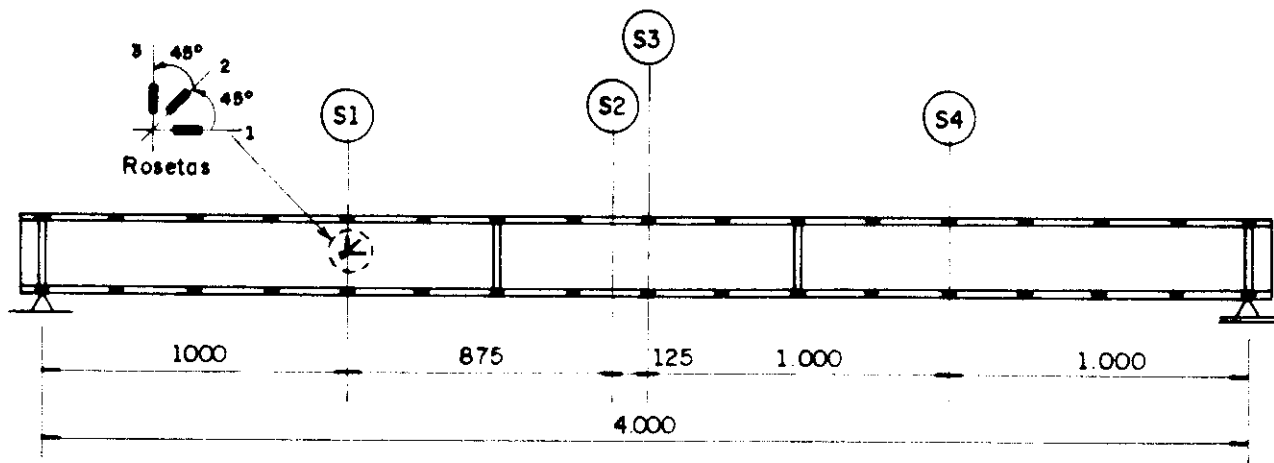
CONECTOR TIPO F
MODELO FII-3
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



***** POSICAO 1
 ○○○○ POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

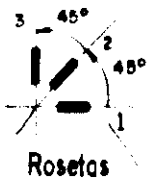
ANEXO II

- DEFORMAÇÕES NOS EXTENSÔMETROS UNIAXIAIS E ROSETAS
RETANGULARES PARA AS VIGAS VA 1 , VA 2 , VM 1 A VM 4



- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- ROSETA RETANGULAR

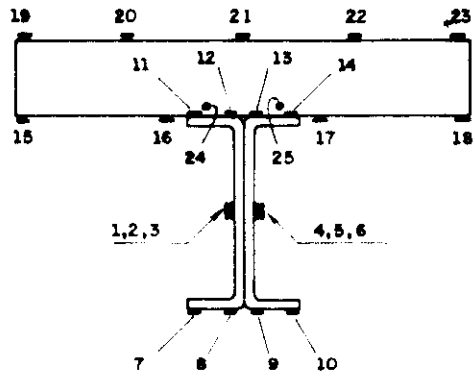
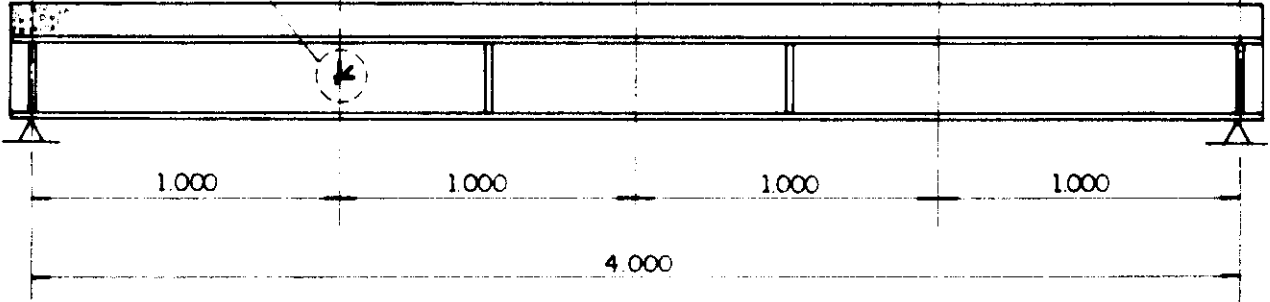
INSTRUMENTAÇÃO : EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA
 PARA AS VIGAS VA1 e VA2



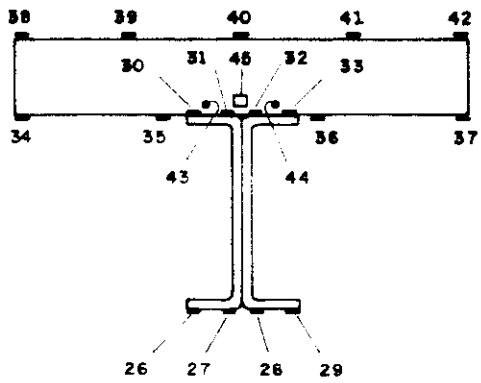
S1

S2

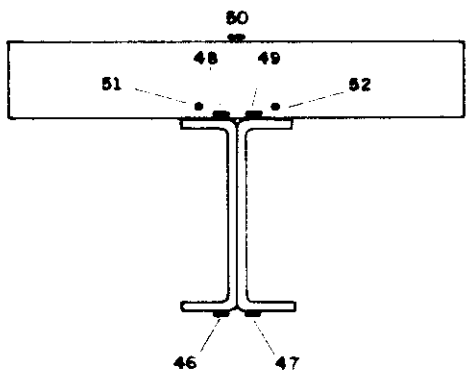
S3



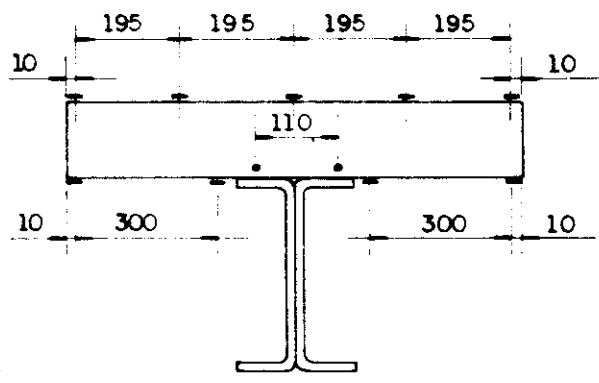
SEÇÃO S1 - Canais 1 a 25



SEÇÃO S2 - Canais 26 a 45



SEÇÃO S3 - Canais 46 a 52



LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NO CONCRETO

- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- ▢ ROSETA RETANGULAR
- BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL
- EXTENSÔMETRO EMBUTIDO NO CONCRETO

INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA PARA AS VIGAS VM1 e VM4

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S1

C062	C063	C007	C008	C009	C010	C011	C012	C013	C014
P ₁	P ₂	Pto 7	Pto 8	Pto 9	Pto 10	Pto 11	Pto 12	Pto 13	Pto 14
kN	kN	μE	μE	μE	μE	μE	μE	μE	μE
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+148.	+111.	+99.	+92.	-133.	-113.	-100.	-107.
10.0	10.2	+290.	+224.	+205.	+200.	-265.	-230.	-205.	-225.
0.0	0.0	+2.	+1.	+1.	+0.	-2.	+0.	+0.	+0.
5.0	5.2	+152.	+114.	+102.	+94.	-135.	-116.	-102.	-109.
10.0	10.2	+290.	+225.	+206.	+201.	-265.	-230.	-205.	-225.
14.8	15.1	+429.	+344.	+322.	+309.	-402.	-351.	-313.	-350.
19.9	20.1	+577.	+495.	+466.	+428.	-555.	-495.	-434.	-494.
25.0	25.0	+722.	+648.	+618.	+546.	-710.	-650.	-557.	-638.
30.0	30.1	+862.	+796.	+766.	+667.	-878.	-822.	-683.	-783.
34.9	35.0	+1006.	+953.	+921.	+787.	-1056.	-1031.	-817.	-932.
37.5	37.4	+1084.	+1031.	+999.	+846.	-1146.	-1146.	-898.	-1008.
39.9	40.0	+1166.	+1110.	+1080.	+897.	-1236.	-1262.	-981.	-1082.
41.9	42.2	+1278.	+1191.	+1159.	+905.	-1261.	-1372.	-1075.	-1196.
35.9	33.8	+1245.	+1093.	+1068.	+676.	-1247.	-1317.	-835.	-798.
-0.2	-0.2	-4.	+252.	+317.	+112.	-100.	-394.	-216.	-195.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S2

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C015 Pto 15 μE	C016 Pto 16 μE	C017 Pto 17 μE	C018 Pto 18 μE	C019 Pto 19 μE	C020 Pto 20 μE	C021 Pto 21 μE	C022 Pto 22 μE
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
4.9	5.1	+213.	+175.	+155.	+120.	-175.	-166.	-164.	-166.
10.0	10.2	+418.	+354.	+321.	+265.	-355.	-340.	-336.	-343.
0.0	0.0	+3.	+2.	+1.	+0.	-1.	+0.	+0.	+1.
5.0	5.2	+219.	+179.	+159.	+123.	-178.	-169.	-166.	-168.
10.0	10.2	+418.	+355.	+322.	+266.	-356.	-340.	-336.	-342.
14.8	15.1	+628.	+529.	+486.	+419.	-539.	-515.	-509.	-515.
19.9	20.1	+855.	+714.	+660.	+592.	-738.	-706.	-695.	-699.
25.0	25.0	+1085.	+901.	+836.	+775.	-940.	-899.	-885.	-883.
30.0	30.1	+1319.	+1097.	+1019.	+971.	-1153.	-1100.	-1084.	-1069.
34.9	35.0	+1583.	+1312.	+1218.	+1189.	-1378.	-1321.	-1298.	-1252.
37.5	37.4	+1734.	+1434.	+1325.	+1306.	-1498.	-1441.	-1410.	-1333.
39.9	40.0	+1897.	+1563.	+1441.	+1435.	-1605.	-1571.	-1531.	-1389.
41.9	42.2	+2098.	+1720.	+1578.	+1613.	-1475.	-1696.	-1675.	-1274.
35.9	33.8	+1875.	+1539.	+1437.	+1562.	-1220.	-1630.	-1380.	-21.
-0.2	-0.2	+405.	+218.	+186.	+406.	+242.	-209.	-275.	+28.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAD S3

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C023 Pto 23 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε	C030 Pto 30 µε
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+226.	+165.	+149.	+132.	-195.	-165.	-155.	-173.
10.0	10.2	+441.	+335.	+309.	+289.	-404.	-339.	-316.	-354.
0.0	0.0	+4.	+2.	+1.	-1.	-1.	-1.	+0.	+0.
5.0	5.2	+231.	+169.	+152.	+135.	-199.	-168.	-158.	-176.
10.0	10.2	+442.	+336.	+310.	+290.	-404.	-339.	-316.	-354.
14.8	15.1	+656.	+525.	+492.	+451.	-633.	-545.	-480.	-535.
19.9	20.1	+879.	+772.	+737.	+627.	-916.	-825.	-662.	-735.
25.0	25.0	+1090.	+1012.	+968.	+806.	-1234.	-1182.	-852.	-936.
30.0	30.1	+1300.	+1253.	+1201.	+997.	-1618.	-1602.	-1068.	-1126.
34.9	35.0	+1511.	+1504.	+1444.	+1196.	-2165.	-2089.	-1314.	-1277.
37.5	37.4	+1621.	+1631.	+1564.	+1302.	-2572.	-2375.	-1424.	-1306.
39.9	40.0	+1735.	+1762.	+1694.	+1414.	-3234.	-2763.	-1503.	-1227.
41.9	42.2	+1876.	+1938.	+1864.	+1562.	-4355.	-3479.	-1535.	-564.
35.9	33.8	+1667.	+1788.	+1762.	+1469.	-4114.	-3512.	-1312.	+858.
-0.2	-0.2	+117.	+555.	+561.	+288.	-1168.	-1587.	-446.	+378.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S4

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε	C034 Pto 34 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+111.	+102.	-102.	-108.
10.0	10.2	+225.	+211.	-212.	-220.
0.0	0.0	+1.	+1.	+0.	+0.
5.0	5.2	+113.	+104.	-104.	-110.
10.0	10.2	+225.	+211.	-212.	-220.
14.8	15.1	+340.	+324.	-320.	-327.
19.9	20.1	+481.	+460.	-434.	-440.
25.0	25.0	+633.	+599.	-550.	-554.
30.0	30.1	+791.	+749.	-668.	-675.
34.9	35.0	+960.	+902.	-786.	-803.
37.5	37.4	+1047.	+980.	-842.	-871.
39.9	40.0	+1137.	+1063.	-891.	-943.
41.9	42.2	+1234.	+1149.	-898.	-1029.
35.9	33.8	+1145.	+1061.	-673.	-881.
-0.2	-0.2	+281.	+321.	+14.	-112.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C062	C063	C001	C002	C003	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	θ
P ₁	P ₂	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	
kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$					
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.9	5.1	+0.	-6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
10.0	10.2	+1.	-16.	+0.	+17.	-16.	+0.27	-0.25	-44.2
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
5.0	5.2	+0.	-6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
10.0	10.2	+1.	-16.	+0.	+17.	-16.	+0.27	-0.25	-44.2
14.8	15.1	+1.	-27.	+0.	+28.	-27.	+0.44	-0.41	-44.5
19.9	20.1	+3.	-36.	+0.	+39.	-36.	+0.63	-0.55	-43.9
25.0	25.0	+4.	-44.	+1.	+49.	-44.	+0.79	-0.65	-44.1
30.0	30.1	+4.	-51.	+2.	+57.	-51.	+0.93	-0.76	-44.5
34.9	35.0	+4.	-53.	+4.	+61.	-53.	+1.00	-0.78	-45.0
37.5	37.4	+3.	-49.	+7.	+59.	-49.	+0.98	-0.71	-46.0
39.9	40.0	+2.	-39.	+11.	+53.	-39.	+0.91	-0.52	-48.0
41.9	42.2	-4.	+4.	+23.	+24.	-5.	+0.50	+0.05	U/C
35.9	33.8	-52.	+151.	+31.	+157.	-177.	+2.30	-2.91	+52.3
-0.2	-0.2	+1.	+42.	+2.	+42.	-39.	+0.67	-0.59	+45.3

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.9	5.1	+1.	-29.	+2.	+31.	-29.	+0.51	-0.43	-45.45
10.0	10.2	+3.	-54.	+3.	+60.	-54.	+0.97	-0.81	+45.00
0.0	0.0	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
5.0	5.2	+1.	-29.	+2.	+32.	-29.	+0.52	-0.44	-45.44
10.0	10.2	+3.	-54.	+3.	+60.	-54.	+0.97	-0.81	+45.00
14.8	15.1	+5.	-79.	+4.	+87.	-79.	+1.42	-1.18	-44.84
19.9	20.1	+8.	-107.	+4.	+118.	-107.	+1.92	-1.59	-44.51
25.0	25.0	+10.	-134.	+3.	+147.	-134.	+2.39	-2.01	-44.23
30.0	30.1	+13.	-165.	-1.	+177.	-165.	+2.85	-2.49	-43.80
34.9	35.0	+17.	-202.	-8.	+211.	-202.	+3.37	-3.09	-43.29
37.5	37.4	+20.	-226.	-13.	+234.	-227.	+3.69	-3.50	-42.93
39.9	40.0	+23.	-258.	-22.	+260.	-259.	+4.06	-4.03	-42.53
41.9	42.2	+22.	-329.	-48.	+304.	-331.	+4.57	-5.35	-41.82
35.9	33.8	+12.	-502.	-139.	+382.	-509.	+5.12	-8.79	-40.11
-0.2	-0.2	+14.	-52.	-11.	+57.	-54.	+0.90	-0.82	-38.28

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C007	C008	C009	C010	C011	C012	C013	C014
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 7	Pto 8	Pto 9	Pto 10	Pto 11	Pto 12	Pto 13	Pto 14
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+85.	+62.	+59.	+51.	-94.	-63.	-50.	-50.
4.8	5.1	4.8	5.2	+168.	+133.	+133.	+131.	-201.	-142.	-119.	-120.
0.1	0.0	0.1	0.1	+36.	+25.	+24.	+18.	-47.	-29.	-18.	-7.
2.4	2.5	2.4	2.6	+97.	+73.	+73.	+69.	-119.	-78.	-61.	-53.
4.8	5.1	4.8	5.2	+171.	+133.	+133.	+128.	-202.	-142.	-119.	-118.
7.1	7.7	7.3	7.8	+257.	+207.	+210.	+214.	-315.	-225.	-188.	-186.
9.5	10.4	9.9	10.5	+342.	+285.	+295.	+305.	-432.	-315.	-260.	-258.
11.9	13.0	12.3	13.1	+433.	+364.	+381.	+390.	-547.	-410.	-336.	-340.
14.2	15.6	14.7	15.7	+531.	+453.	+475.	+476.	-664.	-516.	-417.	-430.
16.6	18.1	17.2	18.4	+629.	+541.	+566.	+558.	-783.	-623.	-502.	-521.
19.0	20.6	19.6	21.0	+733.	+632.	+659.	+639.	-904.	-740.	-589.	-614.
21.3	23.3	22.0	23.6	+841.	+726.	+760.	+724.	-1029.	-877.	-680.	-714.
23.8	25.7	24.5	26.3	+955.	+824.	+859.	+814.	-1151.	-1025.	-779.	-826.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1075.	+922.	+960.	+915.	-1268.	-1176.	-893.	-955.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1195.	+1020.	+1060.	+1012.	-1370.	-1329.	-1021.	-1093.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1330.	+1124.	+1166.	+1123.	-1467.	-1481.	-1173.	-1263.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1476.	+1229.	+1270.	+1237.	-1541.	-1630.	-1354.	-1473.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1636.	+1332.	+1373.	+1341.	-1582.	-1757.	-1545.	-1720.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1818.	+1439.	+1475.	+1440.	-1506.	-1832.	-1816.	-2137.
39.4	41.1	38.5	43.5	+1965.	+1494.	+1516.	+1429.	-1177.	-1778.	-2091.	-2730.
0.1	0.1	0.1	0.1	+539.	+327.	+369.	+230.	-101.	-675.	-799.	-740.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S2

C061	C062	C063	C064	C015	C016	C017	C018	C019	C020	C021	C022
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 15	Pto 16	Pto 17	Pto 18	Pto 19	Pto 20	Pto 21	Pto 22
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+93.	+85.	+82.	+69.	-68.	-87.	-75.	-28.
4.8	5.1	4.8	5.2	+193.	+185.	+189.	+177.	-151.	-198.	-174.	-78.
0.1	0.0	0.1	0.1	+40.	+34.	+35.	+35.	-53.	-41.	-31.	-9.
2.4	2.5	2.4	2.6	+107.	+100.	+102.	+94.	-95.	-108.	-91.	-32.
4.8	5.1	4.8	5.2	+195.	+185.	+189.	+176.	-150.	-198.	-175.	-79.
7.1	7.7	7.3	7.8	+295.	+288.	+300.	+294.	-227.	-312.	-276.	-121.
9.5	10.4	9.9	10.5	+398.	+394.	+414.	+418.	-300.	-428.	-383.	-160.
11.9	13.0	12.3	13.1	+507.	+499.	+526.	+537.	-385.	-543.	-491.	-215.
14.2	15.6	14.7	15.7	+622.	+607.	+643.	+659.	-494.	-660.	-604.	-283.
16.6	18.1	17.2	18.4	+734.	+714.	+756.	+780.	-604.	-777.	-716.	-352.
19.0	20.6	19.6	21.0	+851.	+823.	+872.	+900.	-705.	-894.	-831.	-425.
21.3	23.3	22.0	23.6	+974.	+936.	+992.	+1028.	-806.	-1017.	-954.	-499.
23.8	25.7	24.5	26.3	+1101.	+1053.	+1121.	+1167.	-897.	-1143.	-1084.	-578.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1235.	+1180.	+1260.	+1319.	-959.	-1278.	-1230.	-667.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1373.	+1300.	+1406.	+1481.	-969.	-1412.	-1389.	-771.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1527.	+1455.	+1583.	+1688.	-901.	-1554.	-1579.	-893.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1696.	+1615.	+1793.	+1947.	-719.	-1688.	-1788.	-1003.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1885.	+1802.	+2045.	+2257.	-379.	-1808.	-2008.	-1059.
38.1	40.9	38.4	41.9	+2120.	+2060.	+2429.	+2713.	+785.	-2007.	-2394.	-926.
39.4	41.1	38.5	43.5	+2465.	+2530.	+3408.	+4300.	+5460.	-4814.	-4233.	+43.
0.1	0.1	0.1	0.1	+745.	+827.	+1527.	+2423.	+3247.	-2200.	-2087.	+179.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S3

C061	C062	C063	C064	C023	C024	C025	C026	C027	C028	C029	C030
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 23	Pto 24	Pto 25	Pto 26	Pto 27	Pto 28	Pto 29	Pto 30
KN	KN	KN	KN	µE	µE	µE	µE	µE	µE	µE	µE
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+99.	+81.	+77.	+85.	-124.	-83.	-68.	-73.
4.8	5.1	4.8	5.2	+206.	+198.	+191.	+211.	-269.	-187.	-162.	-175.
0.1	0.0	0.1	0.1	+39.	+54.	+47.	+43.	-64.	-40.	-29.	-19.
2.4	2.5	2.4	2.6	+113.	+117.	+108.	+112.	-156.	-103.	-83.	-83.
4.8	5.1	4.8	5.2	+207.	+200.	+192.	+210.	-268.	-188.	-163.	-177.
7.1	7.7	7.3	7.8	+313.	+314.	+315.	+344.	-424.	-301.	-259.	-278.
9.5	10.4	9.9	10.5	+421.	+435.	+446.	+482.	-591.	-425.	-363.	-385.
11.9	13.0	12.3	13.1	+533.	+561.	+580.	+613.	-752.	-551.	-473.	-496.
14.2	15.6	14.7	15.7	+650.	+695.	+718.	+746.	-921.	-688.	-593.	-613.
16.6	18.1	17.2	18.4	+762.	+827.	+852.	+874.	-1090.	-828.	-713.	-733.
19.0	20.6	19.6	21.0	+878.	+960.	+986.	+997.	-1264.	-977.	-838.	-858.
21.3	23.3	22.0	23.6	+998.	+1095.	+1123.	+1124.	-1459.	-1149.	-971.	-992.
23.8	25.7	24.5	26.3	+1121.	+1232.	+1260.	+1257.	-1674.	-1355.	-1123.	-1139.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1249.	+1375.	+1403.	+1397.	-1914.	-1606.	-1289.	-1302.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1375.	+1513.	+1543.	+1536.	-2186.	-1885.	-1472.	-1479.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1511.	+1662.	+1695.	+1693.	-2538.	-2218.	-1685.	-1705.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1649.	+1815.	+1848.	+1858.	-3024.	-2583.	-1912.	-1990.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1792.	+1978.	+2005.	+2056.	-3803.	-3001.	-2121.	-2305.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1987.	+2212.	+2221.	+2358.	-8176.	-4497.	-2272.	-2059.
39.4	41.1	38.5	43.5	+2292.	+2910.	+2728.	+3118.	-16517.	-8186.	-2851.	+333.
0.1	0.1	0.1	0.1	+453.	+1254.	+1013.	+1067.	-13733.	-4548.	-1175.	-5.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S4

C061	C062	C063	C064	C031	C032	C033	C034
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 31	Pto 32	Pto 33	Pto 34
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+60.	+65.	-58.	-63.
4.8	5.1	4.8	5.2	+134.	+143.	-137.	-134.
0.1	0.0	0.1	0.1	+20.	+25.	-23.	-22.
2.4	2.5	2.4	2.6	+68.	+76.	-69.	-70.
4.8	5.1	4.8	5.2	+134.	+142.	-138.	-135.
7.1	7.7	7.3	7.8	+207.	+222.	-221.	-208.
9.5	10.4	9.9	10.5	+281.	+307.	-312.	-283.
11.9	13.0	12.3	13.1	+356.	+393.	-403.	-359.
14.2	15.6	14.7	15.7	+437.	+486.	-502.	-442.
16.6	18.1	17.2	18.4	+518.	+579.	-604.	-527.
19.0	20.6	19.6	21.0	+601.	+673.	-706.	-612.
21.3	23.3	22.0	23.6	+688.	+769.	-822.	-703.
23.8	25.7	24.5	26.3	+777.	+868.	-950.	-799.
26.2	28.4	26.9	28.9	+870.	+968.	-1087.	-899.
28.5	30.8	29.3	31.5	+960.	+1067.	-1242.	-1002.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1063.	+1174.	-1415.	-1113.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1161.	+1276.	-1592.	-1238.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1260.	+1384.	-1745.	-1385.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1364.	+1487.	-1838.	-1589.
39.4	41.1	38.5	43.5	+1434.	+1532.	-1797.	-1804.
0.1	0.1	0.1	0.1	+228.	+346.	-656.	-518.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C001	C002	C003	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
2.4	2.6	2.4	2.6	-1.	+5.	-1.	+5.	-7.	+0.06	-0.12	U/C
4.8	5.1	4.8	5.2	-1.	+2.	+0.	+2.	-3.	+0.02	-0.05	U/C
0.1	0.0	0.1	0.1	+0.	+5.	+0.	+5.	-5.	+0.07	-0.07	U/C
2.4	2.5	2.4	2.6	+0.	+6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
4.8	5.1	4.8	5.2	-1.	+2.	-1.	+2.	-4.	+0.02	-0.07	U/C
7.1	7.7	7.3	7.8	-1.	-3.	-1.	+1.	-3.	+0.00	-0.06	U/C
9.5	10.4	9.9	10.5	-2.	-9.	+0.	+7.	-9.	+0.09	-0.15	-48.6
11.9	13.0	12.3	13.1	-3.	-14.	+0.	+11.	-14.	+0.16	-0.24	-48.2
14.2	15.6	14.7	15.7	-5.	-19.	+0.	+14.	-19.	+0.19	-0.33	-49.1
16.6	18.1	17.2	18.4	-6.	-26.	+0.	+20.	-26.	+0.28	-0.44	-48.6
19.0	20.6	19.6	21.0	-7.	-30.	+0.	+24.	-31.	+0.33	-0.52	-48.5
21.3	23.3	22.0	23.6	-9.	-35.	+1.	+28.	-36.	+0.39	-0.61	-49.3
23.8	25.7	24.5	26.3	-10.	-41.	+1.	+33.	-41.	+0.45	-0.70	-49.1
26.2	28.4	26.9	28.9	-10.	-47.	+2.	+38.	-47.	+0.54	-0.79	-49.2
28.5	30.8	29.3	31.5	-11.	-51.	+2.	+42.	-52.	+0.60	-0.87	-49.1
30.9	33.4	31.8	34.1	-12.	-55.	+4.	+47.	-56.	+0.68	-0.93	-49.5
33.3	36.0	34.1	36.7	-13.	-60.	+5.	+52.	-61.	+0.76	-1.00	-49.6
35.7	38.6	36.5	39.3	-11.	-61.	+8.	+58.	-62.	+0.88	-0.99	-49.6
38.1	40.9	38.4	41.9	-6.	-56.	+12.	+63.	-57.	+1.04	-0.84	-49.3
39.4	41.1	38.5	43.5	+8.	-29.	+19.	+56.	-30.	+1.06	-0.29	-48.8
0.1	0.1	0.1	0.1	-10.	+10.	-11.	+10.	-32.	+0.02	-0.65	+44.4

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	+8.	+8.	+8.	+8.	+5.	+7.
20.0	20.0	+18.	+18.	+16.	+17.	+10.	+13.
0.1	0.2	+2.	+2.	+3.	+2.	+2.	+3.
10.1	10.0	+10.	+10.	+9.	+9.	+6.	+9.
20.0	19.9	+19.	+19.	+17.	+18.	+10.	+15.
30.0	29.8	+28.	+28.	+25.	+25.	+15.	+23.
40.2	40.0	+38.	+39.	+34.	+34.	+20.	+29.
50.3	49.8	+46.	+48.	+43.	+41.	+24.	+38.
60.4	59.7	+41.	+31.	+32.	+32.	+65.	+87.
70.5	69.7	+23.	-6.	-4.	+16.	-75.	-45.
80.5	79.2	+29.	-5.	-4.	+24.	-107.	-68.
90.5	89.3	+36.	-9.	-8.	+29.	-141.	-85.
100.7	99.4	+42.	-15.	-13.	+35.	-167.	-94.
110.7	109.3	+47.	-25.	-21.	+38.	-189.	-95.
120.6	119.4	+51.	-37.	-29.	+41.	-203.	-91.
130.2	129.4	+49.	-58.	-50.	+36.	-214.	-91.
136.0	135.4	+49.	-71.	-60.	+36.	-223.	-93.
0.0	-0.1	-26.	-56.	-48.	-23.	+18.	+7.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	-80.	-33.	-25.	-31.	-24.
20.0	20.0	-167.	-67.	-52.	-63.	-48.
0.1	0.2	-20.	-1.	+0.	+0.	+3.
10.1	10.0	-94.	-34.	-25.	-31.	-23.
20.0	19.9	-169.	-66.	-51.	-63.	-47.
30.0	29.8	-257.	-101.	-77.	-96.	-71.
40.2	40.0	-346.	-137.	-106.	-131.	-96.
50.3	49.8	-434.	-173.	-133.	-165.	-122.
60.4	59.7	-557.	-233.	-151.	-221.	-168.
70.5	69.7	-592.	-236.	-138.	-222.	-170.
80.5	79.2	-642.	-268.	-162.	-253.	-201.
90.5	89.3	-702.	-300.	-186.	-284.	-230.
100.7	99.4	-765.	-335.	-212.	-318.	-263.
110.7	109.3	-831.	-371.	-240.	-353.	-298.
120.6	119.4	-900.	-409.	-270.	-390.	-335.
130.2	129.4	-959.	-437.	-292.	-416.	-369.
136.0	135.4	-998.	-456.	-302.	-432.	-393.
0.0	-0.1	-193.	-39.	-23.	-26.	-28.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO ACO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C026 Pto 26 µE	C027 Pto 27 µE	C028 Pto 28 µE	C029 Pto 29 µE	C030 Pto 30 µE	C031 Pto 31 µE	C032 Pto 32 µE	C033 Pto 33 µE
0.0	0.1	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	+161.	+166.	+170.	+187.	+14.	+16.	+14.	+13.
20.0	20.0	+330.	+362.	+367.	+383.	+29.	+33.	+29.	+28.
0.1	0.2	+14.	+55.	+55.	+16.	+3.	+20.	+3.	+4.
10.1	10.0	+172.	+208.	+212.	+199.	+17.	+34.	+16.	+16.
20.0	19.9	+333.	+366.	+372.	+383.	+31.	+51.	+29.	+29.
30.0	29.8	+504.	+568.	+584.	+581.	+46.	+68.	+44.	+44.
40.2	40.0	+678.	+791.	+810.	+781.	+63.	+87.	+59.	+59.
50.3	49.8	+850.	+1024.	+1037.	+982.	+81.	+107.	+75.	+74.
60.4	59.7	+1028.	+1268.	+1270.	+1193.	+101.	+126.	+92.	+91.
70.5	69.7	+1203.	+1524.	+1505.	+1411.	+122.	+149.	+111.	+112.
80.5	79.2	+1376.	+1779.	+1723.	+1634.	+145.	+173.	+132.	+133.
90.5	89.3	+1560.	+2053.	+1935.	+1857.	+174.	+203.	+157.	+159.
100.7	99.4	+1765.	+2355.	+2152.	+2087.	+209.	+237.	+186.	+195.
110.7	109.3	+2009.	+2735.	+2390.	+2335.	+261.	+282.	+226.	+245.
120.6	119.4	+2310.	+3217.	+2668.	+2610.	+330.	+343.	+280.	+313.
130.2	129.4	+2742.	+4219.	+3021.	+2948.	+401.	+359.	+277.	+371.
136.0	135.4	+3290.	+5300.	+3330.	+3162.	+372.	+363.	+261.	+350.
0.0	-0.1	+874.	+2886.	+1041.	+543.	+221.	+236.	+120.	+172.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε	C037 Pto 37 µε	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.
10.0	9.9	+17.	+11.	+12.	+11.	+9.	+10.	+21.
20.0	20.0	+35.	+23.	+25.	+24.	+16.	+19.	+42.
0.1	0.2	+3.	+3.	+3.	+2.	+4.	+4.	+41.
10.1	10.0	+19.	+13.	+14.	+13.	+10.	+11.	+57.
20.0	19.9	+37.	+24.	+27.	+25.	+18.	+20.	+75.
30.0	29.8	+54.	+35.	+41.	+37.	+28.	+30.	+96.
40.2	40.0	+72.	+46.	+56.	+48.	+37.	+41.	+115.
50.3	49.8	+81.	+58.	+71.	+57.	+47.	+52.	+135.
60.4	59.7	+95.	+72.	+84.	+67.	+59.	+66.	+158.
70.5	69.7	+90.	+83.	+90.	+73.	+71.	+81.	+181.
80.5	79.2	+99.	+91.	+103.	+73.	+85.	+95.	+207.
90.5	89.3	+104.	+100.	+98.	+76.	+103.	+115.	+238.
100.7	99.4	+111.	+115.	+103.	+82.	+126.	+142.	+276.
110.7	109.3	+111.	+123.	+113.	+76.	+161.	+181.	+327.
120.6	119.4	+98.	+146.	+118.	+68.	+212.	+238.	+403.
130.2	129.4	+69.	+178.	+115.	+33.	+276.	+301.	+521.
136.0	135.4	+77.	+67.	+77.	+26.	+507.	+545.	+792.
0.0	-0.1	-7.	+26.	-18.	-27.	+365.	+396.	+581.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
SECAD S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062	C063	C038	C039	C040	C041	C042
P ₁	P ₂	Pto 38	Pto 39	Pto 40	Pto 41	Pto 42
kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.1	+1.	+0.	+0.	+0.	+1.
10.0	9.9	-21.	-49.	-36.	-41.	-46.
20.0	20.0	-45.	-101.	-72.	-82.	-95.
0.1	0.2	+8.	-1.	+6.	+3.	+1.
10.1	10.0	-14.	-50.	-30.	-38.	-45.
20.0	19.9	-43.	-100.	-70.	-80.	-94.
30.0	29.8	-76.	-154.	-109.	-123.	-147.
40.2	40.0	-114.	-210.	-154.	-169.	-205.
50.3	49.8	-156.	-268.	-204.	-214.	-262.
60.4	59.7	-203.	-329.	-261.	-262.	-321.
70.5	69.7	-252.	-397.	-328.	-314.	-385.
80.5	79.2	-304.	-468.	-405.	-369.	-452.
90.5	89.3	-361.	-549.	-493.	-433.	-526.
100.7	99.4	-425.	-641.	-594.	-505.	-612.
110.7	109.3	-504.	-761.	-724.	-592.	-723.
120.6	119.4	-601.	-916.	-885.	-696.	-854.
130.2	129.4	-786.	-1177.	-1088.	-873.	-1105.
136.0	135.4	-906.	-1389.	-1275.	-1015.	-1270.
0.0	-0.1	-279.	-564.	-399.	-347.	-473.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C046 Pto 46 μE	C047 Pto 47 μE	C048 Pto 48 μE	C049 Pto 49 μE	C050 Pto 50 μE	C051 Pto 51 μE	C052 Pto 52 μE
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
10.0	9.9	+107.	+102.	+14.	+17.	-31.	+6.	+6.
20.0	20.0	+219.	+205.	+29.	+33.	-63.	+12.	+11.
0.1	0.2	+9.	+2.	+8.	+19.	+3.	+3.	+3.
10.1	10.0	+114.	+105.	+21.	+34.	-29.	+8.	+8.
20.0	19.9	+221.	+207.	+33.	+49.	-62.	+13.	+13.
30.0	29.8	+339.	+321.	+47.	+68.	-95.	+20.	+19.
40.2	40.0	+466.	+438.	+60.	+84.	-129.	+27.	+26.
50.3	49.8	+602.	+564.	+73.	+100.	-165.	+32.	+32.
60.4	59.7	+745.	+701.	+91.	+115.	-200.	+41.	+41.
70.5	69.7	+893.	+842.	+105.	+120.	-235.	+49.	+50.
80.5	79.2	+1104.	+1039.	+85.	+101.	-224.	-63.	-69.
90.5	89.3	+1277.	+1199.	+92.	+96.	-259.	-68.	-97.
100.7	99.4	+1446.	+1351.	+104.	-5444.	-298.	-76.	-117.
110.7	109.3	+1622.	+1504.	+117.	-6001.	-342.	-80.	-119.
120.6	119.4	+1787.	+1652.	+142.	+23.	-385.	-86.	-118.
130.2	129.4	+1930.	+1779.	+213.	-8525.	-414.	-81.	-138.
136.0	135.4	+2010.	+1853.	+253.	-7967.	-432.	-76.	-155.
0.0	-0.1	+458.	+341.	+84.	-10009.	-72.	+61.	+22.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C062	C063	C001	C002	C003	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
0.0	0.1	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
10.0	9.9	+58.	-2.	-16.	+64.	-23.	+1.29	-0.07	-15.8
20.0	20.0	+117.	-3.	-32.	+130.	-45.	+2.59	-0.14	-15.6
0.1	0.2	+5.	+4.	+3.	+5.	+3.	+0.13	+0.10	U/C
10.1	10.0	+62.	+1.	-14.	+68.	-21.	+1.38	-0.00	-15.5
20.0	19.9	+119.	-1.	-31.	+131.	-44.	+2.63	-0.10	-15.4
30.0	29.8	+179.	-2.	-47.	+198.	-66.	+3.97	-0.14	-15.6
40.2	40.0	+241.	-2.	-64.	+265.	-89.	+5.33	-0.20	-15.3
50.3	49.8	+303.	-1.	-81.	+334.	-111.	+6.70	-0.25	-15.1
60.4	59.7	+358.	+0.	-98.	+392.	-132.	+7.86	-0.33	-14.8
70.5	69.7	+425.	-24.	-106.	+482.	-163.	+9.67	-0.40	-17.3
80.5	79.2	+493.	-27.	-122.	+559.	-188.	+11.21	-0.45	-17.3
90.5	89.3	+567.	-26.	-140.	+640.	-213.	+12.85	-0.47	-17.0
100.7	99.4	+645.	-26.	-159.	+726.	-240.	+14.59	-0.50	-16.9
110.7	109.3	+727.	-22.	-180.	+815.	-268.	+16.40	-0.51	-16.6
120.6	119.4	+816.	-15.	-203.	+909.	-296.	+18.30	-0.51	-16.1
130.2	129.4	+924.	+5.	-231.	+1018.	-325.	+20.53	-0.43	-15.3
136.0	135.4	+988.	+18.	-247.	+1081.	-341.	+21.85	-0.36	-14.9
0.0	-0.1	+202.	+92.	-49.	+203.	-50.	+4.18	+0.23	+3.7

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.0	9.9	+48.	-6.	-17.	+54.	-23.	+1.04	-0.16	-16.5
20.0	20.0	+97.	-11.	-33.	+110.	-46.	+2.14	-0.30	-16.8
0.1	0.2	+4.	+2.	+2.	+4.	+2.	+0.10	+0.06	U/C
10.1	10.0	+50.	-5.	-15.	+57.	-22.	+1.13	-0.11	-17.1
20.0	19.9	+98.	-10.	-32.	+111.	-45.	+2.17	-0.27	-16.8
30.0	29.8	+147.	-15.	-48.	+167.	-68.	+3.27	-0.40	-16.7
40.2	40.0	+200.	-20.	-66.	+226.	-92.	+4.42	-0.53	-16.6
50.3	49.8	+251.	-24.	-82.	+283.	-114.	+5.56	-0.65	-16.5
60.4	59.7	+295.	-29.	-98.	+332.	-135.	+6.51	-0.80	-16.4
70.5	69.7	+348.	-56.	-107.	+408.	-168.	+7.99	-1.01	-18.9
80.5	79.2	+402.	-65.	-124.	+472.	-193.	+9.24	-1.16	-18.9
90.5	89.3	+464.	-71.	-143.	+543.	-221.	+10.62	-1.30	-18.7
100.7	99.4	+528.	-77.	-163.	+615.	-249.	+12.04	-1.45	-18.5
110.7	109.3	+597.	-82.	-185.	+692.	-280.	+13.55	-1.61	-18.2
120.6	119.4	+675.	-83.	-210.	+776.	-311.	+15.23	-1.74	-17.7
130.2	129.4	+769.	-75.	-241.	+873.	-344.	+17.17	-1.83	-17.0
136.0	135.4	+826.	-69.	-260.	+931.	-364.	+18.33	-1.89	-16.5
0.0	-0.1	+180.	+54.	-62.	+180.	-62.	+3.60	-0.18	-1.1

Calculos feitos com: E_m = 203.000 MPa e ν = 0,3

ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical

α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C007	C008	C009	C010
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 7	Pto 8	Pto 9	Pto 10
kN	kN	kN	kN	µE	µE	µE	µE
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+91.	+82.	+81.	+88.
10.0	10.3	10.0	9.4	+187.	+167.	+166.	+178.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+89.	+79.	+79.	+86.
10.1	10.4	10.0	9.6	+183.	+162.	+161.	+173.
15.2	15.5	15.0	14.3	+280.	+252.	+248.	+264.
20.4	20.6	20.1	19.4	+381.	+350.	+344.	+357.
25.6	25.7	25.1	24.2	+482.	+448.	+442.	+449.
30.9	30.8	30.2	29.0	+589.	+556.	+550.	+546.
36.0	35.9	35.2	34.1	+694.	+667.	+658.	+643.
41.1	40.8	40.2	38.9	+801.	+779.	+763.	+740.
46.1	45.7	45.1	43.3	+906.	+888.	+870.	+836.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1018.	+1003.	+978.	+941.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1138.	+1120.	+1086.	+1049.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1348.	+1314.	+1263.	+1258.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1500.	+1453.	+1386.	+1414.
71.7	70.7	70.0	68.3	+1674.	+1589.	+1511.	+1580.
77.1	76.0	75.3	73.2	+1862.	+1727.	+1636.	+1755.
82.2	81.1	80.4	78.3	+2026.	+1840.	+1735.	+1892.
87.5	86.5	85.8	82.4	+2240.	+1977.	+1860.	+2084.
92.5	91.2	90.5	88.1	+2514.	+2123.	+1989.	+2282.
97.4	96.0	95.1	92.6	+2816.	+2266.	+2125.	+2487.
103.0	101.5	100.5	97.0	+3131.	+2412.	+2270.	+2705.
108.4	106.8	105.2	101.0	+3486.	+2577.	+2435.	+2874.
108.7	106.2	104.4	102.1	+3539.	+2592.	+2453.	+2882.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+1287.	+727.	+632.	+818.

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

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S1 - DEFORMACOES NO AÇO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+10.	+10.	+12.	+10.
10.0	10.3	10.0	9.4	+19.	+21.	+23.	+20.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+8.	+9.	+10.	+8.
10.1	10.4	10.0	9.6	+16.	+18.	+20.	+17.
15.2	15.5	15.0	14.3	+24.	+28.	+30.	+26.
20.4	20.6	20.1	19.4	+33.	+38.	+41.	+35.
25.6	25.7	25.1	24.2	+42.	+49.	+52.	+44.
30.9	30.8	30.2	29.0	+53.	+60.	+65.	+53.
36.0	35.9	35.2	34.1	+64.	+72.	+77.	+63.
41.1	40.8	40.2	38.9	+73.	+83.	+89.	+71.
46.1	45.7	45.1	43.3	+84.	+94.	+102.	+80.
51.3	50.5	49.9	48.6	+95.	+109.	+115.	+88.
56.4	55.8	55.1	53.3	+108.	+123.	+132.	+95.
61.7	60.8	60.4	58.4	-14.	+10.	+18.	+1.
66.5	65.7	64.9	62.5	-31.	+0.	+5.	-25.
71.7	70.7	70.0	68.3	-49.	-12.	-4.	-45.
77.1	76.0	75.3	73.2	-61.	-21.	-10.	-61.
82.2	81.1	80.4	78.3	-32.	+28.	+61.	+1.
87.5	86.5	85.8	82.4	-45.	+26.	+68.	+0.
92.5	91.2	90.5	88.1	-59.	+25.	+79.	-1.
97.4	96.0	95.1	92.6	-63.	+36.	+101.	+9.
103.0	101.5	100.5	97.0	-59.	+58.	+133.	+20.
108.4	106.8	105.2	101.0	-65.	+86.	+177.	+26.
108.7	106.2	104.4	102.1	-74.	+85.	+178.	+19.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-107.	+0.	+69.	-50.

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

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM DITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C015	C016	C017	C018	C024	C025
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 15	Pto 16	Pto 17	Pto 18	Pto 24	Pto 25
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	-1.	-1.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+5.	+5.	+12.	+6.	+7.	+9.
10.0	10.3	10.0	9.4	+8.	+8.	+24.	+10.	+11.	+15.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	-1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+5.	+4.	+10.	+5.	+3.	+6.
10.1	10.4	10.0	9.6	+9.	+9.	+23.	+10.	+9.	+12.
15.2	15.5	15.0	14.3	+12.	+11.	+34.	+15.	+12.	+18.
20.4	20.6	20.1	19.4	+13.	+12.	+45.	+20.	+18.	+25.
25.6	25.7	25.1	24.2	+13.	+15.	+57.	+24.	+24.	+31.
30.9	30.8	30.2	29.0	+11.	+18.	+66.	+29.	+31.	+40.
36.0	35.9	35.2	34.1	+6.	+20.	+72.	+34.	+37.	+48.
41.1	40.8	40.2	38.9	+0.	+21.	+74.	+38.	+43.	+58.
46.1	45.7	45.1	43.3	-5.	+23.	+75.	+41.	+48.	+67.
51.3	50.5	49.9	48.6	-8.	+24.	+73.	+45.	+53.	+74.
56.4	55.8	55.1	53.3	-10.	+25.	+72.	+50.	+60.	+80.
61.7	60.8	60.4	58.4	-25.	+9.	-41.	+80.	+33.	+7.
66.5	65.7	64.9	62.5	-29.	+11.	-78.	+86.	+23.	-3.
71.7	70.7	70.0	68.3	-31.	+17.	-98.	+94.	+19.	-6.
77.1	76.0	75.3	73.2	-33.	+20.	-107.	+102.	+11.	-7.
82.2	81.1	80.4	78.3	-35.	+9.	-114.	+103.	-35.	-45.
87.5	86.5	85.8	82.4	-36.	+3.	-67.	+111.	-43.	-49.
92.5	91.2	90.5	88.1	-39.	-7.	-24.	+122.	-44.	-51.
97.4	96.0	95.1	92.6	-41.	-23.	-3.	+139.	-25.	-44.
103.0	101.5	100.5	97.0	-43.	-34.	+10.	+157.	+12.	-21.
108.4	106.8	105.2	101.0	-46.	-55.	-7.	+167.	+74.	+79.
108.7	106.2	104.4	102.1	-48.	-61.	-16.	+165.	+86.	+107.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-69.	-72.	-106.	+55.	+173.	+184.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	-19.	-25.	-20.	-28.	-20.
10.0	10.3	10.0	9.4	-40.	-54.	-41.	-63.	-43.
0.1	0.1	0.1	0.1	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	-21.	-27.	-23.	-33.	-24.
10.1	10.4	10.0	9.6	-41.	-55.	-42.	-65.	-45.
15.2	15.5	15.0	14.3	-60.	-84.	-62.	-102.	-67.
20.4	20.6	20.1	19.4	-80.	-113.	-80.	-138.	-89.
25.6	25.7	25.1	24.2	-98.	-142.	-95.	-176.	-109.
30.9	30.8	30.2	29.0	-117.	-172.	-110.	-216.	-129.
36.0	35.9	35.2	34.1	-137.	-202.	-127.	-254.	-148.
41.1	40.8	40.2	38.9	-157.	-234.	-147.	-294.	-170.
46.1	45.7	45.1	43.3	-180.	-266.	-168.	-333.	-191.
51.3	50.5	49.9	48.6	-204.	-302.	-192.	-374.	-216.
56.4	55.8	55.1	53.3	-231.	-337.	-219.	-414.	-240.
61.7	60.8	60.4	58.4	-275.	-378.	-217.	-460.	-279.
66.5	65.7	64.9	62.5	-306.	-411.	-241.	-505.	-308.
71.7	70.7	70.0	68.3	-341.	-450.	-269.	-550.	-340.
77.1	76.0	75.3	73.2	-379.	-491.	-300.	-596.	-375.
82.2	81.1	80.4	78.3	-405.	-523.	-326.	-628.	-398.
87.5	86.5	85.8	82.4	-448.	-570.	-366.	-679.	-438.
92.5	91.2	90.5	88.1	-495.	-619.	-410.	-732.	-478.
97.4	96.0	95.1	92.6	-543.	-671.	-454.	-784.	-518.
103.0	101.5	100.5	97.0	-595.	-729.	-502.	-839.	-564.
108.4	106.8	105.2	101.0	-660.	-799.	-559.	-908.	-617.
108.7	106.2	104.4	102.1	-670.	-810.	-565.	-918.	-625.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-149.	-199.	-111.	-252.	-134.

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

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM DITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S2 - DEFORMACOES NO AÇO: MESA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C026	C027	C028	C029
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 26	Pto 27	Pto 28	Pto 29
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+106.	+107.	+111.	+126.
10.0	10.3	10.0	9.4	+224.	+219.	+232.	+265.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+102.	+105.	+107.	+122.
10.1	10.4	10.0	9.6	+210.	+214.	+220.	+248.
15.2	15.5	15.0	14.3	+327.	+331.	+347.	+393.
20.4	20.6	20.1	19.4	+450.	+461.	+483.	+553.
25.6	25.7	25.1	24.2	+574.	+597.	+621.	+719.
30.9	30.8	30.2	29.0	+701.	+752.	+769.	+905.
36.0	35.9	35.2	34.1	+827.	+903.	+919.	+1112.
41.1	40.8	40.2	38.9	+958.	+1057.	+1068.	+1348.
46.1	45.7	45.1	43.3	+1092.	+1213.	+1215.	+1611.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1242.	+1371.	+1368.	+1923.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1411.	+1531.	+1522.	+2294.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1615.	+1694.	+1685.	+2714.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1863.	+1847.	+1840.	+3170.
71.7	70.7	70.0	68.3	+2216.	+2030.	+2026.	+3786.
77.1	76.0	75.3	73.2	+2692.	+2231.	+2233.	+4494.
82.2	81.1	80.4	78.3	+3392.	+2483.	+2484.	+5224.
87.5	86.5	85.8	82.4	+3682.	+2804.	+2807.	+6093.
92.5	91.2	90.5	88.1	+3996.	+3270.	+3191.	+7361.
97.4	96.0	95.1	92.6	+5014.	+3964.	+3681.	+7698.
103.0	101.5	100.5	97.0	+7484.	+4667.	+4260.	+8296.
108.4	106.8	105.2	101.0	+10115.	+5948.	+5127.	+9848.
108.7	106.2	104.4	102.1	+10590.	+6271.	+5406.	+10445.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+7807.	+3614.	+2735.	+7074.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO FONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C030 Pto 30 μE	C031 Pto 31 μE	C032 Pto 32 μE	C033 Pto 33 μE
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+22.	+11.	+12.	+29.
10.0	10.3	10.0	9.4	+26.	+12.	+24.	+27.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	-1.	+0.	+1.
5.1	5.2	5.0	4.8	+17.	+8.	+10.	+21.
10.1	10.4	10.0	9.6	+22.	+11.	+21.	+22.
15.2	15.5	15.0	14.3	+34.	+15.	+32.	+32.
20.4	20.6	20.1	19.4	+46.	+20.	+44.	+45.
25.6	25.7	25.1	24.2	+59.	+25.	+56.	+57.
30.9	30.8	30.2	29.0	+73.	+29.	+69.	+69.
36.0	35.9	35.2	34.1	+87.	+32.	+83.	+83.
41.1	40.8	40.2	38.9	+101.	+33.	+97.	+96.
46.1	45.7	45.1	43.3	+116.	+35.	+110.	+109.
51.3	50.5	49.9	48.6	+132.	+21.	+126.	+123.
56.4	55.8	55.1	53.3	+151.	+19.	+142.	+139.
61.7	60.8	60.4	58.4	+172.	+17.	+160.	+156.
66.5	65.7	64.9	62.5	+193.	+18.	+179.	+176.
71.7	70.7	70.0	68.3	+223.	+29.	+204.	+201.
77.1	76.0	75.3	73.2	+256.	+48.	+232.	+229.
82.2	81.1	80.4	78.3	+287.	+61.	+256.	+257.
87.5	86.5	85.8	82.4	+333.	+83.	+289.	+297.
92.5	91.2	90.5	88.1	+380.	+98.	+328.	+354.
97.4	96.0	95.1	92.6	+437.	+118.	+346.	+373.
103.0	101.5	100.5	97.0	+551.	+179.	+430.	+494.
108.4	106.8	105.2	101.0	+773.	+317.	+596.	+704.
108.7	106.2	104.4	102.1	+817.	+351.	+636.	+741.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+601.	+169.	+443.	+549.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C034	C035	C036	C037	C043	C044	C045
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 34	Pto 35	Pto 36	Pto 37	Pto 43	Pto 44	Pto 45
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.	+1.
4.9	5.0	5.0	4.7	+9.	+9.	+9.	+11.	+7.	+9.	+12.
10.0	10.3	10.0	9.4	+19.	+17.	+15.	+23.	+13.	+14.	+21.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+7.	+8.	+7.	+8.	+5.	+5.	+8.
10.1	10.4	10.0	9.6	+16.	+16.	+14.	+17.	+10.	+11.	+18.
15.2	15.5	15.0	14.3	+24.	+23.	+20.	+27.	+17.	+17.	+27.
20.4	20.6	20.1	19.4	+29.	+29.	+26.	+38.	+23.	+24.	+37.
25.6	25.7	25.1	24.2	+34.	+36.	+33.	+50.	+29.	+31.	+48.
30.9	30.8	30.2	29.0	-11.	+42.	+40.	+61.	+38.	+40.	+61.
36.0	35.9	35.2	34.1	-20.	+42.	+44.	+75.	+45.	+48.	+74.
41.1	40.8	40.2	38.9	-24.	+40.	+50.	+90.	+53.	+56.	+86.
46.1	45.7	45.1	43.3	-25.	+37.	+48.	+109.	+61.	+65.	+98.
51.3	50.5	49.9	48.6	-28.	+33.	+52.	+130.	+69.	+74.	+111.
56.4	55.8	55.1	53.3	-30.	+38.	+58.	+157.	+81.	+87.	+127.
61.7	60.8	60.4	58.4	-32.	+40.	+57.	+194.	+92.	+100.	+144.
66.5	65.7	64.9	62.5	-33.	+41.	+49.	+217.	+104.	+114.	+163.
71.7	70.7	70.0	68.3	-34.	+42.	+49.	+185.	+121.	+133.	+188.
77.1	76.0	75.3	73.2	-34.	+37.	+51.	+169.	+142.	+156.	+218.
82.2	81.1	80.4	78.3	-38.	+31.	+48.	+149.	+163.	+180.	+245.
87.5	86.5	85.8	82.4	-44.	+18.	+45.	+146.	+203.	+214.	+290.
92.5	91.2	90.5	88.1	-55.	+8.	+41.	+129.	+270.	+267.	+376.
97.4	96.0	95.1	92.6	-61.	-5.	+34.	+257.	+409.	+417.	+568.
103.0	101.5	100.5	97.0	-72.	-16.	+19.	+512.	+586.	+574.	+826.
108.4	106.8	105.2	101.0	-79.	-40.	-12.	+1122.	+881.	+834.	+1193.
108.7	106.2	104.4	102.1	-80.	-43.	-17.	+1275.	+940.	+886.	+1267.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-90.	-79.	-57.	+968.	+796.	+741.	+1056.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACDES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061	C062	C063	C064	C038	C039	C040	C041	C042
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 38	Pto 39	Pto 40	Pto 41	Pto 42
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	-1.	+1.
4.9	5.0	5.0	4.7	-21.	-33.	-20.	-33.	-13.
10.0	10.3	10.0	9.4	-40.	-69.	-42.	-69.	-25.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	-23.	-34.	-22.	-35.	-15.
10.1	10.4	10.0	9.6	-41.	-69.	-44.	-69.	-27.
15.2	15.5	15.0	14.3	-59.	-106.	-71.	-106.	-41.
20.4	20.6	20.1	19.4	-80.	-145.	-100.	-144.	-58.
25.6	25.7	25.1	24.2	-103.	-185.	-133.	-183.	-77.
30.9	30.8	30.2	29.0	-129.	-228.	-170.	-223.	-99.
36.0	35.9	35.2	34.1	-159.	-272.	-208.	-265.	-123.
41.1	40.8	40.2	38.9	-194.	-319.	-251.	-309.	-153.
46.1	45.7	45.1	43.3	-232.	-367.	-296.	-355.	-185.
51.3	50.5	49.9	48.6	-275.	-421.	-348.	-406.	-220.
56.4	55.8	55.1	53.3	-321.	-477.	-401.	-460.	-258.
61.7	60.8	60.4	58.4	-374.	-538.	-462.	-518.	-301.
66.5	65.7	64.9	62.5	-426.	-598.	-522.	-577.	-344.
71.7	70.7	70.0	68.3	-490.	-672.	-595.	-647.	-399.
77.1	76.0	75.3	73.2	-562.	-755.	-678.	-727.	-460.
82.2	81.1	80.4	78.3	-652.	-857.	-793.	-829.	-540.
87.5	86.5	85.8	82.4	-764.	-986.	-928.	-953.	-640.
92.5	91.2	90.5	88.1	-912.	-1155.	-1096.	-1110.	-771.
97.4	96.0	95.1	92.6	-1114.	-1398.	-1340.	-1335.	-952.
103.0	101.5	100.5	97.0	-1399.	-1714.	-1664.	-1625.	-1189.
108.4	106.8	105.2	101.0	-1849.	-2254.	-2239.	-2113.	-1576.
108.7	106.2	104.4	102.1	-1943.	-2374.	-2367.	-2217.	-1658.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-967.	-1375.	-1261.	-1261.	-829.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C061	C062	C063	C064	C046	C047	C048	C049	C050	C051	C052
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 46	Pto 47	Pto 48	Pto 49	Pto 50	Pto 51	Pto 52
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+81.	+82.	+10.	+10.	-18.	+6.	+5.
10.0	10.3	10.0	9.4	+160.	+168.	+14.	+13.	-38.	+10.	+8.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+79.	+79.	+7.	+6.	-20.	+3.	+2.
10.1	10.4	10.0	9.6	+161.	+162.	+11.	+10.	-39.	+9.	+6.
15.2	15.5	15.0	14.3	+240.	+250.	+17.	+17.	-58.	+12.	+10.
20.4	20.6	20.1	19.4	+344.	+347.	+23.	+23.	-79.	+17.	+13.
25.6	25.7	25.1	24.2	+443.	+444.	+29.	+30.	-99.	+23.	+17.
30.9	30.8	30.2	29.0	+548.	+547.	+37.	+39.	-118.	+28.	+23.
36.0	35.9	35.2	34.1	+658.	+650.	+45.	+48.	-138.	+33.	+28.
41.1	40.8	40.2	38.9	+769.	+755.	+52.	+55.	-158.	+37.	+31.
46.1	45.7	45.1	43.3	+880.	+857.	+59.	+64.	-179.	+41.	+36.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1000.	+966.	+67.	+75.	-202.	+41.	+40.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1110.	+1076.	+77.	+86.	-223.	+43.	+46.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1319.	+1255.	+0.	+20.	-219.	-32.	-23.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1444.	+1367.	+12.	+34.	-232.	-47.	-50.
71.7	70.7	70.0	68.3	+1586.	+1493.	+10.	+32.	-252.	-47.	-61.
77.1	76.0	75.3	73.2	+1727.	+1617.	+5.	+28.	-271.	-42.	-69.
82.2	81.1	80.4	78.3	+1856.	+1732.	+64.	+89.	-285.	-28.	-101.
87.5	86.5	85.8	82.4	+1981.	+1849.	+79.	+110.	-309.	-13.	-108.
92.5	91.2	90.5	88.1	+2120.	+1990.	+92.	+130.	-334.	+3.	-113.
97.4	96.0	95.1	92.6	+2261.	+2147.	+111.	+157.	-358.	+22.	-113.
103.0	101.5	100.5	97.0	+2403.	+2317.	+141.	+195.	-386.	+31.	-118.
108.4	106.8	105.2	101.0	+2565.	+2491.	+181.	+243.	-425.	+42.	-122.
108.7	106.2	104.4	102.1	+2583.	+2511.	+182.	+248.	-430.	+48.	-110.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+716.	+648.	+52.	+124.	-89.	+130.	+72.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C001	C002	C003	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P_1	P_2	P_3	P_4	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.0	+0.0	U/C
4.9	5.0	5.0	4.7	+45.	+5.	-10.	+47.	-13.	+1.0	+0.0	-12.1
10.0	10.3	10.0	9.4	+88.	+9.	-24.	+93.	-29.	+1.9	-0.0	-11.5
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
5.1	5.2	5.0	4.8	+41.	+2.	-13.	+43.	-16.	+0.9	-0.1	-11.8
10.1	10.4	10.0	9.6	+84.	+6.	-25.	+89.	-30.	+1.8	-0.1	-11.8
15.2	15.5	15.0	14.3	+128.	+9.	-38.	+136.	-46.	+2.7	-0.1	-11.9
20.4	20.6	20.1	19.4	+174.	+13.	-51.	+184.	-61.	+3.7	-0.1	-11.5
25.6	25.7	25.1	24.2	+221.	+18.	-64.	+233.	-76.	+4.7	-0.1	-11.5
30.9	30.8	30.2	29.0	+270.	+24.	-76.	+285.	-91.	+5.7	-0.1	-11.5
36.0	35.9	35.2	34.1	+319.	+30.	-89.	+335.	-106.	+6.8	-0.1	-11.2
41.1	40.8	40.2	38.9	+367.	+36.	-102.	+386.	-121.	+7.8	-0.1	-11.2
46.1	45.7	45.1	43.3	+417.	+42.	-115.	+438.	-137.	+8.9	-0.1	-11.1
51.3	50.5	49.9	48.6	+468.	+48.	-129.	+491.	-153.	+9.9	-0.1	-11.0
56.4	55.8	55.1	53.3	+522.	+55.	-145.	+548.	-170.	+11.1	-0.1	-10.9
61.7	60.8	60.4	58.4	+537.	+54.	-138.	+567.	-168.	+11.5	+0.1	-11.7
66.5	65.7	64.9	62.5	+585.	+62.	-148.	+617.	-180.	+12.6	+0.1	-11.6
71.7	70.7	70.0	68.3	+645.	+70.	-163.	+679.	-197.	+13.8	+0.1	-11.5
77.1	76.0	75.3	73.2	+708.	+82.	-179.	+745.	-215.	+15.2	+0.2	-11.2
82.2	81.1	80.4	78.3	+794.	+104.	-201.	+830.	-237.	+16.9	+0.3	-10.6
87.5	86.5	85.8	82.4	+870.	+125.	-220.	+906.	-255.	+18.5	+0.4	-10.1
92.5	91.2	90.5	88.1	+960.	+150.	-243.	+994.	-278.	+20.3	+0.4	-9.5
97.4	96.0	95.1	92.6	+1061.	+184.	-267.	+1094.	-300.	+22.4	+0.6	-8.9
%103.0	%101.5	%100.5	97.0	+1175.	+223.	-298.	+1206.	-329.	+24.7	+0.7	-8.2
%108.4	%106.8	%105.2	%101.0	+1324.	+274.	-338.	+1352.	-366.	+27.7	+0.9	-7.4
%108.7	%106.2	%104.4	%102.1	+1344.	+284.	-343.	+1371.	-370.	+28.1	+0.9	-7.2
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+446.	+193.	-135.	+448.	-137.	+9.1	-0.1	+3.7

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C004 E _a μE	C005 E _b μE	C006 E _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+1.	+2.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
4.9	5.0	5.0	4.7	+48.	+8.	-6.	+51.	-9.	+1.1	+0.1	-13.3
10.0	10.3	10.0	9.4	+95.	+12.	-15.	+102.	-22.	+2.1	+0.2	-13.3
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
5.1	5.2	5.0	4.8	+44.	+4.	-10.	+47.	-13.	+1.0	+0.0	-13.3
10.1	10.4	10.0	9.6	+90.	+9.	-18.	+97.	-25.	+2.0	+0.1	-13.5
15.2	15.5	15.0	14.3	+137.	+13.	-28.	+147.	-37.	+3.0	+0.1	-13.3
20.4	20.6	20.1	19.4	+186.	+20.	-38.	+199.	-50.	+4.1	+0.2	-12.9
25.6	25.7	25.1	24.2	+237.	+26.	-48.	+253.	-63.	+5.2	+0.3	-12.9
30.9	30.8	30.2	29.0	+289.	+33.	-57.	+308.	-76.	+6.4	+0.4	-12.8
36.0	35.9	35.2	34.1	+340.	+41.	-67.	+362.	-88.	+7.5	+0.5	-12.6
41.1	40.8	40.2	38.9	+392.	+48.	-77.	+416.	-101.	+8.6	+0.5	-12.6
46.1	45.7	45.1	43.3	+443.	+54.	-88.	+470.	-116.	+9.7	+0.6	-12.4
51.3	50.5	49.9	48.6	+496.	+62.	-100.	+526.	-130.	+10.9	+0.6	-12.3
56.4	55.8	55.1	53.3	+553.	+70.	-112.	+586.	-145.	+12.1	+0.7	-12.1
61.7	60.8	60.4	58.4	+570.	+70.	-105.	+607.	-142.	+12.6	+0.9	-12.8
66.5	65.7	64.9	62.5	+621.	+78.	-114.	+661.	-154.	+13.7	+1.0	-12.8
71.7	70.7	70.0	68.3	+682.	+89.	-126.	+724.	-168.	+15.0	+1.1	-12.5
77.1	76.0	75.3	73.2	+748.	+102.	-141.	+792.	-185.	+16.4	+1.2	-12.2
82.2	81.1	80.4	78.3	+840.	+128.	-161.	+882.	-203.	+18.3	+1.4	-11.4
87.5	86.5	85.8	82.4	+921.	+148.	-182.	+963.	-224.	+20.0	+1.4	-10.9
92.5	91.2	90.5	88.1	+1015.	+176.	-205.	+1056.	-247.	+21.9	+1.6	-10.3
97.4	96.0	95.1	92.6	+1122.	+210.	-232.	+1162.	-272.	+24.1	+1.7	-9.6
X103.0	X101.5	X100.5	97.0	+1244.	+247.	-263.	+1282.	-302.	+26.6	+1.9	-8.9
X108.4	X106.8	X105.2	X101.0	+1400.	+300.	-308.	+1435.	-343.	+29.7	+2.0	-8.0
X108.7	X106.2	X104.4	X102.1	+1420.	+309.	-315.	+1453.	-348.	+30.1	+2.0	-7.8
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+482.	+217.	-117.	+484.	-119.	+10.0	+0.6	+3.3

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 E_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO ACO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C007 Pto 7 μE	C008 Pto 8 μE	C009 Pto 9 μE	C010 Pto 10 μE	C012 Pto 12 μE	C013 Pto 13 μE	C014 Pto 14 μE
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+1.
10.1	9.8	+130.	+98.	+106.	+120.	+10.	+11.	+10.
20.4	19.6	+261.	+189.	+214.	+245.	+21.	+23.	+19.
0.0	0.0	+11.	-15.	+9.	+10.	+2.	+3.	+3.
0.0	0.0	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+125.	+103.	+103.	+117.	+10.	+10.	+9.
20.3	19.6	+250.	+205.	+206.	+236.	+19.	+21.	+17.
30.5	29.5	+381.	+293.	+324.	+362.	+29.	+30.	+27.
40.7	39.4	+515.	+388.	+458.	+491.	+39.	+41.	+35.
50.8	49.1	+648.	+486.	+598.	+620.	+48.	+52.	+44.
61.1	59.0	+787.	+580.	+751.	+754.	+59.	+67.	+53.
71.2	69.0	+1057.	+785.	+1046.	+982.	+766.	-84.	-85.
81.1	78.7	+1265.	+923.	+1273.	+1152.	+922.	-143.	-157.
91.2	88.9	+1498.	+1110.	+1525.	+1347.	+785.	-234.	-281.
101.2	98.6	+1785.	+1324.	+1841.	+1586.	+785.	-406.	-495.
110.8	108.8	+2078.	+1488.	+2168.	+1852.	+800.	-597.	-734.
0.4	-0.2	+525.	+173.	+887.	+376.	+462.	-411.	-459.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ KN	C063 P ₂ KN	C015 Pto 15 µE	C016 Pto 16 µE	C017 Pto 17 µE	C018 Pto 18 µE	C024 Pto 24 µE	C025 Pto 25 µE
0.0	0.0	+1.	+0.	+1.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+10.	+8.	+8.	+8.	+3.	+3.
20.4	19.6	+20.	+16.	+16.	+14.	+6.	+7.
0.0	0.0	+3.	+2.	+2.	+1.	+2.	+1.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.
10.2	9.8	+9.	+8.	+8.	+8.	+2.	+4.
20.3	19.6	+18.	+15.	+15.	+14.	+4.	+7.
30.5	29.5	+27.	+23.	+23.	+21.	+7.	+9.
40.7	39.4	+37.	+31.	+28.	+26.	+9.	+11.
50.8	49.1	+45.	+39.	+33.	+33.	+10.	+14.
61.1	59.0	+54.	+45.	+36.	+39.	+13.	+17.
71.2	69.0	+56.	-40.	-46.	+38.	-43.	-76.
81.1	78.7	+64.	-46.	-55.	+45.	-59.	-91.
91.2	88.9	+74.	-49.	-60.	+54.	-71.	-104.
101.2	98.6	+83.	-44.	-59.	+62.	-76.	-108.
110.8	108.8	+86.	-40.	-56.	+68.	-80.	-111.
0.4	-0.2	-1.	-23.	-20.	-2.	+25.	-11.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	-24.	-29.	-27.	-49.	-32.
20.4	19.6	-49.	-58.	-55.	-98.	-65.
0.0	0.0	+9.	+1.	+2.	-5.	+1.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
10.2	9.8	-26.	-28.	-27.	-47.	-32.
20.3	19.6	-56.	-58.	-56.	-92.	-66.
30.5	29.5	-85.	-89.	-84.	-142.	-100.
40.7	39.4	-117.	-121.	-113.	-192.	-138.
50.8	49.1	-152.	-153.	-142.	-243.	-175.
61.1	59.0	-193.	-189.	-171.	-296.	-218.
71.2	69.0	-178.	-173.	-154.	-268.	-203.
81.1	78.7	-208.	-193.	-172.	-294.	-233.
91.2	88.9	-239.	-214.	-191.	-318.	-264.
101.2	98.6	-268.	-233.	-205.	-340.	-295.
110.8	108.8	-300.	-253.	-220.	-363.	-326.
0.4	-0.2	+0.	-6.	+26.	+7.	-10.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD 52 - DEFORMACOES NO ACO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε	C030 Pto 30 µε	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+189.	+185.	+184.	+198.	+12.	+12.	+13.
20.4	19.6	+383.	+387.	+389.	+401.	+24.	+25.	+26.
0.0	0.0	+19.	+80.	+72.	+21.	+3.	+3.	+4.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	-2.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+182.	+155.	+159.	+189.	+11.	+12.	+11.
20.3	19.6	+366.	+312.	+320.	+381.	+23.	+24.	+23.
30.5	29.5	+560.	+526.	+559.	+585.	+34.	+36.	+35.
40.7	39.4	+759.	+767.	+809.	+793.	+48.	+48.	+48.
50.8	49.1	+956.	+1019.	+1063.	+994.	+60.	+62.	+62.
61.1	59.0	+1166.	+1271.	+1339.	+1204.	+75.	+77.	+77.
71.2	69.0	+1522.	+1670.	+1758.	+1539.	-150.	-79.	-152.
81.1	78.7	+1870.	+2022.	+2137.	+1831.	-257.	-110.	-248.
91.2	88.9	+2330.	+2414.	+2606.	+2220.	-409.	-98.	-383.
101.2	98.6	+3103.	+3034.	+3542.	+2794.	-704.	-254.	-652.
110.8	108.8	+4053.	+4220.	+5492.	+3680.	-1355.	-707.	-1253.
0.4	-0.2	+1821.	+2536.	+4451.	+1959.	-1194.	-706.	-1430.

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε	C037 Pto 37 µε	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	+12.	+7.	+10.	+12.	+7.	+10.	+11.
20.4	19.6	+24.	+13.	+21.	+24.	+13.	+19.	+23.
0.0	0.0	+3.	+2.	+3.	+3.	+3.	+3.	+3.
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+12.	+7.	+10.	+12.	+6.	+9.	+11.
20.3	19.6	+23.	+13.	+20.	+24.	+12.	+17.	+21.
30.5	29.5	+34.	+19.	+29.	+34.	+18.	+26.	+33.
40.7	39.4	+45.	+25.	+40.	+45.	+25.	+34.	+44.
50.8	49.1	+56.	+32.	+51.	+56.	+31.	+44.	+57.
61.1	59.0	+65.	+38.	+61.	+59.	+39.	+54.	+71.
71.2	69.0	+57.	+39.	+8.	+61.	+103.	+111.	+124.
81.1	78.7	+61.	+42.	+8.	+65.	+112.	+124.	+139.
91.2	88.9	+64.	+46.	+8.	+66.	+123.	+136.	+153.
101.2	98.6	+64.	+51.	+7.	+65.	+139.	+157.	+173.
110.8	108.8	+50.	+55.	+1.	+63.	+178.	+203.	+211.
0.4	-0.2	-22.	+15.	-28.	+8.	0/S-	0/S-	0/S-

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062	C063	C038	C039	C040	C041	C042
P ₁	P ₂	Pto 34	Pto 35	Pto 36	Pto 37	Pto 43
kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	-36.	-45.	-22.	-30.	-30.
20.4	19.6	-72.	-95.	-46.	-62.	-62.
0.0	0.0	+6.	-3.	+7.	+4.	+5.
0.0	0.0	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.
10.2	9.8	-37.	-44.	-23.	-31.	-30.
20.3	19.6	-76.	-93.	-51.	-65.	-65.
30.5	29.5	-116.	-147.	-80.	-98.	-100.
40.7	39.4	-160.	-204.	-112.	-134.	-137.
50.8	49.1	-209.	-263.	-146.	-170.	-177.
61.1	59.0	-266.	-326.	-184.	-210.	-222.
71.2	69.0	-321.	-400.	-238.	-256.	-268.
81.1	78.7	-370.	-452.	-275.	-292.	-309.
91.2	88.9	-422.	-507.	-313.	-331.	-354.
101.2	98.6	-475.	-562.	-352.	-370.	-399.
110.8	108.8	-543.	-633.	-394.	-426.	-459.
0.4	-0.2	-92.	-158.	0/S-	0/S-	0/S-

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C046 Pto 46 µε	C047 Pto 47 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε	C051 Pto 51 µε	C052 Pto 52 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+120.	+120.	+6.	-47.	+7.	+5.
20.4	19.6	+233.	+261.	+11.	-100.	+12.	+10.
0.0	0.0	+27.	+48.	+1.	-19.	+3.	+3.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.2	9.8	+104.	+107.	+6.	-40.	+6.	+5.
20.3	19.6	+208.	+217.	+11.	-82.	+10.	+9.
30.5	29.5	+327.	+344.	+14.	-133.	+16.	+12.
40.7	39.4	+460.	+488.	+22.	-184.	+22.	+16.
50.8	49.1	+600.	+636.	+30.	-233.	+28.	+21.
61.1	59.0	+770.	+806.	+40.	-282.	+34.	+26.
71.2	69.0	+1077.	+1121.	-117.	-281.	-54.	-54.
81.1	78.7	+1289.	+1340.	-177.	-304.	-68.	-68.
91.2	88.9	+1518.	+1561.	-255.	-331.	-79.	-77.
101.2	98.6	+1761.	+1810.	-402.	-353.	-86.	-84.
110.8	108.8	+2065.	+2111.	-688.	-355.	-37.	-108.
0.4	-0.2	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-

* CANAL 48: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSÕES - ROSETA 1 - SECÃO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C001 ε _a με	C002 ε _b με	C003 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.1	9.8	+60.	+1.	-14.	+66.	-20.	+1.33	-0.01	-15.3
20.4	19.6	+122.	+2.	-29.	+134.	-41.	+2.72	-0.01	-15.4
0.0	0.0	+6.	+3.	+2.	+6.	+2.	+0.14	+0.08	U/C
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.2	9.8	+58.	+0.	-14.	+64.	-20.	+1.29	-0.03	-15.6
20.3	19.6	+117.	-1.	-29.	+130.	-42.	+2.61	-0.07	-15.7
30.5	29.5	+180.	+0.	-44.	+199.	-63.	+4.01	-0.07	-15.7
40.7	39.4	+244.	+1.	-60.	+270.	-85.	+5.45	-0.10	-15.5
50.8	49.1	+309.	+2.	-76.	+341.	-108.	+6.88	-0.12	-15.4
61.1	59.0	+378.	+3.	-93.	+416.	-131.	+8.39	-0.15	-15.3
71.2	69.0	+421.	-18.	-101.	+476.	-156.	+9.58	-0.29	-17.2
81.1	78.7	+480.	-22.	-114.	+544.	-178.	+10.95	-0.33	-17.3
91.2	88.9	+537.	-27.	-127.	+610.	-200.	+12.27	-0.38	-17.4
101.2	98.6	+589.	-34.	-143.	+670.	-224.	+13.45	-0.51	-17.6
110.8	108.8	+660.	-37.	-167.	+748.	-255.	+14.97	-0.69	-17.2
0.4	-0.2	+92.	+54.	-29.	+96.	-33.	+1.93	-0.08	+10.2

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C062	C063	C004	C005	C006	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$					
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
10.1	9.8	+61.	-5.	-17.	+69.	-25.	+1.37	-0.10	-17.2
20.4	19.6	+123.	-9.	-35.	+138.	-51.	+2.75	-0.21	-16.8
0.0	0.0	+6.	+2.	+1.	+6.	+1.	+0.14	+0.05	U/C
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
10.2	9.8	+59.	-5.	-17.	+67.	-25.	+1.32	-0.11	-17.0
20.3	19.6	+118.	-10.	-34.	+134.	-50.	+2.65	-0.22	-17.0
30.5	29.5	+181.	-12.	-52.	+204.	-75.	+4.04	-0.32	-16.7
40.7	39.4	+245.	-15.	-70.	+276.	-101.	+5.48	-0.40	-16.5
50.8	49.1	+310.	-17.	-88.	+348.	-126.	+6.91	-0.48	-16.4
61.1	59.0	+379.	-19.	-107.	+425.	-153.	+8.45	-0.56	-16.2
71.2	69.0	+420.	-59.	-122.	+491.	-192.	+9.67	-1.01	-18.8
81.1	78.7	+476.	-70.	-137.	+559.	-220.	+11.00	-1.16	-19.0
91.2	88.9	+531.	-84.	-153.	+626.	-248.	+12.30	-1.35	-19.3
101.2	98.6	+577.	-103.	-167.	+680.	-278.	+13.48	-1.60	-19.8
110.8	108.8	+644.	-114.	-186.	+767.	-310.	+15.04	-1.77	-19.8
0.4	-0.2	+73.	+21.	-14.	+74.	-15.	+1.55	+0.16	-5.5

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal $\epsilon_b = 45^\circ$ ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C007	C008	C009	C010
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 7	Pto 8	Pto 9	Pto 10
kN	kN	kN	kN	μE	μE	μE	μE
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.
5.2	5.0	4.9	4.8	+90.	+75.	+79.	+93.
10.3	10.2	9.8	9.7	+184.	+145.	+165.	+188.
1.2	0.1	0.0	0.1	+6.	-7.	+7.	+8.
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+1.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+91.	+77.	+81.	+92.
10.2	10.2	9.8	9.8	+184.	+154.	+163.	+186.
15.3	15.2	14.8	14.8	+279.	+246.	+257.	+284.
20.6	20.2	19.6	19.5	+376.	+339.	+349.	+382.
25.9	25.4	24.6	24.3	+475.	+440.	+446.	+482.
31.0	30.5	29.6	29.1	+574.	+542.	+549.	+584.
36.2	35.4	34.4	33.8	+743.	+725.	+733.	+754.
41.4	40.4	39.3	38.7	+856.	+884.	+875.	+869.
46.5	45.6	44.3	43.8	+976.	+1032.	+1016.	+989.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1082.	+1179.	+1158.	+1101.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1192.	+1317.	+1303.	+1215.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1327.	+1467.	+1466.	+1350.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1468.	+1624.	+1622.	+1490.
72.6	70.6	68.4	67.9	+1640.	+1802.	+1806.	+1669.
77.9	75.5	73.2	73.6	+1832.	+1998.	+2003.	+1890.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2040.	+2163.	+2186.	+2136.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2245.	+2330.	+2385.	+2428.
92.9	89.8	86.9	86.5	+2513.	+2531.	+2582.	+2732.
98.0	94.4	91.2	91.1	+2782.	+2717.	+2780.	+3049.
99.5	95.0	91.6	91.4	+2857.	+2776.	+2841.	+3159.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+892.	+1133.	+1132.	+1141.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061	C062	C063	C064	C011	C012	C013	C014
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 11	Pto 12	Pto 13	Pto 14
kN	kN	kN	kN	μE	μE	μE	μE
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+5.	+8.	+7.	+7.
10.3	10.2	9.8	9.7	+10.	+16.	+13.	+15.
1.2	0.1	0.0	0.1	-6.	+2.	+1.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+6.	+9.	+8.	+8.
10.2	10.2	9.8	9.8	+12.	+15.	+14.	+16.
15.3	15.2	14.8	14.8	+18.	+23.	+22.	+24.
20.6	20.2	19.6	19.5	+25.	+31.	+29.	+31.
25.9	25.4	24.6	24.3	+30.	+38.	+36.	+39.
31.0	30.5	29.6	29.1	+38.	+47.	+44.	+47.
36.2	35.4	34.4	33.8	-83.	-68.	-86.	-100.
41.4	40.4	39.3	38.7	-85.	-74.	-88.	-100.
46.5	45.6	44.3	43.8	-99.	-89.	-105.	-119.
51.6	50.4	49.0	48.7	-74.	-77.	-89.	-107.
56.7	55.5	53.8	53.1	-58.	-69.	-83.	-101.
62.0	60.4	58.5	58.4	-77.	-87.	-103.	-127.
67.0	64.9	62.8	63.4	-102.	-110.	-128.	-165.
72.6	70.6	68.4	67.9	-134.	-141.	-165.	-212.
77.9	75.5	73.2	73.6	-190.	-193.	-222.	-286.
82.9	80.5	78.0	76.9	-253.	-249.	-286.	-369.
88.1	85.2	82.7	82.7	-324.	-310.	-358.	-459.
92.9	89.8	86.9	86.5	-412.	-384.	-448.	-576.
98.0	94.4	91.2	91.1	-500.	-452.	-533.	-695.
99.5	95.0	91.6	91.4	-568.	-504.	-597.	-768.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-382.	-288.	-362.	-522.

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SAO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C015	C016	C017	C018	C024	C025
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 15	Pto 16	Pto 17	Pto 18	Pto 24	Pto 25
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+9.	+8.	+8.	+7.	+4.	+4.
10.3	10.2	9.8	9.7	+19.	+14.	+15.	+13.	+8.	+9.
1.2	0.1	0.0	0.1	+1.	+2.	+2.	+1.	+2.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+9.	+8.	+8.	+7.	+5.	+5.
10.2	10.2	9.8	9.8	+19.	+14.	+15.	+13.	+9.	+9.
15.3	15.2	14.8	14.8	+27.	+21.	+22.	+20.	+12.	+13.
20.6	20.2	19.6	19.5	+33.	+27.	+28.	+25.	+17.	+17.
25.9	25.4	24.6	24.3	+36.	+33.	+35.	+31.	+20.	+22.
31.0	30.5	29.6	29.1	+39.	+37.	+40.	+37.	+25.	+26.
36.2	35.4	34.4	33.8	+36.	+21.	+24.	+15.	+46.	+47.
41.4	40.4	39.3	38.7	+39.	+19.	+22.	+15.	+39.	+40.
46.5	45.6	44.3	43.8	+42.	+22.	+25.	+17.	+39.	+41.
51.6	50.4	49.0	48.7	+45.	+11.	+14.	+15.	+22.	+25.
56.7	55.5	53.8	53.1	+47.	+7.	+10.	+14.	+12.	+16.
62.0	60.4	58.5	58.4	+57.	+8.	+13.	+19.	+9.	+14.
67.0	64.9	62.8	63.4	+65.	+7.	+14.	+21.	+5.	+11.
72.6	70.6	68.4	67.9	+71.	+7.	+17.	+24.	+1.	+10.
77.9	75.5	73.2	73.6	+74.	+8.	+20.	+23.	-2.	+9.
82.9	80.5	78.0	76.9	+75.	+10.	+24.	+20.	-1.	+10.
88.1	85.2	82.7	82.7	+75.	+13.	+30.	+16.	+1.	+11.
92.9	89.8	86.9	86.5	+74.	+18.	+39.	+8.	+10.	+14.
98.0	94.4	91.2	91.1	+75.	+27.	+48.	+5.	+26.	+21.
99.5	95.0	91.6	91.4	+72.	+32.	+53.	+0.	+39.	+29.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-30.	+9.	+19.	-73.	+71.	+63.

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061	C062	C063	C064	C019	C020	C021	C022	C023
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 19	Pto 20	Pto 21	Pto 22	Pto 23
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	-20.	-22.	-24.	-34.	-12.
10.3	10.2	9.8	9.7	-39.	-45.	-51.	-73.	-22.
1.2	0.1	0.0	0.1	+1.	+0.	+0.	-4.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	-1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	-20.	-22.	-25.	-35.	-11.
10.2	10.2	9.8	9.8	-40.	-45.	-51.	-71.	-22.
15.3	15.2	14.8	14.8	-59.	-69.	-78.	-111.	-31.
20.6	20.2	19.6	19.5	-78.	-93.	-106.	-154.	-40.
25.9	25.4	24.6	24.3	-99.	-119.	-134.	-195.	-50.
31.0	30.5	29.6	29.1	-120.	-146.	-163.	-237.	-61.
36.2	35.4	34.4	33.8	-143.	-178.	-187.	-282.	-78.
41.4	40.4	39.3	38.7	-161.	-202.	-209.	-308.	-91.
46.5	45.6	44.3	43.8	-181.	-230.	-236.	-342.	-107.
51.6	50.4	49.0	48.7	-194.	-249.	-258.	-367.	-119.
56.7	55.5	53.8	53.1	-211.	-271.	-283.	-396.	-135.
62.0	60.4	58.5	58.4	-231.	-297.	-309.	-429.	-154.
67.0	64.9	62.8	63.4	-249.	-320.	-331.	-459.	-170.
72.6	70.6	68.4	67.9	-270.	-346.	-356.	-493.	-193.
77.9	75.5	73.2	73.6	-293.	-374.	-381.	-526.	-214.
82.9	80.5	78.0	76.9	-317.	-401.	-405.	-559.	-238.
88.1	85.2	82.7	82.7	-342.	-428.	-430.	-593.	-265.
92.9	89.8	86.9	86.5	-371.	-458.	-467.	-627.	-292.
98.0	94.4	91.2	91.1	-408.	-490.	-506.	-662.	-324.
99.5	95.0	91.6	91.4	-424.	-501.	-517.	-674.	-334.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-86.	-98.	-38.	-99.	-46.

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SAO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C026	C027	C028	C029
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 26	Pto 27	Pto 28	Pto 29
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+117.	+122.	+120.	+129.
10.3	10.2	9.8	9.7	+240.	+269.	+265.	+265.
1.2	0.1	0.0	0.1	+10.	+69.	+52.	+16.
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+0.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+117.	+102.	+109.	+127.
10.2	10.2	9.8	9.8	+235.	+208.	+221.	+256.
15.3	15.2	14.8	14.8	+361.	+364.	+375.	+394.
20.6	20.2	19.6	19.5	+488.	+545.	+550.	+533.
25.9	25.4	24.6	24.3	+621.	+746.	+726.	+677.
31.0	30.5	29.6	29.1	+753.	+935.	+915.	+820.
36.2	35.4	34.4	33.8	+884.	+1114.	+1101.	+955.
41.4	40.4	39.3	38.7	+1020.	+1304.	+1296.	+1098.
46.5	45.6	44.3	43.8	+1160.	+1489.	+1493.	+1245.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1305.	+1670.	+1698.	+1396.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1488.	+1863.	+1941.	+1596.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1674.	+2036.	+2162.	+1788.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1872.	+2222.	+2388.	+1984.
72.6	70.6	68.4	67.9	+2107.	+2428.	+2641.	+2214.
77.9	75.5	73.2	73.6	+2357.	+2651.	+2953.	+2472.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2628.	+2921.	+3332.	+2760.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2925.	+3320.	+3837.	+3163.
92.9	89.8	86.9	86.5	+3326.	+3882.	+4621.	+3619.
98.0	94.4	91.2	91.1	+3784.	+4747.	+5594.	+3926.
99.5	95.0	91.6	91.4	+3956.	+5233.	+5960.	+4012.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+1440.	+3035.	+3641.	+1465.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C030 Pto 30 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+1.	+1.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+10.	+10.	+8.
10.3	10.2	9.8	9.7	+21.	+18.	+15.
1.2	0.1	0.0	0.1	+3.	+2.	+2.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+10.	+9.	+8.
10.2	10.2	9.8	9.8	+19.	+17.	+15.
15.3	15.2	14.8	14.8	+29.	+26.	+23.
20.6	20.2	19.6	19.5	+40.	+35.	+30.
25.9	25.4	24.6	24.3	+50.	+45.	+39.
31.0	30.5	29.6	29.1	+61.	+55.	+48.
36.2	35.4	34.4	33.8	+72.	+65.	+56.
41.4	40.4	39.3	38.7	+84.	+75.	+65.
46.5	45.6	44.3	43.8	+96.	+87.	+74.
51.6	50.4	49.0	48.7	+108.	+96.	+82.
56.7	55.5	53.8	53.1	+39.	+26.	-5.
62.0	60.4	58.5	58.4	+15.	+10.	-23.
67.0	64.9	62.8	63.4	-4.	-26.	-64.
72.6	70.6	68.4	67.9	-23.	-66.	-128.
77.9	75.5	73.2	73.6	-146.	-132.	-212.
82.9	80.5	78.0	76.9	-211.	-210.	-301.
88.1	85.2	82.7	82.7	-300.	-313.	-416.
92.9	89.8	86.9	86.5	-456.	-488.	-619.
98.0	94.4	91.2	91.1	-631.	-703.	-878.
99.5	95.0	91.6	91.4	-767.	-890.	-1051.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-668.	-757.	-803.

* CANAL 31: sem leitura

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C034	C035	C036	C037	C043	C044	C045
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 34	Pto 35	Pto 36	Pto 37	Pto 43	Pto 44	Pto 45
kN	kN	kN	kN	μE	μE	μE	μE	μE	μE	μE
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+2.	+8.	+9.	+5.	+5.	+6.	+9.
10.3	10.2	9.8	9.7	+5.	+14.	+21.	+8.	+10.	+11.	+18.
1.2	0.1	0.0	0.1	+2.	+1.	+3.	+1.	+2.	+2.	+3.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+2.	+7.	+9.	+5.	+6.	+7.	+9.
10.2	10.2	9.8	9.8	+4.	+14.	+21.	+8.	+10.	+12.	+18.
15.3	15.2	14.8	14.8	+7.	+22.	+35.	+10.	+15.	+17.	+26.
20.6	20.2	19.6	19.5	+9.	+28.	+56.	+11.	+21.	+25.	+36.
25.9	25.4	24.6	24.3	+11.	+37.	+81.	+12.	+27.	+30.	+46.
31.0	30.5	29.6	29.1	+14.	+44.	+162.	+12.	+32.	+38.	+56.
36.2	35.4	34.4	33.8	+17.	+53.	+294.	+12.	+38.	+46.	+66.
41.4	40.4	39.3	38.7	+22.	+61.	+361.	+14.	+44.	+53.	+76.
46.5	45.6	44.3	43.8	+25.	+70.	+428.	+16.	+50.	+61.	+87.
51.6	50.4	49.0	48.7	+35.	+77.	+520.	+17.	+56.	+68.	+97.
56.7	55.5	53.8	53.1	+86.	+106.	+757.	+23.	+73.	+94.	+123.
62.0	60.4	58.5	58.4	+98.	+144.	+935.	+24.	+88.	+115.	+150.
67.0	64.9	62.8	63.4	+104.	+199.	+1096.	+26.	+106.	+132.	+172.
72.6	70.6	68.4	67.9	+100.	+279.	+1394.	+30.	+133.	+184.	+213.
77.9	75.5	73.2	73.6	+76.	+741.	+2166.	+33.	+268.	+292.	+418.
82.9	80.5	78.0	76.9	+39.	+1042.	+2741.	+34.	+367.	+390.	+587.
88.1	85.2	82.7	82.7	-31.	+1171.	+3443.	+31.	+512.	+527.	+826.
92.9	89.8	86.9	86.5	-81.	+895.	0/S+	+41.	+791.	+793.	+1242.
98.0	94.4	91.2	91.1	-115.	+862.	0/S+	+78.	+1214.	+1217.	+1825.
99.5	95.0	91.6	91.4	-141.	+807.	0/S+	+89.	+1382.	+1396.	+2047.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-97.	+471.	0/S+	+20.	+1007.	+1020.	+1476.

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

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061	C062	C063	C064	C038	C039	C040	C041	C042
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 38	Pto 39	Pto 40	Pto 41	Pto 42
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	-41.	-29.	-34.	-29.	-18.
10.3	10.2	9.8	9.7	-89.	-58.	-68.	-57.	-34.
1.2	0.1	0.0	0.1	-5.	+0.	-1.	-1.	+3.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	-41.	-28.	-34.	-28.	-19.
10.2	10.2	9.8	9.8	-86.	-57.	-67.	-56.	-36.
15.3	15.2	14.8	14.8	-133.	-87.	-102.	-85.	-51.
20.6	20.2	19.6	19.5	-179.	-116.	-136.	-114.	-67.
25.9	25.4	24.6	24.3	-224.	-147.	-172.	-146.	-84.
31.0	30.5	29.6	29.1	-266.	-177.	-210.	-179.	-103.
36.2	35.4	34.4	33.8	-306.	-209.	-250.	-213.	-121.
41.4	40.4	39.3	38.7	-349.	-242.	-291.	-249.	-140.
46.5	45.6	44.3	43.8	-390.	-277.	-334.	-287.	-161.
51.6	50.4	49.0	48.7	-435.	-314.	-385.	-330.	-183.
56.7	55.5	53.8	53.1	-502.	-364.	-458.	-391.	-218.
62.0	60.4	58.5	58.4	-566.	-414.	-518.	-446.	-246.
67.0	64.9	62.8	63.4	-636.	-468.	-577.	-504.	-276.
72.6	70.6	68.4	67.9	-726.	-538.	-658.	-579.	-315.
77.9	75.5	73.2	73.6	-843.	-628.	-783.	-675.	-363.
82.9	80.5	78.0	76.9	-969.	-723.	-906.	-776.	-415.
88.1	85.2	82.7	82.7	-1143.	-849.	-1063.	-903.	-481.
92.9	89.8	86.9	86.5	-1423.	-1038.	-1305.	-1094.	-577.
98.0	94.4	91.2	91.1	-1821.	-1275.	-1610.	-1335.	-708.
99.5	95.0	91.6	91.4	-2015.	-1376.	-1741.	-1437.	-749.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-981.	-449.	-671.	-510.	-208.

 ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMAÇÕES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S3 - DEFORMAÇÕES NO AÇO E NO CONCRETO

C061	C062	C063	C064	C046	C047	C048	C049	C050	C051	C052
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 46	Pto 47	Pto 48	Pto 49	Pto 50	Pto 51	Pto 52
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε	µε	µε	µε
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+77.	+83.	+7.	+5.	-23.	+6.	+4.
10.3	10.2	9.8	9.7	+178.	+179.	+15.	+10.	-47.	+11.	+8.
1.2	0.1	0.0	0.1	+30.	+25.	+2.	+1.	-1.	+2.	+2.
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+76.	+80.	+8.	+5.	-23.	+7.	+4.
10.2	10.2	9.8	9.8	+155.	+160.	+15.	+10.	-45.	+12.	+8.
15.3	15.2	14.8	14.8	+270.	+262.	+22.	+14.	-70.	+19.	+11.
20.6	20.2	19.6	19.5	+371.	+359.	+30.	+20.	-95.	+26.	+16.
25.9	25.4	24.6	24.3	+483.	+464.	+37.	+24.	-122.	+31.	+19.
31.0	30.5	29.6	29.1	+598.	+572.	+44.	+28.	-151.	+37.	+23.
36.2	35.4	34.4	33.8	+717.	+691.	+51.	+32.	-179.	+43.	+27.
41.4	40.4	39.3	38.7	+846.	+814.	+59.	+37.	-208.	+49.	+31.
46.5	45.6	44.3	43.8	+975.	+929.	+68.	+44.	-238.	+57.	+35.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1110.	+1052.	+78.	+49.	-270.	+63.	+39.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1386.	+1304.	-76.	-107.	-286.	+22.	+5.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1546.	+1449.	-100.	-133.	-316.	+23.	+6.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1705.	+1591.	-130.	-166.	-345.	+23.	+5.
72.6	70.6	68.4	67.9	+1882.	+1755.	-170.	-207.	-376.	+24.	+5.
77.9	75.5	73.2	73.6	+2089.	+1933.	-233.	-276.	-409.	+27.	+7.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2300.	+2121.	-304.	-354.	-436.	+29.	+10.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2530.	+2315.	-393.	-458.	-466.	+31.	+25.
92.9	89.8	86.9	86.5	+2815.	+2533.	-505.	-609.	-487.	+36.	+66.
98.0	94.4	91.2	91.1	+3101.	+2739.	-609.	-773.	-503.	+38.	+171.
99.5	95.0	91.6	91.4	+3192.	+2790.	-688.	-868.	-506.	+42.	+213.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+1502.	+1050.	-396.	-529.	-72.	+71.	+227.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM DITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C001	C002	C003	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
5.2	5.0	4.9	4.8	+47.	+7.	-10.	+49.	-12.	+1.01	+0.06	-11.5
10.3	10.2	9.8	9.7	+94.	+14.	-18.	+99.	-23.	+2.05	+0.15	-11.5
1.2	0.1	0.0	0.1	+5.	+2.	+1.	+5.	+1.	+0.12	+0.05	U/C
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
5.1	5.0	5.0	4.9	+47.	+7.	-10.	+49.	-12.	+1.01	+0.06	-11.5
10.2	10.2	9.8	9.8	+93.	+14.	-19.	+98.	-23.	+2.02	+0.13	-11.1
15.3	15.2	14.8	14.8	+141.	+22.	-29.	+147.	-35.	+3.05	+0.20	-11.0
20.6	20.2	19.6	19.5	+190.	+30.	-38.	+199.	-47.	+4.13	+0.29	-10.9
25.9	25.4	24.6	24.3	+241.	+39.	-48.	+252.	-59.	+5.22	+0.38	-10.9
31.0	30.5	29.6	29.1	+291.	+48.	-58.	+304.	-71.	+6.31	+0.45	-10.8
36.2	35.4	34.4	33.8	+306.	+46.	-61.	+322.	-76.	+6.67	+0.45	-11.4
41.4	40.4	39.3	38.7	+356.	+51.	-71.	+374.	-90.	+7.75	+0.50	-11.5
46.5	45.6	44.3	43.8	+402.	+58.	-81.	+423.	-102.	+8.76	+0.56	-11.5
51.6	50.4	49.0	48.7	+464.	+70.	-95.	+486.	-117.	+10.07	+0.63	-11.1
56.7	55.5	53.8	53.1	+521.	+83.	-109.	+544.	-133.	+11.26	+0.69	-10.7
62.0	60.4	58.5	58.4	+573.	+92.	-121.	+598.	-146.	+12.37	+0.75	-10.6
67.0	64.9	62.8	63.4	+626.	+102.	-131.	+653.	-158.	+13.50	+0.84	-10.5
72.6	70.6	68.4	67.9	+688.	+114.	-145.	+717.	-173.	+14.84	+0.93	-10.4
77.9	75.5	73.2	73.6	+749.	+126.	-159.	+780.	-189.	+16.13	+1.00	-10.2
82.9	80.5	78.0	76.9	+815.	+143.	-173.	+846.	-204.	+17.51	+1.11	-9.9
88.1	85.2	82.7	82.7	+890.	+164.	-189.	+922.	-221.	+19.08	+1.24	-9.5
92.9	89.8	86.9	86.5	+972.	+188.	-207.	+1003.	-238.	+20.78	+1.39	-9.1
98.0	94.4	91.2	91.1	+1061.	+218.	-228.	+1091.	-258.	+22.61	+1.54	-8.6
99.5	95.0	91.6	91.4	+1076.	+223.	-233.	+1106.	-263.	+22.92	+1.54	-8.5
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+281.	+135.	-42.	+282.	-43.	+6.01	+0.94	+2.7

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

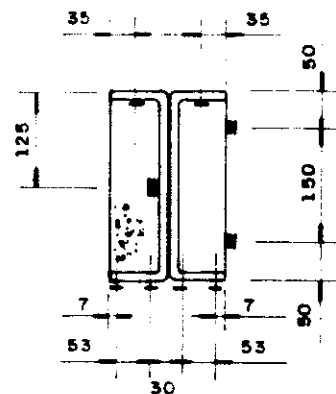
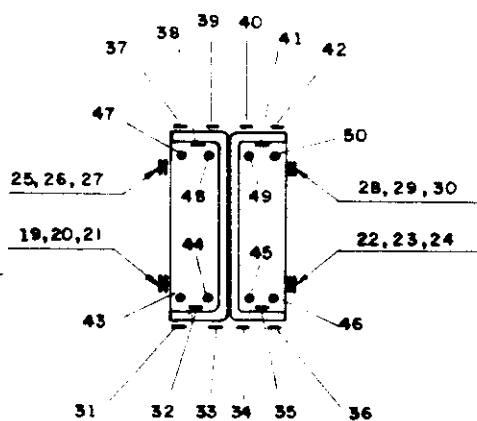
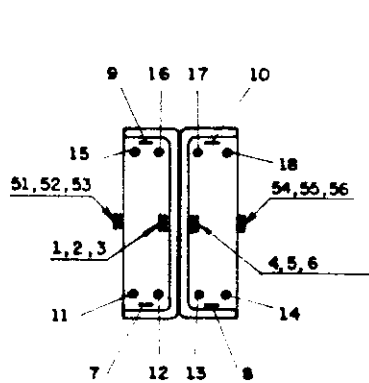
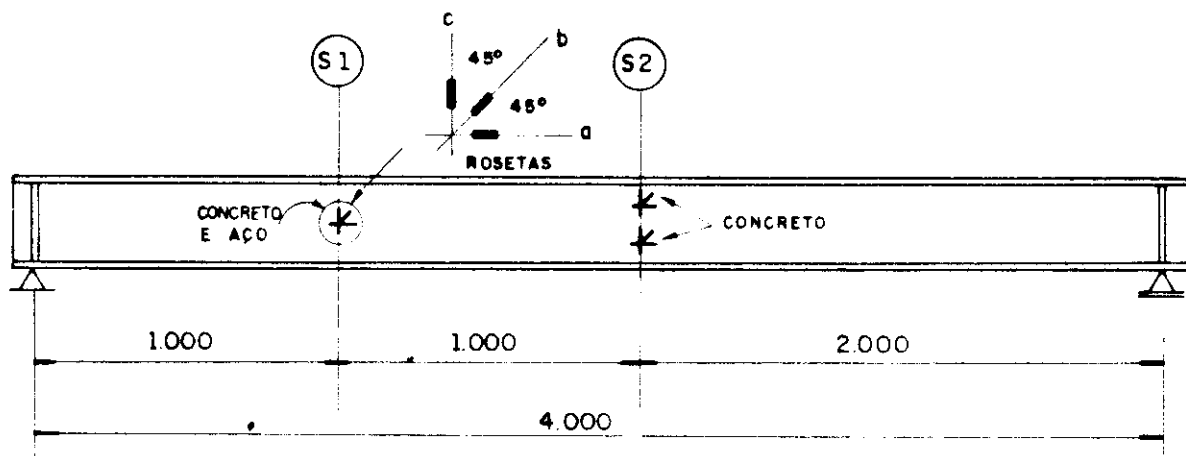
ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C004	C005	C006	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
5.2	5.0	4.9	4.8	+47.	+6.	-10.	+49.	-12.	+1.02	+0.06	-12.3
10.3	10.2	9.8	9.7	+94.	+12.	-19.	+100.	-24.	+2.06	+0.12	-12.0
1.2	0.1	0.0	0.1	+4.	+3.	+2.	+4.	+2.	+0.10	+0.07	U/C
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+0.	+1.	+2.	+0.	+0.04	+0.01	U/C
5.1	5.0	5.0	4.9	+47.	+6.	-9.	+50.	-12.	+1.03	+0.07	-12.9
10.2	10.2	9.8	9.8	+93.	+10.	-19.	+99.	-25.	+2.05	+0.11	-12.7
15.3	15.2	14.8	14.8	+142.	+17.	-29.	+150.	-37.	+3.11	+0.18	-12.4
20.6	20.2	19.6	19.5	+191.	+24.	-37.	+203.	-49.	+4.20	+0.27	-12.5
25.9	25.4	24.6	24.3	+242.	+29.	-48.	+257.	-63.	+5.30	+0.32	-12.5
31.0	30.5	29.6	29.1	+293.	+36.	-58.	+311.	-76.	+6.43	+0.39	-12.4
36.2	35.4	34.4	33.8	+310.	+31.	-60.	+332.	-82.	+6.86	+0.39	-13.4
41.4	40.4	39.3	38.7	+360.	+37.	-68.	+386.	-95.	+7.99	+0.48	-13.5
46.5	45.6	44.3	43.8	+408.	+43.	-78.	+437.	-107.	+9.03	+0.54	-13.3
51.6	50.4	49.0	48.7	+472.	+55.	-90.	+503.	-121.	+10.40	+0.66	-12.9
56.7	55.5	53.8	53.1	+531.	+68.	-102.	+563.	-134.	+11.66	+0.77	-12.5
62.0	60.4	58.5	58.4	+586.	+77.	-112.	+621.	-147.	+12.86	+0.87	-12.3
67.0	64.9	62.8	63.4	+642.	+88.	-122.	+679.	-159.	+14.08	+1.01	-12.1
72.6	70.6	68.4	67.9	+707.	+102.	-133.	+745.	-172.	+15.48	+1.15	-11.9
77.9	75.5	73.2	73.6	+771.	+117.	-145.	+811.	-186.	+16.86	+1.29	-11.6
82.9	80.5	78.0	76.9	+841.	+135.	-160.	+881.	-200.	+18.32	+1.43	-11.2
88.1	85.2	82.7	82.7	+920.	+157.	-177.	+960.	-217.	+19.96	+1.58	-10.7
92.9	89.8	86.9	86.5	+1005.	+187.	-196.	+1043.	-234.	+21.71	+1.76	-9.9
98.0	94.4	91.2	91.1	+1097.	+221.	-217.	+1133.	-253.	+23.59	+1.95	-9.2
99.5	95.0	91.6	91.4	+1115.	+226.	-222.	+1150.	-257.	+23.93	+1.96	-9.1
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+308.	+150.	-41.	+309.	-42.	+6.61	+1.14	+2.7

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

ANEXO III

- DEFORMAÇÕES NOS EXTENSÔMETROS UNIAXIAIS E ROSETAS
RETANGULARES PARA AS VIGAS VP 1 E VP 2



SEÇÃO (S1)
Canais 1 a 18
Canais 51 a 56

SEÇÃO (S2)
Canais 19 a 50

LOCALIZAÇÃO DOS EXTENS.
UNIAXIAIS E ROSETAS

- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- = ROSETA RETANGULAR
- BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL

FIG. INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA
PARA AS VIGAS VP1 e VP2

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C007 Pto 7 µε	C008 Pto 8 µε	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.05	-0.05	+0.	+0.	-1.	-1.	-1.	+101.
4.87	5.15	+56.	+55.	+56.	+56.	+69.	+3349.
9.74	10.46	+118.	+115.	+125.	+119.	+148.	+3784.
0.05	0.00	+2.	+1.	+5.	+2.	+3.	+1395.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	-171.
4.82	5.20	+58.	+56.	+59.	+58.	+72.	-1832.
9.63	10.40	+119.	+116.	+127.	+122.	+152.	+809.
14.34	15.60	+208.	+204.	+288.	+253.	+258.	+2023.
19.16	20.91	+310.	+304.	+429.	+381.	+359.	+2576.
23.93	26.06	+416.	+406.	+537.	+489.	+459.	+2755.
28.69	31.32	+525.	+510.	+644.	+599.	+561.	+2819.
33.45	36.52	+642.	+623.	+747.	+714.	+667.	+2802.
38.27	41.77	+753.	+734.	+845.	+821.	+768.	+2957.
43.09	47.03	+872.	+855.	+946.	+937.	+871.	+3085.
47.64	52.02	+995.	+985.	+1065.	+1069.	+981.	+3809.
52.82	57.81	+1132.	+1153.	+1215.	+1247.	+1092.	+4256.
54.63	59.68	+1175.	+1205.	+1283.	+1322.	+1151.	+2487.
-0.10	0.05	+220.	+237.	+203.	+250.	+155.	+820.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE SUPERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε
0.05	-0.05	+1.	+1.	+0.	+0.	0/S+	+0.
4.87	5.15	-52.	-51.	-46.	-47.	0/S+	-51.
9.74	10.46	-106.	-106.	-96.	-97.	0/S+	-106.
0.05	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	0/S+	+0.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	0/S+	+0.
4.82	5.20	-52.	-52.	-47.	-47.	0/S+	-52.
9.63	10.40	-105.	-106.	-95.	-96.	0/S+	-105.
14.34	15.60	-164.	-170.	-146.	-150.	0/S+	-168.
19.16	20.91	-224.	-236.	-198.	-205.	0/S+	-233.
23.93	26.06	-283.	-310.	-251.	-260.	0/S+	-297.
28.69	31.32	-336.	-380.	-306.	-318.	0/S+	-363.
33.45	36.52	-285.	-431.	-369.	-382.	0/S+	-433.
38.27	41.77	-314.	-511.	-431.	-445.	0/S+	-499.
43.09	47.03	-327.	-624.	-500.	-514.	0/S+	-571.
47.64	52.02	-333.	-873.	-569.	-586.	0/S+	-647.
52.82	57.81	-318.	-1297.	-657.	-669.	0/S+	-755.
54.63	59.68	-318.	-1567.	-687.	-701.	0/S+	-806.
-0.10	0.05	+331.	-927.	-79.	-88.	0/S+	-135.

** Canal 17: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA INFERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	+0.
4.87	5.15	+98.	+95.	+106.	+100.	+95.	+101.
9.74	10.46	+209.	+201.	+225.	+213.	+198.	+213.
0.05	0.00	+2.	+1.	+6.	+3.	+2.	+2.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	+1.
4.82	5.20	+102.	+98.	+110.	+103.	+97.	+105.
9.63	10.40	+212.	+204.	+236.	+216.	+200.	+217.
14.34	15.60	+336.	+361.	+321.	+416.	+337.	+366.
19.16	20.91	+477.	+529.	+447.	+637.	+490.	+525.
23.93	26.06	+621.	+709.	+552.	+863.	+651.	+690.
28.69	31.32	+786.	+899.	+731.	+1081.	+821.	+861.
33.45	36.52	+1109.	+1136.	+819.	+1289.	+1021.	+1589.
38.27	41.77	+1620.	+1408.	+912.	+1405.	+1495.	+3458.
43.09	47.03	+2004.	+1617.	+984.	+1499.	+1909.	+4788.
47.64	52.02	+3261.	+2342.	+1031.	+1593.	+2421.	+5352.
52.82	57.81	+5760.	+4098.	+1165.	+2333.	+9098.	+7111.
54.63	59.68	+7545.	+5590.	+1299.	+4216.	+11744.	+6350.
-0.10	0.05	+5668.	+3986.	-191.	+2621.	+9746.	+2601.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA SUPERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C037 Pto 37 µE	C038 Pto 38 µE	C039 Pto 39 µE	C040 Pto 40 µE	C041 Pto 41 µE	C042 Pto 42 µE
0.05	-0.05	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.87	5.15	-87.	-82.	-84.	-82.	-79.	-80.
9.74	10.46	-175.	-164.	-172.	-169.	-162.	-166.
0.05	0.00	+0.	-1.	-1.	+0.	+0.	-1.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	-87.	-81.	-84.	-83.	-80.	-81.
9.63	10.40	-173.	-162.	-171.	-169.	-161.	-166.
14.34	15.60	-268.	-248.	-268.	-262.	-253.	-262.
19.16	20.91	-373.	-295.	-394.	-361.	-343.	-362.
23.93	26.06	-495.	-683.	-535.	-482.	-438.	-459.
28.69	31.32	-878.	-1833.	-794.	-610.	-584.	-563.
33.45	36.52	-2267.	-3320.	-1142.	-825.	-755.	-704.
38.27	41.77	-3599.	-5009.	-1597.	-1058.	-981.	-985.
43.09	47.03	-5970.	-7736.	-2347.	-1354.	-1671.	-1352.
47.64	52.02	-9025.	-9740.	-3227.	-1673.	-3303.	-2804.
52.82	57.81	-13090.	-11155.	-4013.	-2821.	-6437.	-5236.
54.63	59.68	0/S-	-11477.	-4628.	-3623.	-7374.	-6479.
-0.10	0.05	0/S-	-10762.	-3392.	-2502.	-6290.	-5199.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA INFERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C043 Pto 43 µE	C044 Pto 44 µE	C045 Pto 45 µE	C046 Pto 46 µE
0.05	-0.05	+0.	-1.	+0.	-1.
4.87	5.15	+116.	+106.	+112.	+133.
9.74	10.46	+249.	+225.	+237.	+279.
0.05	0.00	+2.	+1.	+1.	+0.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	+123.	+110.	+116.	+136.
9.63	10.40	+255.	+229.	+240.	+282.
14.34	15.60	+457.	+405.	+387.	+441.
19.16	20.91	+622.	+563.	+544.	+601.
23.93	26.06	+779.	+722.	+703.	+763.
28.69	31.32	+951.	+891.	+861.	+926.
33.45	36.52	+1139.	+1076.	+1051.	+1107.
38.27	41.77	+1392.	+1328.	+1288.	+1349.
43.09	47.03	+1800.	+1732.	+1694.	+1791.
47.64	52.02	+2615.	+2516.	+2428.	+2640.
52.02	57.81	+5307.	+5186.	+4375.	+5045.
54.63	59.68	+7793.	+7821.	+6128.	+6938.
-0.10	0.05	+6097.	+6221.	+4538.	+5205.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C047 Pto 47 µε	C048 Pto 48 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε
0.05	-0.05	+0.	+1.	+1.	+1.
4.87	5.15	-76.	-77.	-74.	-70.
9.74	10.46	-153.	-156.	-154.	-145.
0.05	0.00	-1.	+0.	+0.	-1.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	-75.	-78.	-76.	-71.
9.63	10.40	-151.	-155.	-155.	-144.
14.34	15.60	-231.	-237.	-239.	-228.
19.16	20.91	-321.	-328.	-329.	-316.
23.93	26.06	-416.	-421.	-421.	-403.
28.69	31.32	-517.	-520.	-520.	-497.
33.45	36.52	-630.	-633.	-634.	-607.
38.27	41.77	-761.	-765.	-771.	-742.
43.09	47.03	-963.	-966.	-972.	-933.
47.64	52.02	-1238.	-1244.	-1254.	-1190.
52.82	57.81	-1832.	-1860.	-1860.	-1703.
54.63	59.68	-2498.	-2540.	-2391.	-2187.
-0.10	0.05	-1580.	-1626.	-1483.	-1297.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 1 (ACO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C001 ε _a με	C002 ε _b με	C003 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.07	5.15	+2.	-5.	+0.	+7.	-5.	+0.12	-0.06	U/C
9.74	10.46	+6.	-8.	-1.	+13.	-9.	+0.24	-0.11	-36.5
0.05	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+4.	-4.	+0.	+8.	-4.	+0.15	-0.04	U/C
9.63	10.40	+7.	-6.	+0.	+15.	-7.	+0.28	-0.06	-35.0
14.34	15.60	+28.	-3.	+0.	+36.	-8.	+0.74	+0.06	-25.1
19.16	20.91	+57.	+3.	-2.	+66.	-11.	+1.39	+0.20	-20.0
23.93	26.06	+84.	+6.	-5.	+95.	-16.	+2.01	+0.28	-18.8
28.69	31.32	+108.	+6.	-6.	+123.	-21.	+2.60	+0.36	-19.1
33.45	36.52	+131.	+5.	-6.	+152.	-27.	+3.20	+0.40	-20.0
38.27	41.77	+151.	+2.	-6.	+178.	-33.	+3.75	+0.45	-20.9
43.09	47.03	+174.	-2.	-7.	+208.	-41.	+4.37	+0.47	-21.6
47.64	52.02	+198.	-7.	-6.	+241.	-49.	+5.04	+0.51	-22.6
52.82	57.81	+232.	-30.	-13.	+295.	-76.	+6.07	+0.28	-24.3
54.63	59.68	+247.	-33.	-16.	+314.	-83.	+6.45	+0.25	-24.3
-0.10	0.05	+53.	+4.	-2.	+61.	-9.	+1.29	+0.19	-19.3

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3

ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical

α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 2 (ACO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+2.	-2.	+0.	+4.	-2.	+0.07	-0.02	U/C
9.74	10.46	+6.	-4.	-1.	+9.	-5.	+0.17	-0.04	U/C
0.05	0.00	+1.	+1.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+3.	-1.	+0.	+4.	-1.	+0.08	-0.00	U/C
9.63	10.40	+7.	-2.	+0.	+10.	-3.	+0.21	+0.00	U/C
14.34	15.60	+27.	+2.	-5.	+29.	-7.	+0.61	+0.04	-15.2
19.16	20.91	+48.	+5.	-8.	+52.	-12.	+1.08	+0.08	-14.2
23.93	26.06	+69.	+6.	-9.	+76.	-16.	+1.58	+0.15	-15.9
28.69	31.32	+89.	+6.	-11.	+99.	-21.	+2.07	+0.19	-16.8
33.45	36.52	+109.	+5.	-11.	+124.	-26.	+2.60	+0.26	-18.2
38.27	41.77	+127.	+3.	-11.	+146.	-30.	+3.06	+0.30	-19.3
43.09	47.03	+147.	-1.	-11.	+172.	-37.	+3.60	+0.33	-20.5
47.64	52.02	+173.	-22.	+7.	+229.	-49.	+4.79	+0.43	-26.8
52.82	57.81	+213.	-64.	-24.	+293.	-104.	+5.84	-0.35	-26.6
54.63	59.68	+225.	-76.	-35.	+309.	-120.	+6.10	-0.61	-26.4
-0.10	0.05	+55.	-7.	-9.	+67.	-21.	+1.35	-0.03	-21.6

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3

ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical

α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 3 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C051 ε _a μE	C052 ε _b μE	C053 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	-1.	+1.	+0.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
4.87	5.15	+1.	-2.	+0.	+3.	-2.	+0.01	-0.00	U/C
9.74	10.46	+5.	-4.	+1.	+10.	-4.	+0.03	-0.01	U/C
0.05	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C
4.82	5.20	+2.	-2.	+1.	+5.	-2.	+0.02	-0.00	U/C
9.63	10.40	+7.	-3.	+3.	+13.	-3.	+0.04	-0.00	U/C
14.34	15.60	+103.	+23.	-46.	+103.	-46.	+0.33	-0.09	-2.0
19.16	20.91	+106.	+41.	-54.	+108.	-55.	+0.34	-0.12	+5.1
23.93	26.06	+97.	+43.	-25.	+98.	-25.	+0.33	-0.02	+3.5
28.69	31.32	+144.	+42.	-13.	+148.	-17.	+0.51	+0.05	-8.5
33.45	36.52	+202.	+43.	-2.	+217.	-17.	+0.76	+0.10	-14.5
38.27	41.77	+238.	+47.	+3.	+258.	-18.	+0.90	+0.12	-15.9
43.09	47.03	+267.	+48.	+7.	+295.	-20.	+1.03	+0.14	-17.2
47.64	52.02	+304.	+49.	+14.	+341.	-23.	+1.19	+0.16	-18.6
52.82	57.81	+341.	+43.	+12.	+389.	-36.	+1.35	+0.15	-19.6
54.63	59.68	+367.	+40.	+11.	+421.	-43.	+1.46	+0.15	-20.0
-0.10	0.05	+92.	-8.	-2.	+116.	-26.	+0.39	-0.01	-24.4

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 4 (CONCRETO)

C061	C062	C054	C055	C056	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$					
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+3.	-6.	+0.	+9.	-7.	+0.03	-0.02	-40.0
9.74	10.46	+5.	-15.	+1.	+20.	-15.	+0.06	-0.04	-42.0
0.05	0.00	-2.	-1.	+0.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+3.	-6.	+1.	+10.	-7.	+0.03	-0.02	-41.8
9.63	10.40	+6.	-14.	+2.	+21.	-14.	+0.07	-0.03	-42.0
14.34	15.60	-1.	-22.	+11.	+33.	-23.	+0.10	-0.06	-51.2
19.16	20.91	-8.	-30.	+19.	+43.	-32.	+0.13	-0.08	-55.8
23.93	26.06	-13.	-36.	+25.	+52.	-40.	+0.16	-0.11	-57.1
28.69	31.32	-17.	-42.	+31.	+62.	-47.	+0.19	-0.12	-58.1
33.45	36.52	-15.	-41.	+44.	+78.	-48.	+0.24	-0.12	-59.0
38.27	41.77	-15.	-43.	+53.	+90.	-52.	+0.28	-0.12	-59.2
43.09	47.03	-14.	-48.	+60.	+103.	-57.	+0.33	-0.13	-58.7
47.64	52.02	-6.	-49.	+55.	+105.	-55.	+0.33	-0.12	-56.2
52.82	57.81	+146.	-21.	+471.	+676.	-59.	+2.35	+0.27	-58.1
54.63	59.68	+168.	-19.	+528.	+757.	-61.	+2.64	+0.32	-58.0
-0.10	0.05	+51.	+9.	+192.	+254.	-11.	+0.89	+0.14	-61.1

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 5 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C019 ε _a μE	C020 ε _b μE	C021 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	-4.	-1.	+2.	+2.	-4.	+0.00	-0.01	U/C
4.87	5.15	+486.	+227.	+2.	+487.	+1.	+1.73	+0.35	U/C
9.74	10.46	+1052.	+479.	+3.	+1054.	+1.	+3.73	+0.75	U/C
0.05	0.00	-80.	-42.	-3.	-3.	-80.	-0.07	-0.29	U/C
0.00	0.00	-2.	-1.	+1.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
4.82	5.20	+488.	+209.	-1.	+491.	-3.	+1.73	+0.34	U/C
9.63	10.40	+480.	+303.	+6.	+487.	-1.	+1.72	+0.34	U/C
14.34	15.60	-691.	-254.	-32.	-15.	-708.	-0.55	-2.52	+80.9
19.16	20.91	-793.	-329.	-40.	-30.	-803.	-0.67	-2.87	+83.5
23.93	26.06	-883.	-405.	-33.	-30.	-886.	-0.73	-3.16	+86.4
28.69	31.32	-962.	-489.	-28.	-28.	-962.	-0.78	-3.43	+89.7
33.45	36.52	-1030.	-561.	-20.	-19.	-1031.	-0.80	-3.67	-88.0
38.27	41.77	-1060.	-585.	-21.	-19.	-1061.	-0.82	-3.77	-87.5
43.09	47.03	-1084.	-590.	-21.	-20.	-1086.	-0.84	-3.86	-88.0
47.64	52.02	-1125.	-582.	-23.	-23.	-1125.	-0.88	-4.00	-89.6
52.82	57.81	-1184.	-603.	-30.	-30.	-1184.	-0.95	-4.22	+89.8
54.63	59.68	-1223.	-627.	-54.	-53.	-1223.	-1.06	-4.37	+89.5
-0.10	0.05	-1201.	-655.	-53.	-52.	-1202.	-1.03	-4.29	-88.6

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 6 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C022 ε _a μE	C023 ε _b μE	C024 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+16.	-6.	-1.	+24.	-9.	+0.08	-0.01	-29.5
9.74	10.46	+24.	-14.	-1.	+40.	-17.	+0.13	-0.03	-31.9
0.05	0.00	-2.	+0.	+0.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+14.	-6.	-1.	+21.	-8.	+0.07	-0.01	-30.1
9.63	10.40	+21.	-13.	+0.	+36.	-15.	+0.12	-0.03	-32.9
14.34	15.60	+6.	-13.	+2.	+21.	-13.	+0.07	-0.03	-41.2
19.16	20.91	-6.	-9.	+6.	+11.	-11.	+0.03	-0.03	-60.5
23.93	26.06	-8.	-2.	+6.	+7.	-8.	+0.02	-0.02	-86.4
28.69	31.32	-10.	+2.	+7.	+8.	-11.	+0.02	-0.03	+79.9
33.45	36.52	-7.	+1.	+5.	+5.	-8.	+0.01	-0.02	+79.5
38.27	41.77	-5.	+0.	+1.	+1.	-5.	+0.00	-0.02	U/C
43.09	47.03	-6.	-10.	-8.	-4.	-10.	-0.02	-0.04	U/C
47.64	52.02	-11.	-20.	-15.	-5.	-21.	-0.03	-0.08	-38.0
52.82	57.81	-28.	-21.	-9.	-9.	-28.	-0.05	-0.11	-81.6
54.63	59.68	-49.	-25.	-8.	-8.	-49.	-0.06	-0.18	+84.9
-0.10	0.05	-45.	-10.	-11.	-3.	-53.	-0.05	-0.19	U/C

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 7 (CONCRETO)

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C025 ε _a μE	C026 ε _b μE	C027 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+2.	+1.	+1.	+2.	+1.	+0.01	+0.00	U/C
4.87	5.15	-62.	-12.	+11.	+14.	-64.	+0.00	-0.22	+79.7
9.74	10.46	-125.	-22.	+21.	+27.	-130.	+0.00	-0.44	+78.8
0.05	0.00	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.82	5.20	-64.	-13.	+10.	+13.	-66.	-0.00	-0.23	+79.5
9.63	10.40	-125.	-23.	+21.	+27.	-130.	+0.00	-0.44	+79.1
14.34	15.60	-181.	-29.	+32.	+42.	-190.	+0.01	-0.64	+78.5
19.16	20.91	-247.	-32.	+45.	+61.	-262.	+0.03	-0.89	+77.4
23.93	26.06	-319.	-34.	+61.	+83.	-341.	+0.05	-1.15	+76.7
28.69	31.32	-399.	-38.	+79.	+108.	-429.	+0.08	-1.44	+76.4
33.45	36.52	-488.	-42.	+95.	+133.	-526.	+0.10	-1.77	+76.1
38.27	41.77	-572.	-47.	+117.	+162.	-616.	+0.14	-2.07	+76.2
43.09	47.03	-704.	-59.	+158.	+208.	-754.	+0.20	-2.52	+76.8
47.64	52.02	-839.	-76.	+213.	+264.	-890.	+0.30	-2.97	+77.8
52.82	57.81	-1047.	-128.	+272.	+321.	-1096.	+0.36	-3.65	+79.3
54.63	59.68	-1236.	-175.	+310.	+362.	-1288.	+0.37	-4.30	+79.8
-0.10	0.05	-596.	-88.	+59.	+105.	-642.	-0.08	-2.20	+75.6

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA B (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C028 ε _a με	C029 ε _b με	C030 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	-19.	-10.	+1.	+1.	-19.	-0.01	-0.07	U/C
9.74	10.46	-46.	-26.	+4.	+4.	-47.	-0.02	-0.16	U/C
0.05	0.00	-1.	+0.	-1.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	-18.	-9.	+2.	+2.	-18.	-0.01	-0.06	U/C
9.63	10.40	-44.	-24.	+5.	+5.	-45.	-0.01	-0.15	U/C
14.34	15.60	-71.	-41.	+9.	+10.	-72.	-0.01	-0.25	-83.2
19.16	20.91	-99.	-60.	+13.	+15.	-101.	-0.02	-0.35	-81.5
23.93	26.06	-125.	-79.	+18.	+22.	-130.	-0.01	-0.44	-80.2
28.69	31.32	-159.	-103.	+22.	+29.	-165.	-0.02	-0.56	-79.4
33.45	36.52	-198.	-132.	+26.	+35.	-207.	-0.02	-0.71	-78.9
38.27	41.77	-246.	-168.	+29.	+41.	-259.	-0.04	-0.89	-78.4
43.09	47.03	-301.	-218.	+23.	+41.	-319.	-0.08	-1.10	-77.0
47.64	52.02	-393.	-279.	+43.	+67.	-417.	-0.06	-1.43	-77.3
52.82	57.81	-565.	-364.	+73.	+94.	-586.	-0.08	-2.01	-79.8
54.63	59.68	-698.	-411.	+77.	+89.	-710.	-0.19	-2.45	-82.7
-0.10	0.05	-237.	-55.	+20.	+31.	-248.	-0.07	-0.86	+78.8

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C007 Pto 7 μE	C008 Pto 8 μE	C011 Pto 11 μE	C012 Pto 12 μE	C013 Pto 13 μE	C014 Pto 14 μE
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	-157.
4.61	5.04	4.74	4.97	+94.	+87.	+142.	+114.	+95.	-264.
9.74	10.40	9.81	10.10	+219.	+203.	+304.	+256.	+202.	-141.
0.10	0.05	0.05	0.05	+22.	+20.	+13.	+17.	+11.	-595.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	-13.
4.92	5.26	4.96	4.97	+98.	+90.	+148.	+121.	+98.	+160.
9.63	10.62	9.81	10.04	+206.	+190.	+298.	+247.	+199.	+171.
14.34	15.87	14.60	15.01	+366.	+332.	+458.	+401.	+315.	+340.
19.16	21.02	19.40	20.03	+536.	+486.	+619.	+559.	+438.	+465.
23.82	26.06	24.04	25.00	+711.	+650.	+810.	+758.	+688.	+101.
29.00	31.32	29.10	30.29	+891.	+826.	+1006.	+963.	+885.	+247.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1082.	+988.	+1158.	+1110.	+1087.	+215.
38.58	41.72	38.53	40.17	+1291.	+1160.	+1326.	+1273.	+1281.	+145.
43.35	46.71	42.74	44.77	+1502.	+1406.	+1559.	+1497.	+1540.	+375.
43.24	45.26	41.20	45.09	+1478.	+1423.	+1602.	+1525.	+1585.	+521.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+2.	+1.	+1.	0/S+	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	-71.	-77.	-62.	-68.	0/S+	-81.
9.74	10.40	9.81	10.10	-141.	-167.	-134.	-144.	0/S+	-170.
0.10	0.05	0.05	0.05	+5.	-3.	+0.	-1.	0/S+	-5.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	0/S+	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	-72.	-82.	-67.	-71.	0/S+	-84.
9.63	10.62	9.81	10.04	-147.	-167.	-137.	-145.	0/S+	-168.
14.34	15.87	14.60	15.01	-233.	-247.	-211.	-223.	0/S+	-264.
19.16	21.02	19.40	20.03	-322.	-342.	-289.	-306.	0/S+	-357.
23.82	26.06	24.04	25.00	-412.	-442.	-375.	-393.	0/S+	-455.
29.00	31.32	29.10	30.29	-542.	-553.	-463.	-484.	0/S+	-569.
33.82	36.52	33.79	35.41	-739.	-1076.	-548.	-580.	0/S+	-674.
38.58	41.72	38.53	40.17	-1068.	-1610.	-646.	-686.	0/S+	-796.
43.35	46.71	42.74	44.77	-1662.	-2117.	-767.	-820.	0/S+	-940.
43.24	45.26	41.20	45.09	-1850.	-2249.	-784.	-842.	0/S+	-967.

** Canal 17: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA INFERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+0.	+1.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	+145.	+137.	+126.	+142.	+132.	+127.
9.74	10.40	9.81	10.10	+326.	+333.	+897.	+366.	+303.	+286.
0.10	0.05	0.05	0.05	+24.	+49.	+611.	+73.	+28.	+15.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	+152.	+142.	+145.	+146.	+137.	+133.
9.63	10.62	9.81	10.04	+313.	+293.	+298.	+305.	+284.	+280.
14.34	15.87	14.60	15.01	+526.	+522.	+781.	+556.	+491.	+460.
19.16	21.02	19.40	20.03	+748.	+779.	+1429.	+844.	+709.	+654.
23.82	26.06	24.04	25.00	+965.	+1049.	+1818.	+1111.	+939.	+854.
29.00	31.32	29.10	30.29	+1193.	+1346.	+2211.	+1358.	+1285.	+1100.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1312.	+1450.	+2459.	+1559.	+1460.	+1661.
38.58	41.72	38.53	40.17	+2017.	+1574.	+2509.	+1614.	+1684.	+3912.
43.35	46.71	42.74	44.77	+5548.	+2910.	+3841.	+1786.	+3260.	+10442.
43.24	45.26	41.20	45.09	+2728.	+3321.	+6380.	+2536.	+7108.	+11931.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA SUPERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C037 Pto 37 μE	C038 Pto 38 μE	C039 Pto 39 μE	C040 Pto 40 μE	C041 Pto 41 μE	C042 Pto 42 μE
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	-100.	-100.	-109.	-114.	-112.	-142.
9.74	10.40	9.81	10.10	-216.	-210.	-233.	-242.	-239.	-293.
0.10	0.05	0.05	0.05	-7.	-2.	-6.	-7.	-7.	-14.
0.00	0.05	0.00	0.00	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	-104.	-104.	-113.	-119.	-118.	-148.
9.63	10.62	9.81	10.04	-214.	-210.	-231.	-238.	-236.	-285.
14.34	15.87	14.60	15.01	-357.	-310.	-368.	-370.	-368.	-443.
19.16	21.02	19.40	20.03	-504.	-458.	-561.	-521.	-404.	-681.
23.82	26.06	24.04	25.00	-672.	-718.	-803.	-712.	-542.	-1581.
29.00	31.32	29.10	30.29	-1047.	-1040.	-1197.	-971.	-782.	-2743.
33.82	36.52	33.79	35.41	-2943.	-1534.	-1959.	-1391.	-1334.	-3955.
38.58	41.72	38.53	40.17	-5197.	-2808.	-2682.	-2295.	-2836.	-5014.
43.35	46.71	42.74	44.77	-7609.	-5987.	-4159.	-3484.	-6464.	-5743.
43.24	45.26	41.20	45.09	-8250.	-6796.	-4714.	-3635.	-6848.	-5880.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε	C046 Pto 46 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+2.	+1.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	+174.	+167.	+174.	+202.
9.74	10.40	9.81	10.10	+374.	+363.	+376.	+415.
0.10	0.05	0.05	0.05	+20.	+28.	+16.	-6.
0.00	0.05	0.00	0.00	-1.	+0.	+0.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	+180.	+171.	+182.	+211.
9.63	10.62	9.81	10.04	+360.	+343.	+368.	+424.
14.34	15.87	14.60	15.01	+562.	+551.	+585.	+632.
19.16	21.02	19.40	20.03	+758.	+757.	+797.	+835.
23.82	26.06	24.04	25.00	+958.	+965.	+1017.	+1054.
29.00	31.32	29.10	30.29	+1211.	+1225.	+1291.	+1330.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1672.	+1700.	+1796.	+1862.
38.58	41.72	38.53	40.17	+2681.	+2773.	+2921.	+3359.
43.35	46.71	42.74	44.77	+7612.	+7197.	+7507.	+8888.
43.24	45.26	41.20	45.09	+10214.	+9894.	+10077.	+11958.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VF 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA SUPERIOR

C061	C062	C063	C064	C047	C048	C049	C050
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 47	Pto 48	Pto 49	Pto 50
kN	kN	kN	kN	µε	µε	µε	µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	-89.	-98.	-120.	-138.
9.74	10.40	9.81	10.10	-192.	-211.	-250.	-286.
0.10	0.05	0.05	0.05	-3.	-3.	-7.	-9.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+1.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	-94.	-106.	-126.	-148.
9.63	10.62	9.81	10.04	-192.	-213.	-246.	-281.
14.34	15.87	14.60	15.01	-300.	-329.	-371.	-420.
19.16	21.02	19.40	20.03	-416.	-455.	-500.	-557.
23.82	26.06	24.04	25.00	-545.	-591.	-637.	-698.
29.00	31.32	29.10	30.29	-691.	-749.	-806.	-875.
33.82	36.52	33.79	35.41	-901.	-968.	-1025.	-1087.
38.58	41.72	38.53	40.17	-1269.	-1336.	-1353.	-1387.
43.35	46.71	42.74	44.77	-2001.	-2671.	-2327.	-2300.
43.24	45.26	41.20	45.09	-4298.	-3605.	-3248.	-3032.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 1 (ACO)

C061	C062	C063	C064	C001	C002
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ε _m	ε _b
kN	kN	kN	kN	με	με
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	+9.	+5.
9.74	10.40	9.81	10.10	+28.	+11.
0.10	0.05	0.05	0.05	+6.	+4.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	+10.	+5.
9.63	10.62	9.81	10.04	+24.	+9.
14.34	15.87	14.60	15.01	+48.	+12.
19.16	21.02	19.40	20.03	+87.	+4.
23.82	26.06	24.04	25.00	+126.	-2.
29.00	31.32	29.10	30.29	+146.	-3.
33.82	36.52	33.79	35.41	+177.	-1.
38.58	41.72	38.53	40.17	+226.	+5.
43.35	46.71	42.74	44.77	+315.	+21.
43.24	45.26	41.20	45.09	+335.	+29.

Calculos feitos com: E_m = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_m: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_m e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_m

** Canal 3: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 2 (ACO)

C061	C062	C063	C064	C004	C005	C006	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	θ
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.03	+0.03	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+9.	-2.	-2.	+12.	-4.	+0.23	-0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+24.	-4.	-5.	+29.	-10.	+0.59	-0.03	-21.5
0.10	0.05	0.05	0.05	+6.	+2.	+2.	+7.	+1.	+0.17	+0.07	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+8.	-3.	-3.	+11.	-5.	+0.20	-0.04	-22.5
9.63	10.62	9.81	10.04	+19.	-5.	-6.	+24.	-10.	+0.47	-0.06	-21.4
14.34	15.87	14.60	15.01	+45.	-6.	-7.	+55.	-18.	+1.10	-0.03	-22.0
19.16	21.02	19.40	20.03	+71.	-13.	+2.	+96.	-24.	+1.99	+0.11	-27.5
23.82	26.06	24.04	25.00	+99.	-18.	+10.	+140.	-30.	+2.91	+0.26	-29.2
29.00	31.32	29.10	30.29	+133.	-25.	+13.	+188.	-42.	+3.90	+0.32	-29.3
33.82	36.52	33.79	35.41	+170.	-25.	+11.	+231.	-50.	+4.81	+0.44	-27.8
38.58	41.72	38.53	40.17	+224.	-24.	+6.	+292.	-61.	+6.09	+0.58	-26.0
43.35	46.71	42.74	44.77	+302.	-22.	-10.	+375.	-83.	+7.80	+0.65	-23.6
43.24	45.26	41.20	45.09	+317.	-21.	-15.	+391.	-88.	+8.13	+0.65	-23.1

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 θ : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 3 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C051	C052	C053	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+5.	-14.	-1.	+18.	-14.	+0.05	-0.04	-40.0
9.74	10.40	9.81	10.10	+2.	-35.	+1.	+38.	-35.	+0.11	-0.10	-44.6
0.10	0.05	0.05	0.05	-6.	-4.	+4.	+4.	-7.	+0.01	-0.02	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+5.	-15.	-2.	+18.	-15.	+0.05	-0.04	-39.3
9.63	10.62	9.81	10.04	+6.	-32.	-3.	+36.	-33.	+0.11	-0.09	-41.2
14.34	15.87	14.60	15.01	+2.	-47.	-2.	+47.	-47.	+0.13	-0.13	-43.9
19.16	21.02	19.40	20.03	-1.	-47.	+14.	+61.	-48.	+0.18	-0.13	-48.9
23.82	26.06	24.04	25.00	-6.	-46.	+31.	+74.	-49.	+0.23	-0.12	-53.5
29.00	31.32	29.10	30.29	-18.	-57.	+30.	+74.	-62.	+0.22	-0.17	-55.2
33.82	36.52	33.79	35.41	-24.	-62.	+39.	+84.	-69.	+0.25	-0.18	-57.2
38.58	41.72	38.53	40.17	-59.	-46.	+20.	+29.	-67.	+0.05	-0.22	-73.0
43.35	46.71	42.74	44.77	-67.	-39.	+19.	+22.	-70.	+0.03	-0.23	-80.6
43.24	45.26	41.20	45.09	-67.	-33.	+16.	+16.	-68.	+0.01	-0.23	-85.0

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 4 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C054 ε _a με	C055 ε _b με	C056 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	-6.	-4.	+1.	+1.	-6.	+0.00	-0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	-17.	-10.	+1.	+1.	-17.	-0.01	-0.06	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-5.	-2.	+1.	+1.	-5.	+0.00	-0.02	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	-6.	-4.	+0.	+0.	-7.	-0.00	-0.02	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	-14.	-9.	-1.	-1.	-14.	-0.01	-0.05	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	-25.	-17.	-1.	-0.	-26.	-0.02	-0.09	U/C
19.16	21.02	19.40	20.03	-27.	-13.	+6.	+7.	-27.	+0.00	-0.09	-85.3
23.82	26.06	24.04	25.00	+65.	+80.	-1.	+90.	-27.	+0.30	-0.03	+28.0
29.00	31.32	29.10	30.29	+59.	+106.	+27.	+108.	-22.	+0.37	-0.00	+37.8
33.82	36.52	33.79	35.41	+62.	+102.	+20.	+105.	-23.	+0.36	-0.01	+35.5
38.58	41.72	38.53	40.17	+62.	+104.	+24.	+107.	-21.	+0.36	+0.00	+36.4
43.35	46.71	42.74	44.77	+56.	+104.	+23.	+106.	-26.	+0.36	-0.02	+37.7
43.24	45.26	41.20	45.09	+35.	+95.	+21.	+96.	-39.	+0.31	-0.07	+42.0

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 5 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C019	C020	C021	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P_1	P_2	P_3	P_4	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+46.	+3.	+6.	+57.	-4.	+0.20	+0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+78.	+7.	+16.	+97.	-3.	+0.34	+0.06	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-18.	-6.	+0.	+1.	-19.	-0.01	-0.07	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	-1.	+0.	-1.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+41.	+3.	+6.	+50.	-4.	+0.17	+0.02	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	+85.	+8.	+15.	+104.	-5.	+0.37	+0.06	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	+79.	+5.	+18.	+101.	-5.	+0.35	+0.05	-27.5
19.16	21.02	19.40	20.03	+70.	+0.	+18.	+96.	-7.	+0.33	+0.04	-29.9
23.82	26.06	24.04	25.00	+55.	-2.	+18.	+79.	-6.	+0.28	+0.03	-31.8
29.00	31.32	29.10	30.29	+47.	-8.	+10.	+70.	-13.	+0.24	+0.00	-31.7
33.82	36.52	33.79	35.41	+39.	-17.	+15.	+72.	-18.	+0.24	-0.01	-37.3
38.58	41.72	38.53	40.17	+23.	-31.	+31.	+86.	-32.	+0.28	-0.05	-47.0
43.35	46.71	42.74	44.77	-17.	-53.	+54.	+99.	-61.	+0.31	-0.15	-58.2
43.24	45.26	41.20	45.09	-20.	-50.	+52.	+90.	-59.	+0.28	-0.15	-59.4

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 6 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C022	C023	C024	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$					
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+6.	+4.	+6.	+8.	+4.	+0.03	+0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+8.	+4.	+6.	+11.	+4.	+0.04	+0.02	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-1.	+1.	+0.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+6.	+3.	+5.	+7.	+3.	+0.03	+0.01	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	+9.	+3.	+6.	+13.	+3.	+0.05	+0.02	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	+7.	+6.	-9.	+10.	-11.	+0.03	-0.03	+18.9
19.16	21.02	19.40	20.03	+6.	+8.	-17.	+12.	-23.	+0.03	-0.07	+25.7
23.82	26.06	24.04	25.00	+6.	+8.	-18.	+13.	-25.	+0.03	-0.08	+24.5
29.00	31.32	29.10	30.29	+13.	+10.	-20.	+18.	-25.	+0.05	-0.08	+19.9
33.82	36.52	33.79	35.41	+7.	+11.	-22.	+16.	-31.	+0.04	-0.10	+25.7
38.58	41.72	38.53	40.17	+7.	+9.	-16.	+14.	-22.	+0.03	-0.07	+24.6
43.35	46.71	42.74	44.77	+6.	+3.	+5.	+7.	+3.	+0.03	+0.01	U/C
43.24	45.26	41.20	45.09	+4.	+2.	+5.	+7.	+2.	+0.02	+0.01	U/C

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 7 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C025 ε _a μE	C026 ε _b μE	C027 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	-50.	-22.	+7.	+7.	-50.	-0.01	-0.17	-89.6
9.74	10.40	9.81	10.10	-103.	-47.	+16.	+16.	-103.	-0.02	-0.35	-88.5
0.10	0.05	0.05	0.05	+0.	-2.	+0.	+2.	-2.	+0.01	-0.01	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	-50.	-22.	+7.	+7.	-50.	-0.01	-0.17	-89.6
9.63	10.62	9.81	10.04	-106.	-47.	+16.	+16.	-106.	-0.02	-0.36	-89.2
14.34	15.87	14.60	15.01	-158.	-72.	+22.	+22.	-158.	-0.03	-0.54	-88.6
19.16	21.02	19.40	20.03	-219.	-99.	+29.	+29.	-220.	-0.05	-0.76	-89.1
23.82	26.06	24.04	25.00	-293.	-127.	+32.	+32.	-293.	-0.09	-1.02	+89.4
29.00	31.32	29.10	30.29	-369.	-141.	+43.	+45.	-370.	-0.10	-1.28	+87.1
33.82	36.52	33.79	35.41	-471.	-181.	+41.	+43.	-474.	-0.18	-1.65	+86.2
38.58	41.72	38.53	40.17	-644.	-258.	+16.	+20.	-648.	-0.39	-2.28	+85.2
43.35	46.71	42.74	44.77	-1149.	-464.	-140.	-109.	-1181.	-1.22	-4.26	+80.1
43.24	45.26	41.20	45.09	-1519.	-604.	-93.	-65.	-1547.	-1.33	-5.53	+82.1

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2

ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical

α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 8 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C028	C029	C030	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN								
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	-8.	-10.	+6.	+10.	-13.	+0.03	-0.04	-64.1
9.74	10.40	9.81	10.10	-19.	-17.	+11.	+16.	-24.	+0.04	-0.07	-70.4
0.10	0.05	0.05	0.05	+0.	+3.	+2.	+3.	-1.	+0.01	-0.00	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	-10.	-11.	+6.	+9.	-14.	+0.02	-0.04	-65.9
9.63	10.62	9.81	10.04	-19.	-18.	+9.	+15.	-25.	+0.03	-0.08	-68.5
14.34	15.87	14.60	15.01	-42.	-20.	+18.	+19.	-43.	+0.04	-0.14	-82.1
19.16	21.02	19.40	20.03	-84.	-19.	+28.	+28.	-85.	+0.04	-0.28	+85.5
23.82	26.06	24.04	25.00	-141.	-29.	+38.	+41.	-144.	+0.04	-0.48	+82.8
29.00	31.32	29.10	30.29	-233.	-47.	+59.	+64.	-238.	+0.06	-0.80	+82.4
33.82	36.52	33.79	35.41	-331.	-63.	+94.	+101.	-338.	+0.12	-1.13	+82.7
38.58	41.72	38.53	40.17	-405.	-91.	+102.	+109.	-412.	+0.10	-1.38	+83.4
43.35	46.71	42.74	44.77	-584.	-119.	+90.	+114.	-607.	-0.03	-2.07	+79.6
43.24	45.26	41.20	45.09	-752.	-178.	+63.	+95.	-785.	-0.22	-2.71	+78.9

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS EM VIGAS DE AÇO E EM VIGAS MISTAS

5.1 - PRELIMINARES

A proposta deste estudo experimental teve como objetivo global a análise do comportamento estrutural de vigas de aço e de vigas mistas aço-concreto com seção transversal em chapa dobrada do tipo "duplo U", utilizando conectores de cisalhamento também em chapa dobrada.

Os ensaios das vigas de aço, confeccionadas com dois perfis "U" solidarizados através de solda intermitente, foi o ponto de partida desta análise, fornecendo dados importantes para:

- análise comparativa das deformações (tensões) em seções com e sem solda de composição, mas com mesmo momento fletor.
- análise das deformações em vários pontos das mesas tracionada e comprimida numa mesma seção transversal.
- avaliação da distribuição da força cortante entre os dois perfis que compõem a viga, pois à luz da teoria, sabe-se que cada perfil deveria ficar solicitado com metade da força cortante total.
- identificação do estado limite último e a conseqüente determinação do momento fletor resistente da viga.

Os ensaios em vigas mistas aço-concreto, onde foram utilizados perfis de aço idênticos aos ensaiados na fase anterior, tiveram por objetivos:

- a determinação da rigidez à flexão destas vigas, através das leituras de deslocamentos.
- a análise do comportamento da estrutura frente ao grau de conexão (conexão completa ou parcial) e frente a dois tipos de carregamento (concentrado e distribuído).
- a identificação do estado limite último, a determinação do momento fletor resistente da viga e o ganho de resistência em relação à viga de aço isolada.

5.2 - VIGAS PROPOSTAS

A escolha das dimensões das vigas foi feita baseando-se em dois aspectos principais: trabalhar com dimensões próximas daquelas utilizadas nas estruturas correntes, e adequar estas dimensões às limitações de dimensão e capacidade de carregamento impostas pelas instalações em funcionamento do Laboratório de Estruturas da EESC-USP.

Dentre as muitas variáveis envolvidas na análise, foram consideradas duas: o tipo de carregamento e o grau de conexão. O esquema estático, as dimensões dos elementos, a taxa de armadura da laje e o tipo do conector foram mantidos constantes.

O conector de cisalhamento adotado foi o tipo B, detalhado na posição I, conforme tabela 3.9 - capítulo 3 (cantoneira em chapa dobrada 50x50x4,76). Os ensaios isolados realizados com este tipo de conector apresentaram como falha a ruptura do concreto, onde a força média de ruptura foi 186 kN por conector.

As vigas propostas consistiram em:

- vigas de aço VA 1 e VA 2, onde foram ensaiadas com carregamento concentrado e distribuído, respectivamente.
- vigas mistas VM 1 e VM 2 fabricadas com 14 conectores do tipo B (posição I) ensaiadas com carregamento concentrado e distribuído, respectivamente.
- vigas mistas VM 3 e VM 4 fabricadas com 6 conectores também do tipo B (posição I) e ensaiadas com carregamen-

to concentrado e distribuído, respectivamente.

A tabela 5.1 resume as informações apresentadas anteriormente e as figuras 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam as vigas e os carregamentos dos ensaios.

O carregamento concentrado consistiu em duas forças de mesma intensidade, aplicadas na parte central e distantes entre si de um metro. O carregamento distribuído foi aplicado através de quatro macacos hidráulicos de mesmo modelo e fabricante, sendo que sob cada um deles havia um perfil metálico que distribuía a força para dois pontos equidistantes, totalizando assim, oito pontos de aplicação de força ao longo do vão.

Pela NBR 8800 [10], a armadura de "cisalhamento" posicionada na face inferior da laje e transversalmente à viga de aço não deve apresentar uma taxa menor que 0,5%, podendo-se usar espaçamento uniforme ao longo do vão. Nas lajes de edifícios, dimensionadas à flexão, a taxa de armadura resulta da ordem de metade deste valor, ou seja, em torno de 0,25%, valor este que foi considerado para a definição da armadura transversal inferior das lajes. A figura 5.4 mostra o detalhamento da armadura, típica nas vigas VM 1 a VM 4, e a foto 5.1 mostra a armadura posicionada na fôrma.

TABELA 5.1 – DESCRIÇÃO DAS VIGAS ENSAIADAS

VIGA	DESCRIÇÃO	INTERAÇÃO	CARREGAMENTO
VA 1	VIGA DE AÇO	—	CONCENTRADO
VA 2	VIGA DE AÇO	—	DISTRIBUÍDO
VM 1	VIGA MISTA	COMPLETA	CONCENTRADO
VM 2	VIGA MISTA	COMPLETA	DISTRIBUÍDO
VM 3	VIGA MISTA	PARCIAL	CONCENTRADO
VM 4	VIGA MISTA	PARCIAL	DISTRIBUÍDO

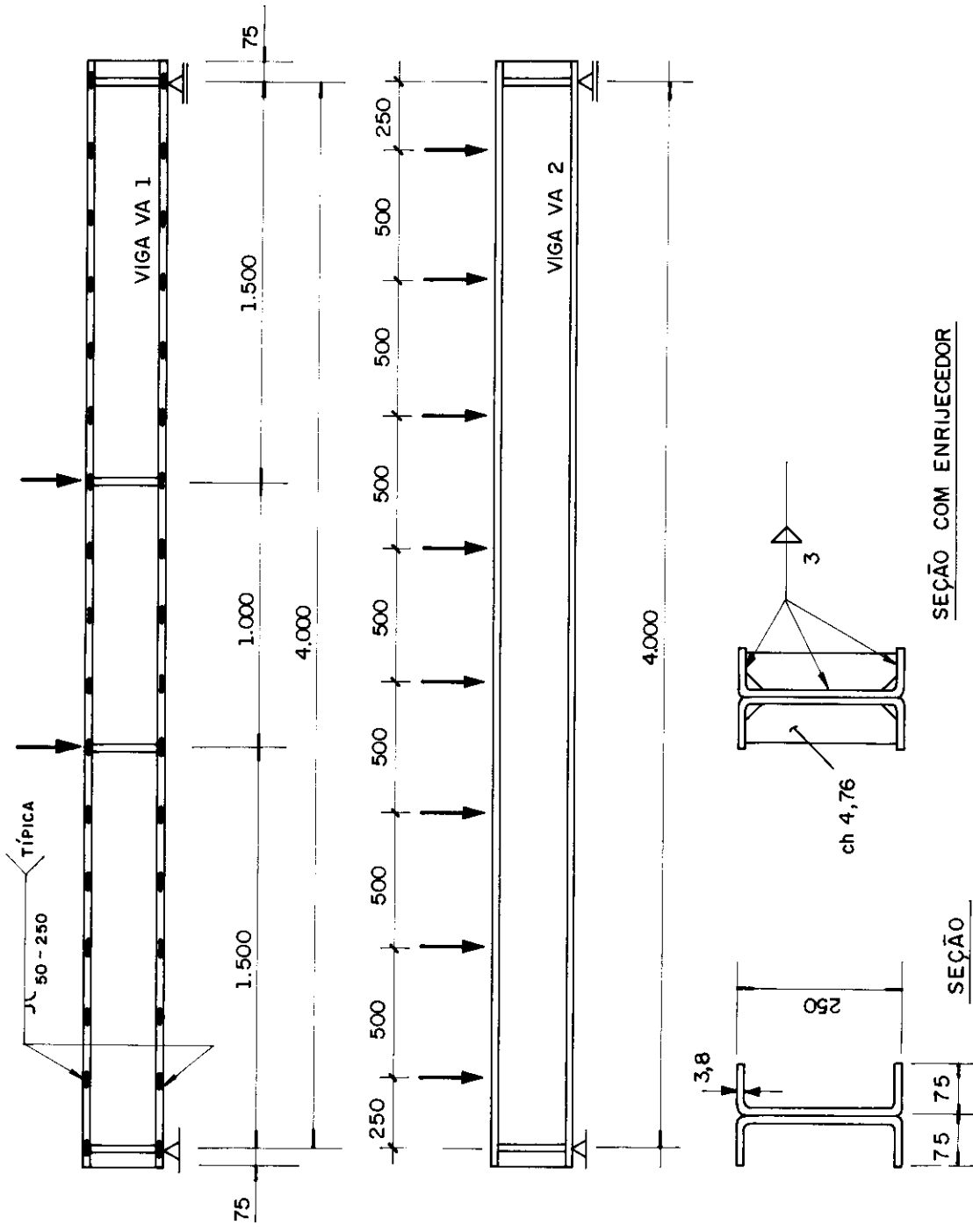


FIG. 5.1 - ESQUEMA GERAL DAS VIGAS E CARREGAMENTOS DOS ENSAIOS

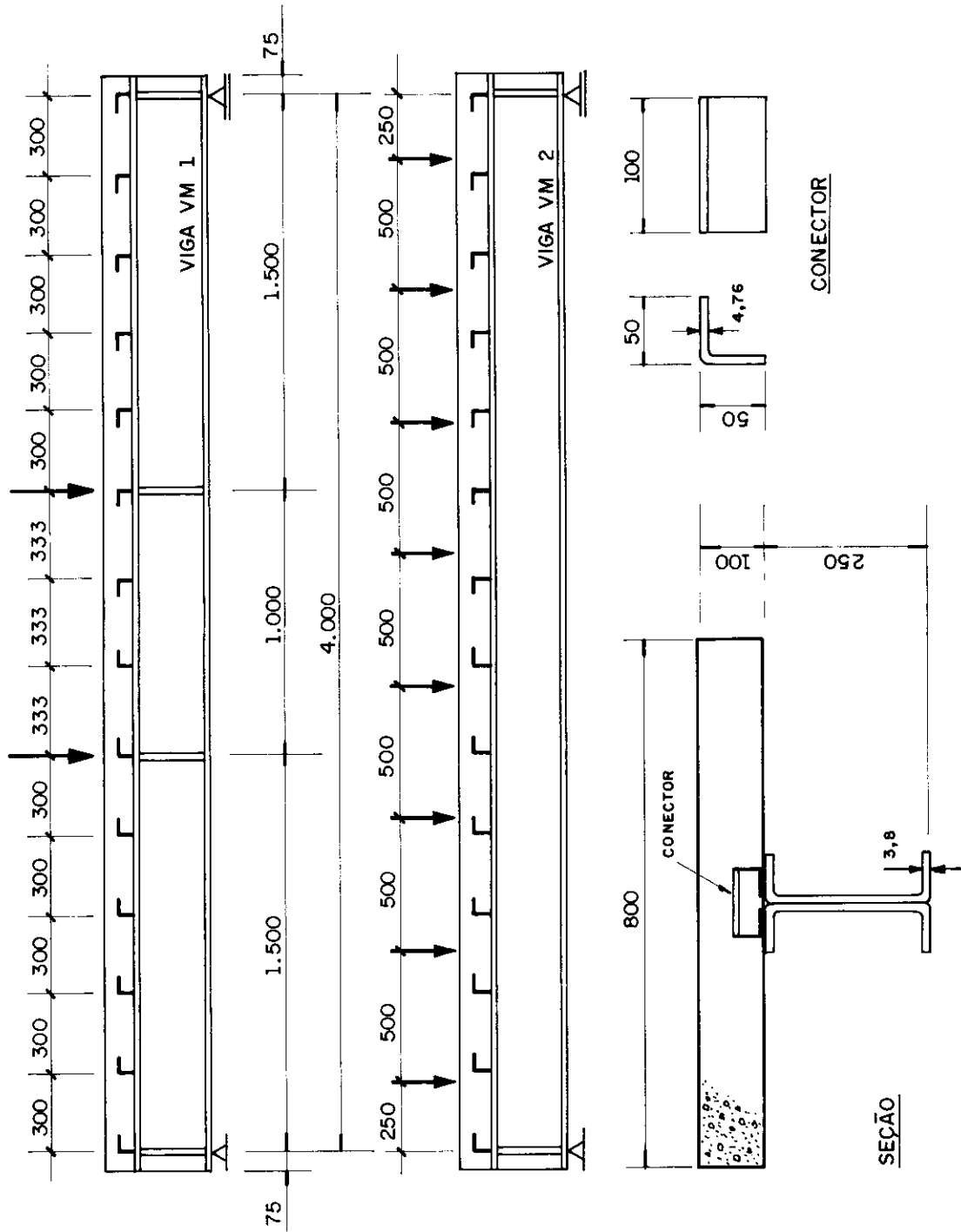


FIG. 5.2 - ESQUEMA GERAL DAS VIGAS E CARREGAMENTOS DOS ENSAIOS

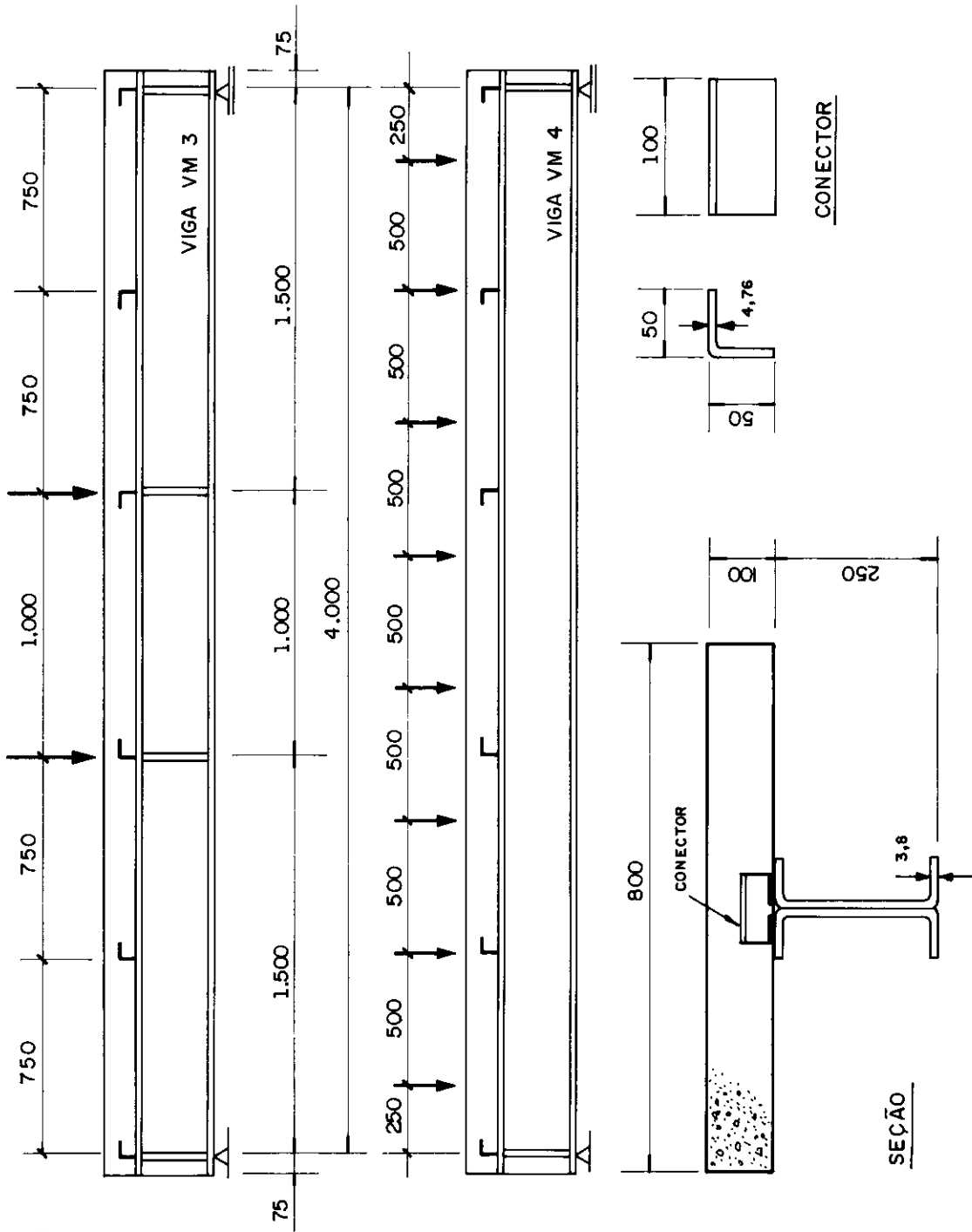


FIG. 5.3 - ESQUEMA GERAL DAS VIGAS E CARREGAMENTOS DOS ENSAIOS

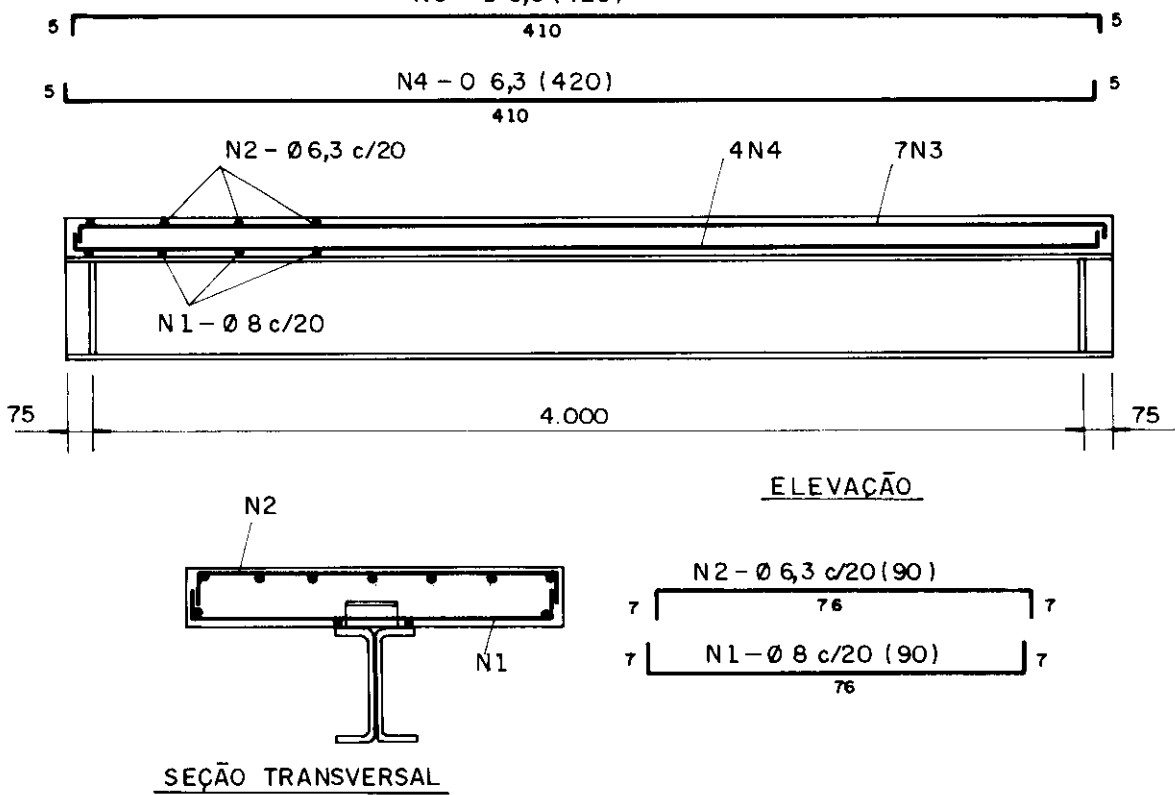


FIG. 5.4 - ARMADURA DAS VIGAS MISTAS VM1 a VM4

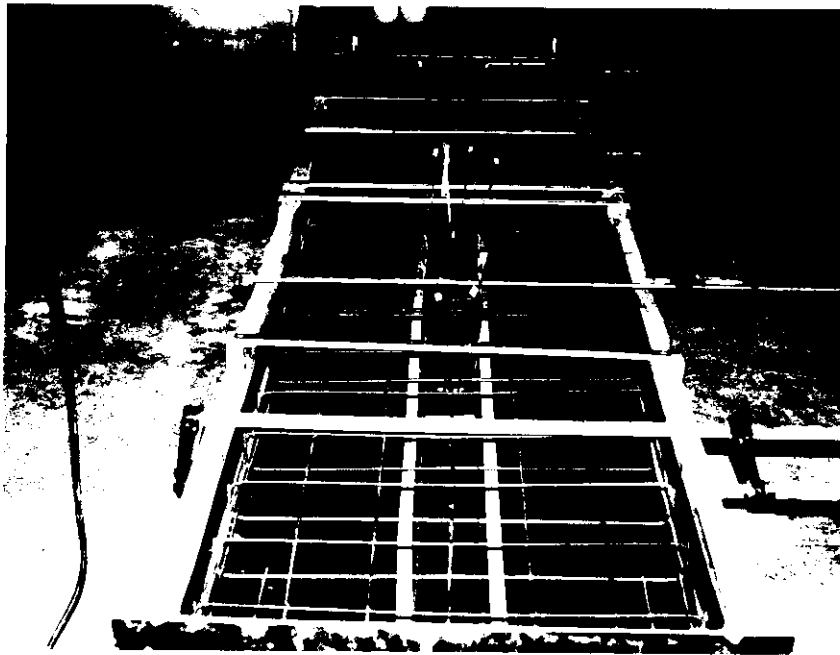


Foto 5.1 - Armadura da viga mista posicionada na fôrma

5.3 - METODOLOGIA DOS ENSAIOS

Os ensaios foram realizados sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da EESC-USP. As figuras 5.5 e 5.6 e a foto 5.2 apresentam o esquema do pórtico de reação e o respectivo posicionamento das vigas para o ensaio.

Para o carregamento foram utilizados macacos hidráulicos com capacidade nominal de 200 kN, acionados por bomba hidráulica manual, onde a intensidade da força aplicada foi medida por células de carga acopladas a estes.

Para medida dos deslocamentos foram utilizados relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm, sendo instrumentados os apoios e cinco pontos ao longo do vão, conforme figura 5.7.

Para medida das deformações em vários pontos foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (uniaxiais nas mesas e rosetas retangulares na alma). As figuras 5.8 e 5.9 mostram, para as vigas VA 1 e VA 2 e para as vigas VM 1 a VM 4, respectivamente, o posicionamento dos extensômetros elétricos e a correspondente numeração dos canais de leitura. A foto 5.3 mostra os extensômetros uniaxiais colados na fibra superior da laje de concreto e a foto 5.4 mostra os extensômetros uniaxiais colados no perfil de aço e na barra de aço da armadura, os quais já aparecem com a proteção contra a umidade oriunda da concretagem.

As leituras das deformações e das forças aplicadas foram efetuadas pelo sistema de aquisição de dados SYSTEM 4000 - MEASUREMENTS GROUP, o qual pode ser visualizado na foto 5.5.

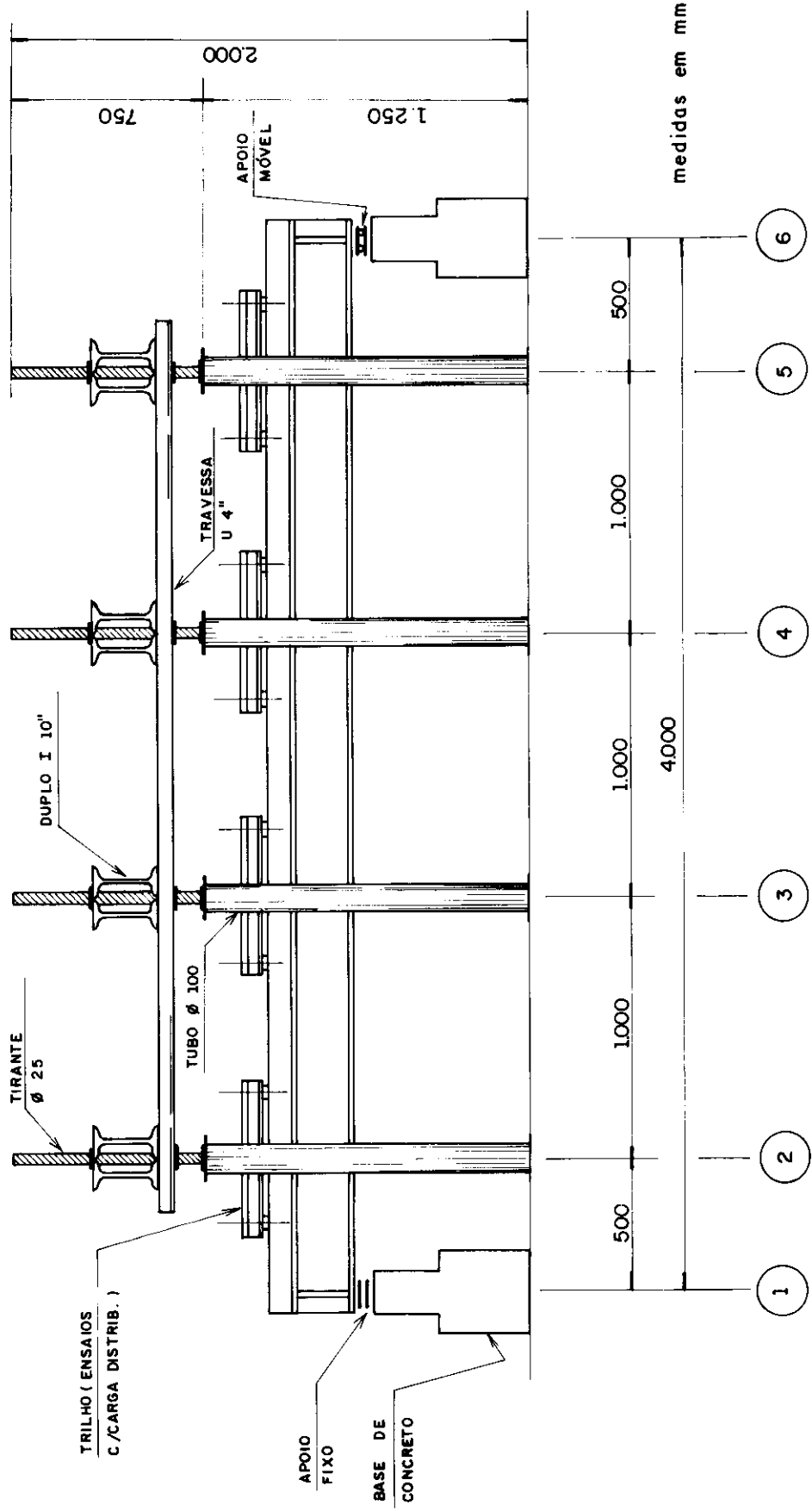
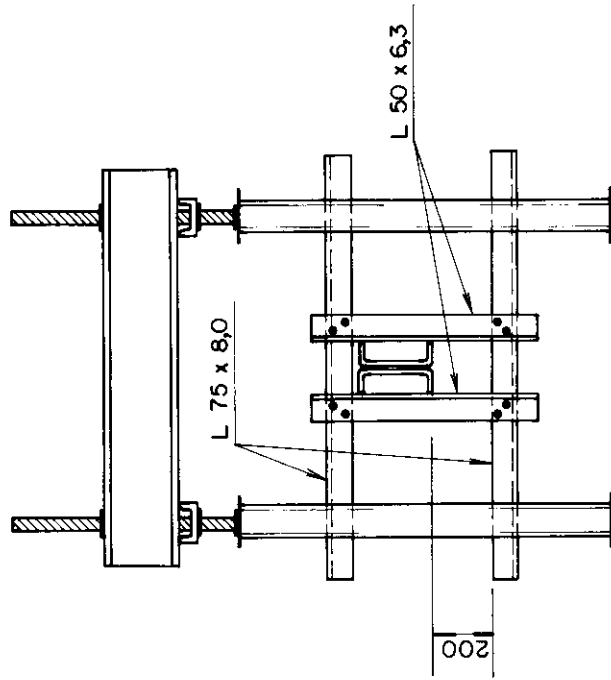
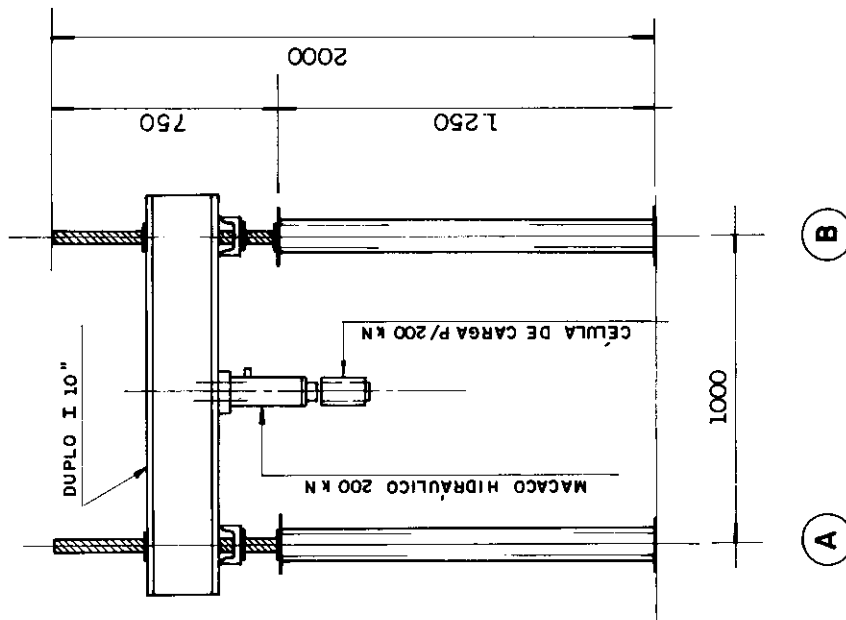


FIG. 5.5 — PÓRTICO DE REAÇÃO : VISTA LATERAL



DETALHE DA VINCULAÇÃO LATERAL DA
VIGA — EIXOS (3) E (4)

FIG. 5.6 — PÓRTICO DE REAÇÃO : VISTA FRONTAL

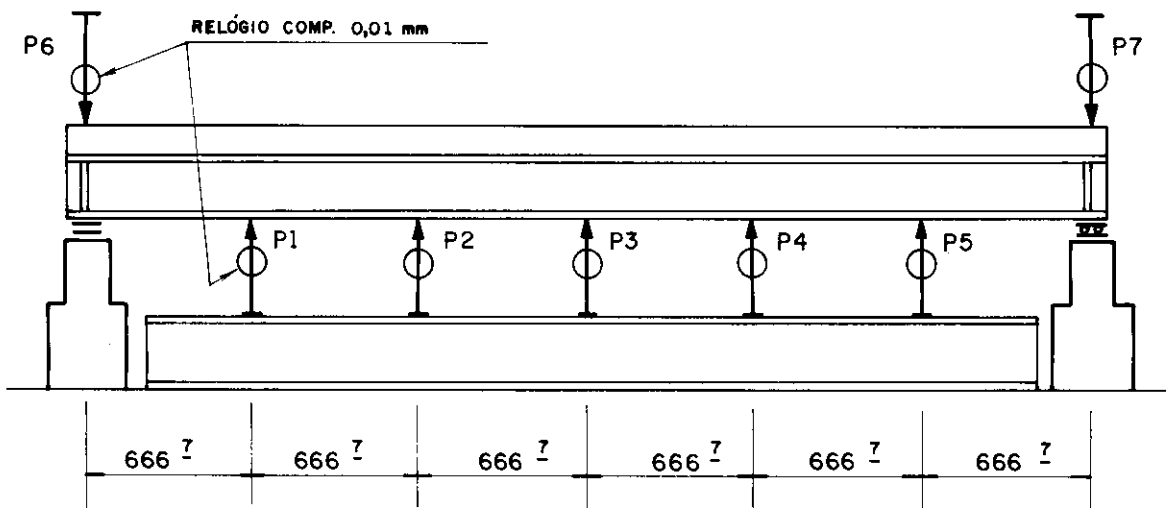


FIG.5.7 - INSTRUMENTAÇÃO : POSIÇÃO DOS RELÓGIOS COMPARADORES NOS ENSAIOS DAS VIGAS VA1, VA2, VM1 e VM4

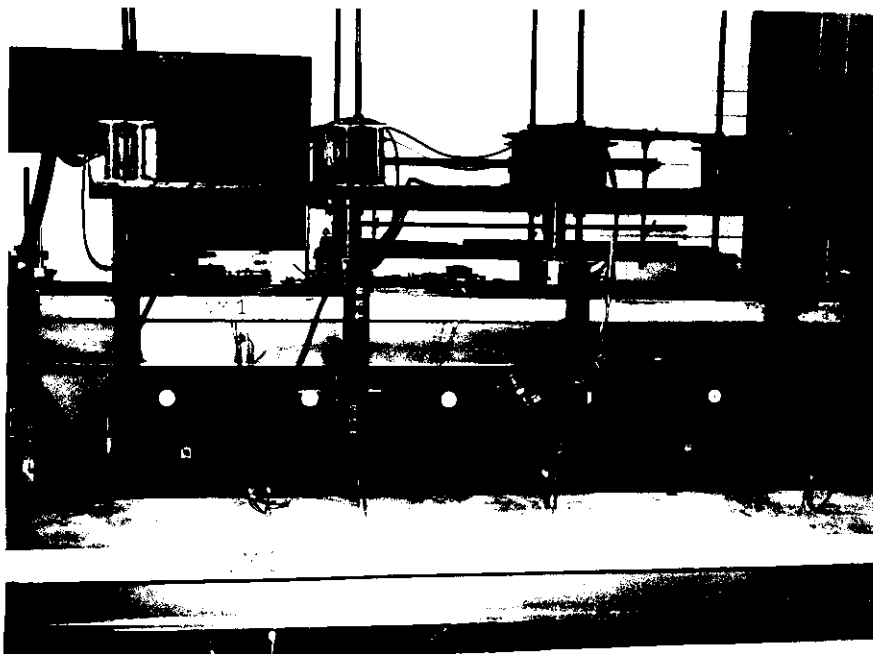
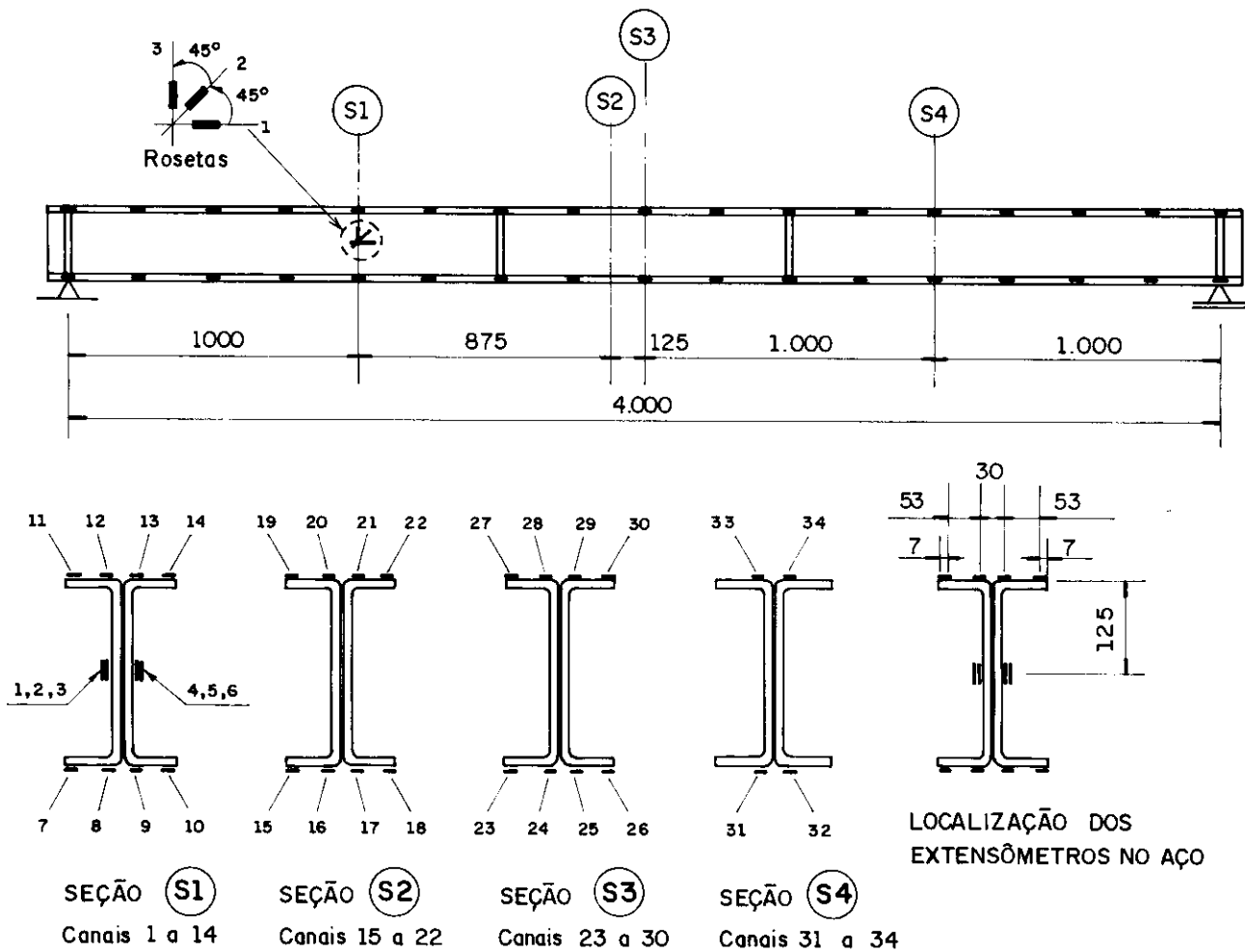


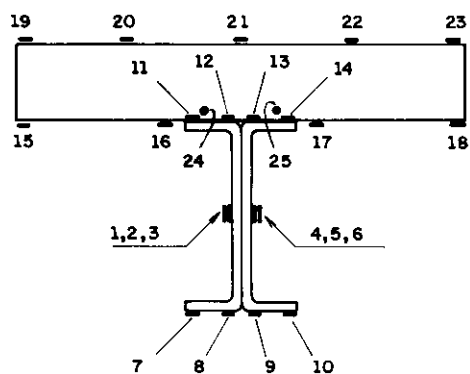
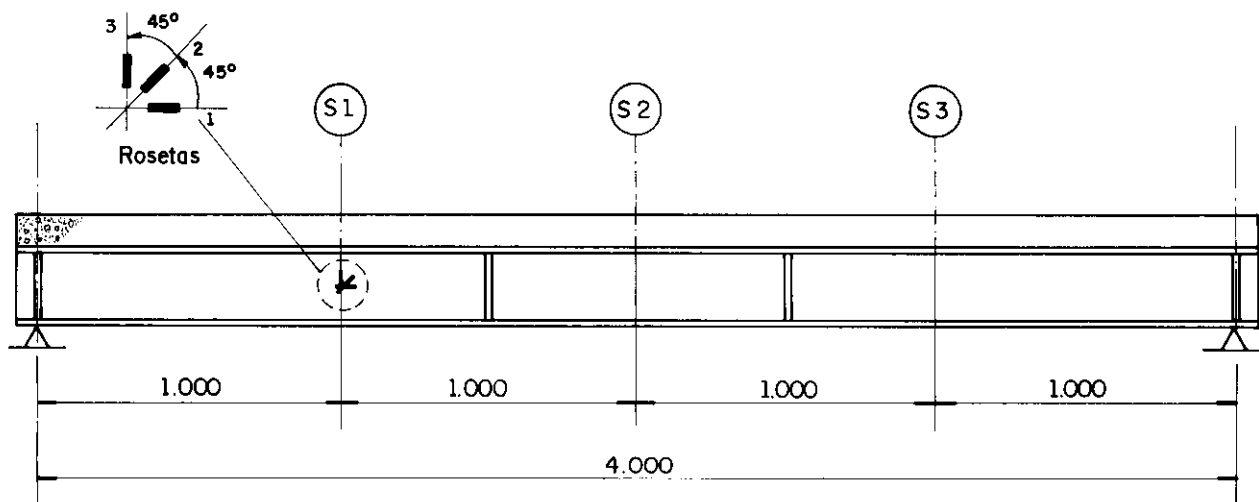
Foto 5.2 - Vista geral do pórtico de reação com uma viga posicionada para ensaio



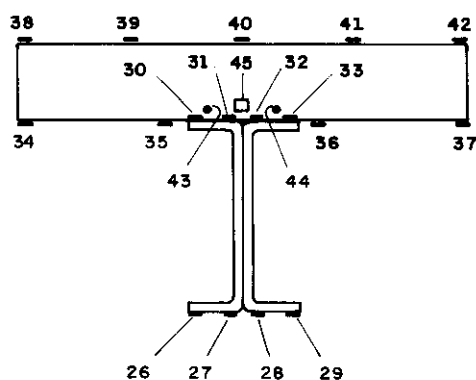
— EXTENSÔMETRO UNIAXIAL

= ROSETA RETANGULAR

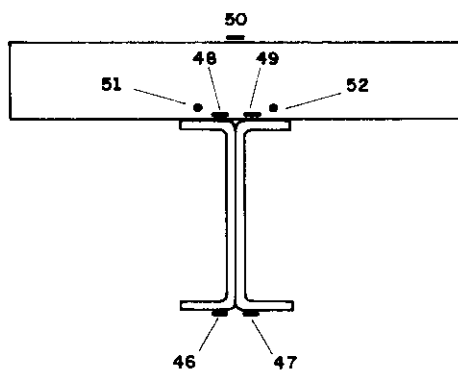
FIG. 5.8 — INSTRUMENTAÇÃO : EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA PARA AS VIGAS VA1 e VA2



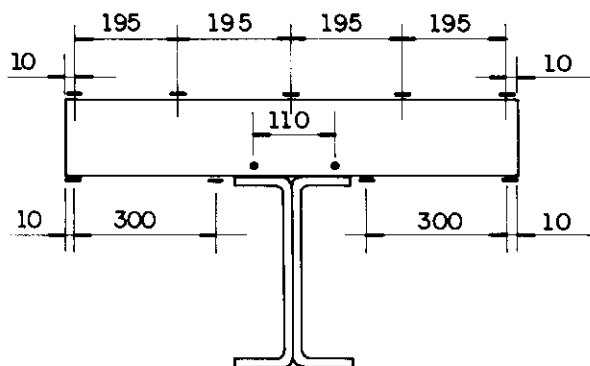
SEÇÃO (S1) - Canais 1 a 25



SEÇÃO (S2) - Canais 26 a 45



SEÇÃO (S3) - Canais 46 a 52



LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NO CONCRETO

- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- = ROSETA RETANGULAR
- BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL
- EXTENSÔMETRO EMBUTIDO NO CONCRETO

FIG. 5.9 - INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA PARA AS VIGAS VM1 a VM4



Foto 5.3 - Extensômetros uni-axiais no concreto

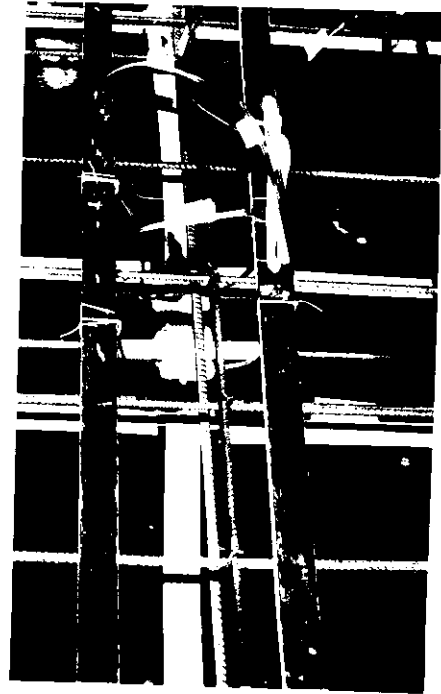


Foto 5.4 - Extensômetros uniaxiais no aço



Foto 5.5 - Vista geral do sistema de aquisição de dados
SYSTEM 4000 - MEASUREMENTS GROUP

As vigas foram carregadas em duas fases, sendo a primeira destinada à acomodação da estrutura e a segunda correspondendo ao ensaio propriamente dito, sendo a estrutura carregada até que se atingisse um estado limite último. As etapas de carregamento foram:

Viga VA 1 —————> 5,0 kN

Viga VA 2 —————> 2,5 kN

Vigas VM 1, VM 3 —————> 10,0 kN

Vigas VM 2, VM 4 —————> 5,0 kN

Em todos os casos, este valor corresponde à força aplicada por macaco. As leituras de deslocamentos e deformações foram efetuadas após a estabilização da força aplicada em cada etapa.

Todas as vigas foram contidas lateralmente nos apoios, onde tentou-se reproduzir "vínculos de garfo", e junto aos eixos 3 e 4 do pórtico de reação (ver figura 5.5), limitando a esbeltez lateral das vigas de modo que a flambagem lateral com torção (FLT) não constituísse um estado limite último. A foto 5.6 mostra a vinculação lateral dos apoios.



Foto 5.6 - Vinculação lateral dos apoios

5.4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios foram comparados aos obtidos em análises teóricas, utilizando-se a análise elástica simplificada para as primeiras etapas de carregamento e a análise totalmente plástica (plastificação total da seção) para avaliação da capacidade última das vigas. Os resultados dos ensaios estão apresentados no Anexo II deste trabalho.

É importante salientar que os objetivos básicos destes ensaios foram avaliar o comportamento global de vigas de aço e mistas em perfis de chapa dobrada e ainda quantificar o ganho de resistência à flexão destas vigas, quando se considera uma faixa colaborante da laje de concreto. Desta forma, a definição dos pontos instrumentados teve por base escolher pontos que permitissem satisfazer esses objetivos da melhor maneira possível.

Em todos os ensaios, a ocorrência de efeitos secundários é quase sempre inevitável, como por exemplo, pequenas excentricidades quando da aplicação das forças e a falta de verticalidade dos macacos hidráulicos. Esses efeitos foram se agravando à medida em que a intensidade da força aplicada e os deslocamentos da estrutura foram se tornando maiores. Desta maneira, nas etapas finais dos ensaios, a análise quantitativa de resultados foi prejudicada, porém os resultados obtidos ainda muito contribuíram para a análise do comportamento global da estrutura.

5.4.1 - Caracterização do aço e do concreto

A determinação das propriedades mecânicas do aço das vigas foi feita com base em ensaios à tração de seis corpos-de-prova, conforme ASTM A370 [5]. Os resultados desses ensaios estão apresentados na tabela 5.2.

Os resultados obtidos nesses ensaios, mostraram valores do limite de escoamento e da resistência à tração maiores que os esperados, além de uma ductilidade abaixo da esperada. A análise química (tabela 5.3) detectou um teor de carbono de 0,15% em peso, o que é incompatível com os altos valores de resistência obtidos.

Na tentativa de identificar a causa dos altos valores de resistência à tração, recorreu-se ao ensaio de dureza. Este ensaio foi feito em duas amostras: uma ao natural e a outra recozida. Os valores de dureza na escala Rockwell-B foram:

Amostra ao natural —————> 82 RB

Amostra recozida —————> 68 RB

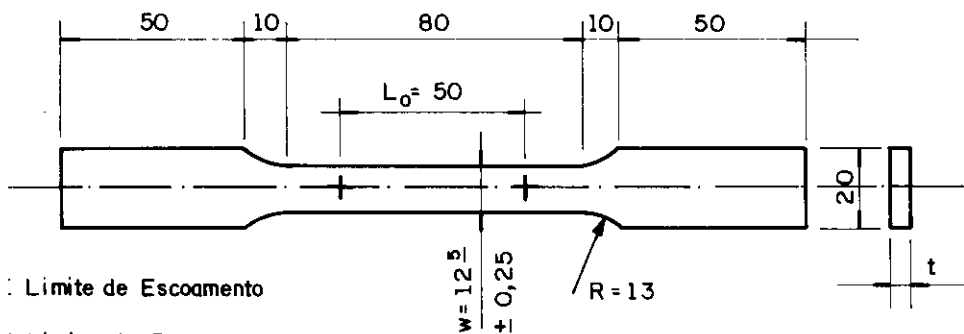
Essa diferença de dureza reflete um encruamento no aço, provavelmente oriundo de temperaturas de laminação mais baixas que as recomendadas, motivo pelo qual o aço em questão apresentou resistências acima das esperadas.

As características mecânicas do aço dos conectores constam no capítulo 3 - tabela 3.2.

A avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto foi feita com base em corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15x30 (cm), onde os valores obtidos aos 28 dias de idade estão apresentados na tabela 5.4. As medidas de deformações nos corpos-de-prova, para avaliação do módulo de elasticidade, foram feitas através de dois extensômetros uniaxiais associados em série, colados na parte central e dispostos em posições diametralmente opostas.

TABELA 5.2-PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO DAS VIGAS
ENSAIO À TRAÇÃO SEGUNDO ASTM A370 [5]

C P	w(mm)	t(mm)	Ag(mm ²)	L ₀ (mm)	L (mm)	F _y (MPa)	F _u (MPa)	A (%)
1	12,6	3,7	46,62	50	64,8	364,6	536,2	29,6
2	12,6	3,7	46,62	50	64,2	405,4	568,4	28,4
3	12,4	3,7	45,88	50	64,3	381,4	544,9	28,6
4	12,5	3,7	46,25	50	64,5	367,6	529,7	29,0
5	12,6	3,7	46,62	50	64,4	381,8	536,2	28,8
6	12,5	3,7	46,25	50	65,5	363,2	540,5	31,0
VALOR MÉDIO						377,3	542,6	29,2



F_y : Limite de escoamento

F_u : Limite de Ruptura

A : Alongamento na Ruptura

NOTA : medidas em mm

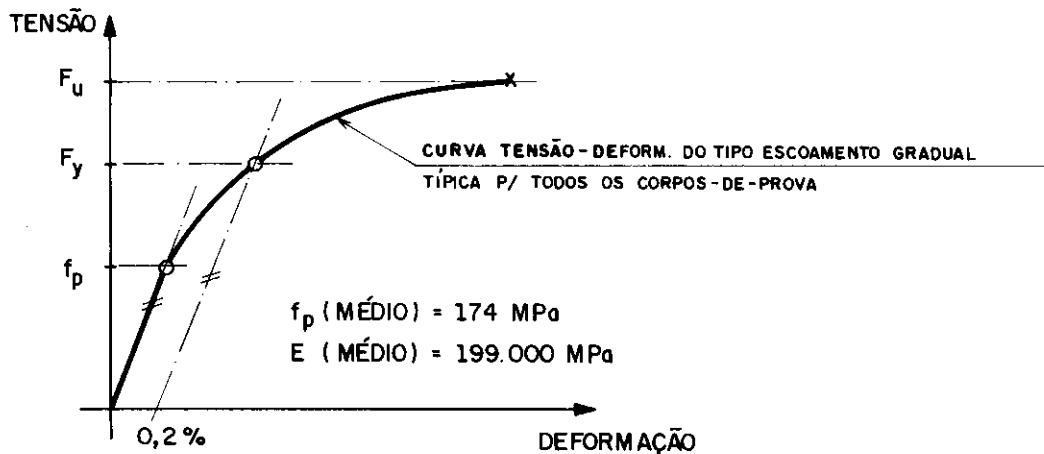


TABELA 5.3 — RESULTADOS DA ANÁLISE QUÍMICA

ELEMENTOS (% EM PESO)						
C	Mn	P	S	Si	Cr	Ni
0,15	0,37	0,016	0,018	0,20	0,45	—

TABELA 5.4 — RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.

VIGA	f_{c28} (MPa)	E_c (MPa)
VM 1	31,9	36.844
VM 2	29,6	33.467
VM 3	28,1	33.172
VM 4	29,0	38.194
CORPO-DE-PROVA CILÍNDRICO 15x30		

5.4.2 - Análise teórica dos modelos

Duas análises teóricas são apresentadas aqui: a análise elástica simplificada (Capítulo 4 - item 4.2), que muito bem representou o comportamento da estrutura durante a fase de proporcionalidade e a análise totalmente plástica (Capítulo 4 - item 4.6), utilizada para se avaliar a resistência última à flexão.

As hipóteses e considerações utilizadas estão relacionadas a seguir:

- vigas simplesmente apoiadas.
- vínculos de garfo nos apoios e nas seções travadas lateralmente ao longo do vão.

- módulo de elasticidade e momento de inércia constantes ao longo de toda a estrutura.
- valores médios das forças aplicadas, em todas as etapas de carregamento.
 - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (n) constante e igual a seis.

a) VIGAS DE AÇO VA 1 e VA 2 (figura 5.10):

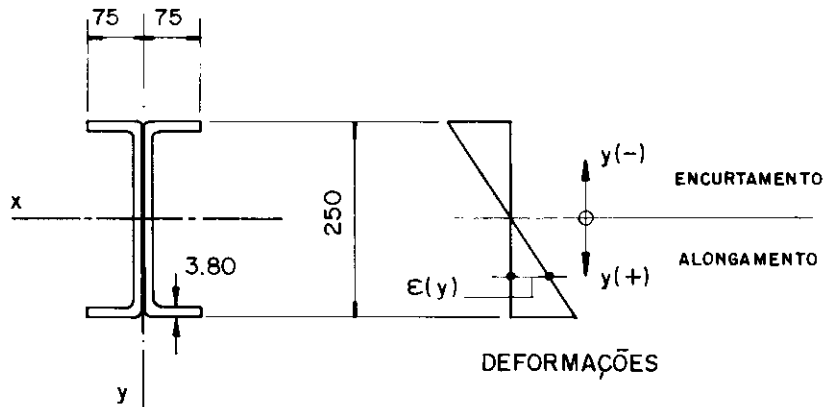


FIG. 5.10-VIGAS VA1 e VA2 : SEÇÃO TRANSVERSAL E DEFORMAÇÕES

Propriedades geométricas:

$$A_s = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2.571 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 180 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 2,47 \text{ cm}$$

Propriedades mecânicas do aço virgem (tabela 5.2):

$$f_p = 174 \text{ MPa}$$

$$F_y = 377 \text{ MPa (valor convencional, offset 0,2\%)}$$

$$F_u = 543 \text{ MPa}$$

- Flambagem local da mesa (FLM)

$$\text{relação } \frac{w}{t} = 17,74$$

tensão de flambagem admissível - Cap.2(eq. 2.8.39)

$$F_c = F_y \left[0,767 - 0,001 \frac{w}{t} \sqrt{F_y} \right]$$

$$F_c = 15,93 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{com fator de segurança igual a } 1,67)$$

Eliminando-se o fator de segurança, obtém-se:

$$F_c^* = 26,60 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{valor nominal, sem fator de segurança})$$

- Flambagem local da alma (FLA)

$$\text{relação } \frac{h}{t} = 63,79$$

tensões normais máximas na alma - Cap.2(eq. 2.9.8)

$$F_{bw} = \left[1,26 - 0,00019 \frac{h}{t} \sqrt{F_y} \right] 0,60F_y \leq 0,60F_y$$

$$F_{bw} = 1,025(0,60F_y) > 0,60F_y \longrightarrow \text{não ocorre FLA}$$

tensões de cisalhamento na alma - Cap.2(eq. 2.9.21)

$$F_v = \frac{173 \sqrt{K_v F_y}}{h/t} \quad \text{onde } K_v = 5,34 \text{ (chapa longa)}$$

$$F_v = 12,17 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{com fator de segurança igual a } 1,67)$$

Eliminando-se o fator de segurança, obtém-se:

$$F_v^* = 20,32 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{valor nominal, sem fator de segurança})$$

- Flambagem lateral com torção (FLT)

O travamento lateral foi definido de modo que a flambagem lateral com torção (FLT) não constituísse um estado limite último. Assim, a esbelteza lateral (λ_b) foi igualada à esbelteza lateral limite.

$$\text{Cap.2(eq. 2.9.46)} \longrightarrow \lambda_b^2 = \frac{L^2 W_x}{dI_{yc}} = (\lambda_b^2)_{\text{lim}}$$

Substituindo os valores na expressão 2.9.46, chegou-se a um valor máximo para o comprimento não travado lateralmente:

$$L_{\text{max}} = 145 \text{ cm}$$

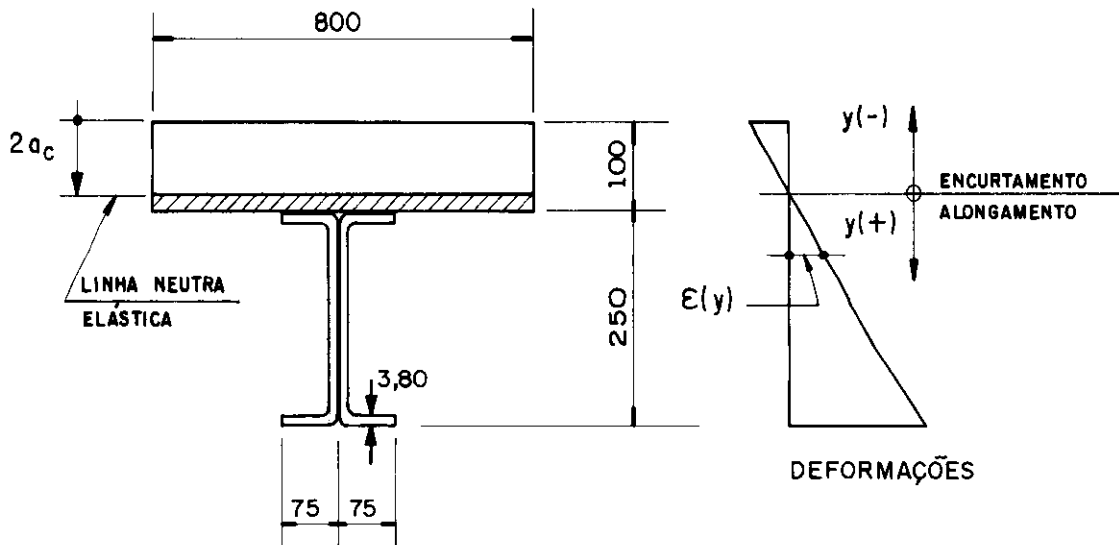


FIG.5.11-VIGAS VM 1 a VM 4 : SEÇÃO TRANSVERSAL E DEFORMAÇÕES

Propriedades geométricas da seção homogeneizada:

posição da linha neutra - Cap.4(eq. 4.2.1)

$$y = \frac{bd_c/2n + A_s(y_1 + d_c)}{A_s + bd_c/n}$$

$y = 8,17 \text{ cm} \longrightarrow$ linha neutra na laje de concreto

Desprezando-se a parte tracionada da laje, determina-se a nova posição da linha neutra - Cap.4(eq. 4.2.8)

$$a_c = \frac{nA_s}{2b} \left[\sqrt{1 + \frac{2ab}{nA_s}} - 1 \right]$$

$$a_c = 4,00 \text{ cm}$$

Portanto, a nova posição da linha neutra é:

$$2a_c = 8,00 \text{ cm} \text{ (a partir da fibra superior da laje)}$$

momento de inércia da seção homogeneizada

Cap.4(eq. 4.2.10)

$$I_h = \frac{8ba^3}{3n} + I_s + A_s a_s^2$$

$$I_h = 11.038 \text{ cm}^4$$

Análise totalmente plástica (conforme Cap.4 - item 4.6).
É baseada em relações tensão-deformação do tipo rígido-plástico, com deformações ilimitadas para os materiais aço e concreto, onde são considerados diagramas retangulares de tensões ao longo de toda a seção, desprezando-se a resistência à tração do concreto.

a) Vigas VA 1 e VA 2

O momento fletor de plastificação total da seção é dado por:

$$M_n = Z_x F_y \quad \text{onde } Z_x \text{ é o módulo de resistência plástico}$$

$$M_n = 86 \text{ kN.m}$$

É interessante salientar que o momento fletor de plastificação total (M_n) aparece aqui apenas como um valor de comparação, já que o estado limite último foi a perda de estabilidade local da mesa comprimida.

b) Vigas VM 1 e VM 2 - interação completa

$$\text{capacidade total da conexão: } Q_n = \Sigma q_n = 6 \times 186 = 1.116 \text{ kN}$$

$$\text{máxima resultante no aço: } R_s = (AF_y)_a = 1.110 \text{ kN}$$

$$\text{máxima resultante no concreto: } R_c = f_c b d_c = 2.400 \text{ kN}$$

Como $R_c > R_s$ ———> linha neutra plástica na laje

força resultante de tração no aço - Cap.4(eq. 4.6.2)

$$T = (AF_y)_a = 1.110 \text{ kN}$$

posição da linha neutra plástica - Cap.4(eq. 4.6.3), sem o fator 0,85, o qual corresponde ao efeito Rüsç.

$$a = \frac{(AF_y)_a}{f_c b} \longrightarrow a = 4,62 \text{ cm}$$

momento fletor nominal último da seção - Cap 4(eq. 4.6.4)

$$M_n = T \left[y_1 + d_c - a/2 \right] \longrightarrow M_n = 224 \text{ kN.m}$$

c) Vigas VM 3 e VM 4 - interação parcial

capacidade total da conexão: $Q_n = \Sigma q_n = 3 \times 186 = 558 \text{ kN}$

força resultante de compressão no concreto

Cap.4(eq. 4.6.11)

$$C = Q_n \longrightarrow C = 558 \text{ kN}$$

força resultante de compressão no aço

Cap.4(eq. 4.6.6)

$$C' = 0,5 \left[(AF_y)_a - C \right] \longrightarrow C' = 276 \text{ kN}$$

posição da linha neutra plástica - Cap.4(eq. 4.6.9)

$$\bar{y} = \frac{C' - (AF_y)_{tr}}{(AF_y)_w} h + t_r \longrightarrow \bar{y} = 2,51 \text{ cm}$$

espessura efetiva da laje de concreto - Cap.4(eq. 4.6.13), sem o fator 0,85, correspondente ao efeito Rüsç

$$a = \frac{C}{f_c b} \longrightarrow a = 2,32 \text{ cm}$$

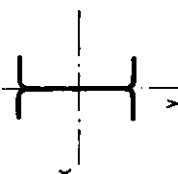
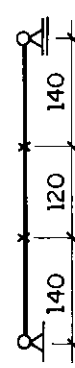
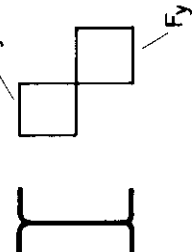
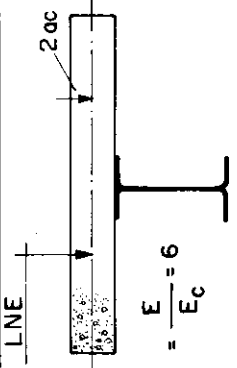
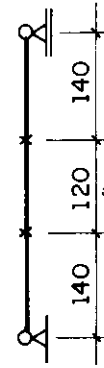
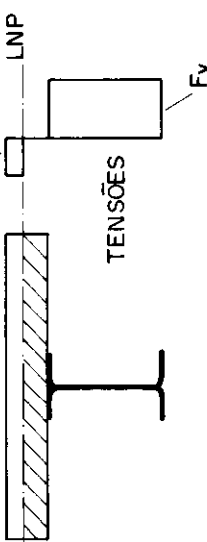
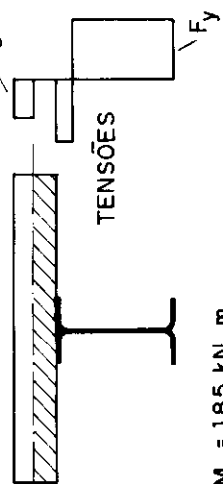
momento fletor nominal último da seção - Cap.4(eq. 4.6.12)

$$M_n = C' \left[d_s - y_t - y_c \right] + C \left[d_c - a/2 + d_s - y_t \right]$$

$$M_n = 185 \text{ kN.m}$$

O quadro 5.1, apresentado a seguir, resume dados e resultados da análise teórica.

QUADRO 5.1 — ANÁLISE TEÓRICA DOS MODELOS (RESUMO)

MODELO	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA
VIGAS VA1 e VA2	 <p> $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ $I_y = 180 \text{ cm}^4$ $I_x = 2.571 \text{ cm}^4$ $r_y = 2,47 \text{ cm}$ </p>	<p>FLM : pode ocorrer (flamb. inelástica) FLA : não ocorre FLT : não ocorre se $L_{max} = 145 \text{ cm}$</p> <p>TRAVAMENTO LATERAL :</p> 	<p>VIGAS VA1, VA2</p>  <p>TENSÕES</p> <p>$M_n = 86 \text{ kN.m}$</p>
VIGAS VM1 e VM4	<p> $n = \frac{E}{E_c} = 6$ $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ $A_c = 800 \text{ cm}^2$ $2a_c = 8,0 \text{ cm}$ $I_h = 11.038 \text{ cm}^4$ </p> 	<p>FLM : pode ocorrer para as vigas com int. parcial (VM3, VM4)</p> <p>FLA : não ocorre FLT : não ocorre</p> <p>TRAVAMENTO LATERAL :</p> 	<p>VIGAS VM1, VM2 : int. completa</p>  <p>TENSÕES</p> <p>$M_n = 224 \text{ kN.m}$</p> <p>VIGAS VM3, VM4 : int. parcial</p>  <p>TENSÕES</p> <p>$M_n = 185 \text{ kN.m}$</p>

obs : Desprezada a região tracionada do concreto

5.4.3 - Resultados dos ensaios - Deslocamentos

Os resultados dos deslocamentos obtidos nos ensaios de todas as vigas foram comparados aos valores teóricos dados pela análise elástica, os quais se mantiveram próximos durante toda a fase de proporcionalidade. Este fato permitiu avaliar o limite de proporcionalidade no decorrer dos ensaios.

Para os modelos com duas forças concentradas (VA1, VM 1 e VM 3), considerou-se o valor médio das forças aplicadas (P_m) e para os modelos com forças aplicadas em oito pontos (VA 2, VM 2 e VM 4), considerou-se um carregamento uniformemente distribuído equivalente (p_{eq}), dado pelo somatório das forças aplicadas pelos quatro macacos dividido pelo vão. As figuras 5.12 e 5.13 apresentam os pontos de medida dos deslocamentos e os carregamentos equivalentes para os casos de carregamento concentrado e distribuído, respectivamente.

Os resultados principais são apresentados em tabelas e gráficos. É importante salientar que os valores teóricos dos deslocamentos foram obtidos por meio de análise elástica, sendo válidos somente na fase de proporcionalidade dos materiais, entretanto, estes valores são apresentados nas tabelas e gráficos em todas as etapas de carregamento, com a finalidade única de facilitar a comparação entre os valores teóricos e os experimentais.

a) Deslocamentos na viga VA 1 - tabela 5.5

Em regime elástico, tem-se os seguintes valores teóricos:

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,23P_m$$

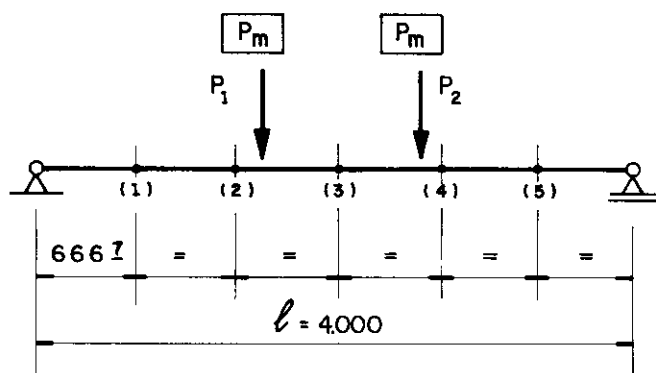
$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,403P_m$$

$$\text{Ponto 3} \longrightarrow y_3 = 0,467P_m$$

y : deslocamento em mm

$$P_m : \text{força média em kN} \longrightarrow P_m = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

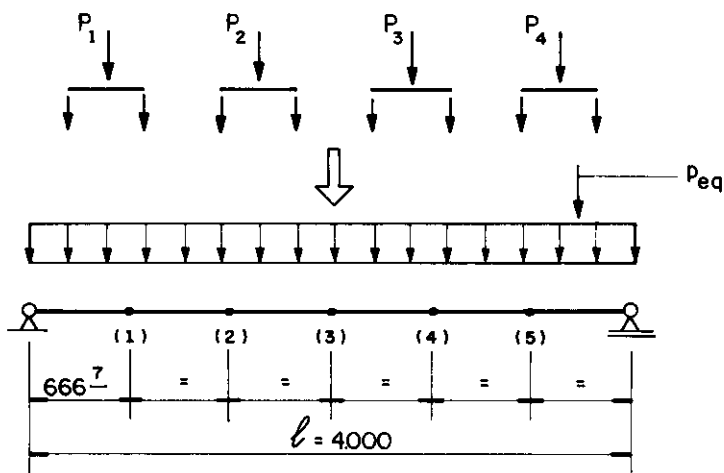
A tabela 5.5 resume todos os valores teóricos e os medidos no ensaio, e o gráfico 5.1 apresenta os valores teóricos e experimentais dos deslocamentos no ponto central. Considerando-se a tensão limite de proporcionalidade média obtida nos ensaios à tração do aço virgem ($f_p = 174$ MPa - tabela 5.2), determinou-se o valor da força média aplicada correspondente à esta tensão limite, valor este igual a 24 kN. No gráfico 5.1 observa-se que o valor da força limite de proporcionalidade obtido experimentalmente foi muito próximo do valor teórico.



P_1, P_2 : Forças Aplicadas

$$P_m = (P_1 + P_2) / 2$$

FIG. 5.12-CARREGAMENTO CONCENTRADO : VIGAS VA 1, VM1 e VM 3



P_1, P_2, P_3, P_4 : Forças Aplicadas

$$P_{eq} = \frac{(P_1 + P_2 + P_3 + P_4)}{l}$$

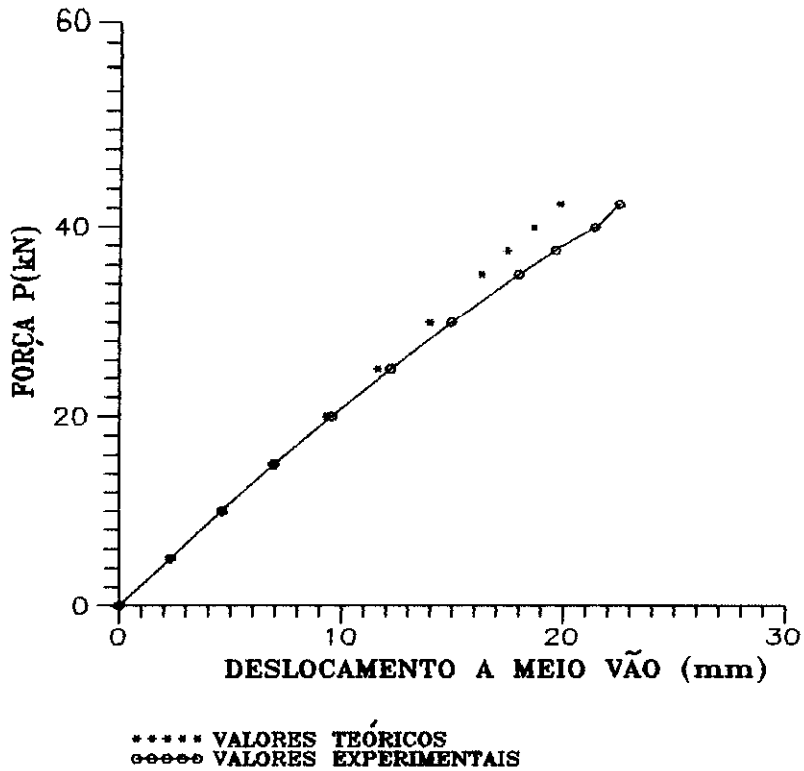
FIG. 5.13- CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO EQUIVALENTE: VIGAS VA 2, VM 2 e VM 4

TABELA 5.5 - VIGA VAL - DESLOCAMENTOS (mm)

P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P _{médio} (kN)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3		
			TEÓRICO	MEDIDO(1)	MEDIDO(5)	TEÓRICO	MEDIDO(2)	MEDIDO(4)	TEÓRICO
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5,0	5,2	5,10	1,17	1,22	1,25	2,06	2,00	2,38	2,33
10,0	10,2	10,10	2,32	2,38	2,40	4,07	4,01	4,72	4,65
14,8	15,1	14,95	3,44	3,57	3,57	6,02	6,02	6,98	6,97
19,9	20,1	20,00	4,60	4,85	4,87	8,06	8,26	9,34	9,60
25,0	25,0	25,00	5,75	6,16	6,20	10,07	10,54	11,67	12,25
30,0	30,1	30,15	6,94	7,51	7,59	12,15	12,91	14,08	15,00
34,9	35,0	34,95	8,04	8,96	9,06	14,08	15,47	16,32	18,03
37,5	37,4	37,45	8,61	9,77	9,88	15,09	16,90	17,49	19,67
39,9	40,0	39,95	9,19	10,60	10,74	16,10	18,38	18,66	21,43
41,9	42,2	42,05	9,67	11,98	12,42	16,95	21,12	19,64	22,52
RESIDUAL			—	1,93	2,32	—	3,47	—	4,75

NOTA : LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA P=24 kN

GRÁFICO 5.1
VIGA VA 1
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO



b) Deslocamentos na viga VA 2 - tabela 5.6
 Em regime elástico, tem-se os valores teóricos:

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,324p_{eq}$$

$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,555p_{eq}$$

$$\text{Ponto 3} \longrightarrow y_3 = 0,639p_{eq}$$

y : deslocamento em mm

$$p_{eq} = \frac{(P_1 + P_2 + P_3 + P_4)}{4,00} \quad (\text{em kN/m})$$

Assim como na viga VA 1, os valores teóricos e experimentais se mantiveram muito próximos durante a fase de proporcionalidade. A tabela 5.6 resume os valores teóricos e os resultados experimentais em todos os pontos de medida e o gráfico 5.2 apresenta os deslocamentos no ponto central da viga. Neste caso, o limite de proporcionalidade teórico, dado por $p_{eq} = 18 \text{ kN/m}$, ficou abaixo do obtido no ensaio, cujo valor foi $27,5 \text{ kN/m}$.

GRÁFICO 5.2
VIGA VA 2
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO

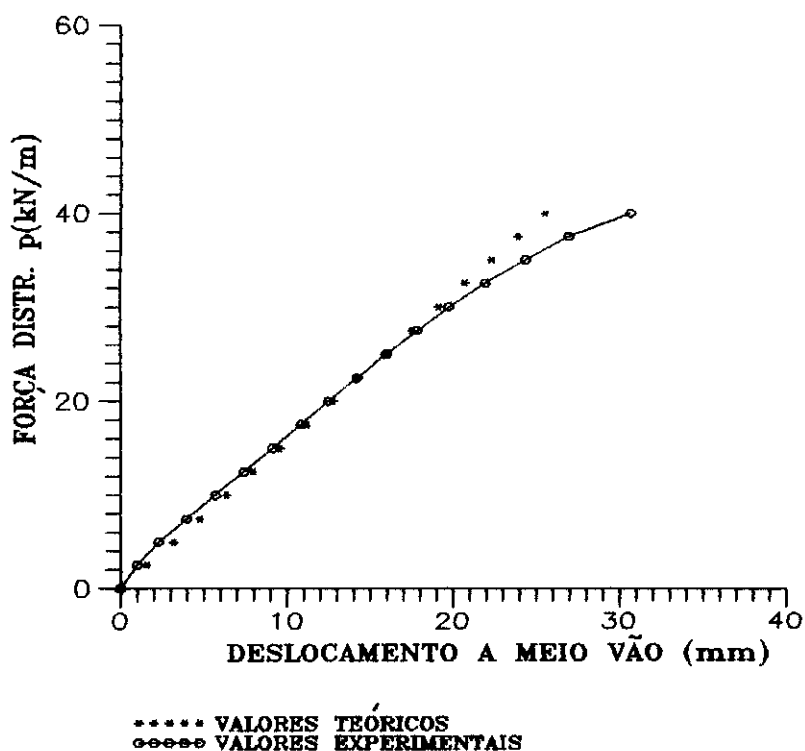


TABELA 5.6 - VIGA VA2 - DESLOCAMENTOS (mm)

P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)	P _{equiv.} (kN/m)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3		
					TEÓRICO	MED.(1)	TEÓRICO	MED.(2)	TEÓRICO	MED.(3)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2,38	2,57	2,40	2,62	2,49	0,81	0,59	1,38	0,88	1,59	1,00	
4,76	5,09	4,85	5,23	4,98	1,61	1,30	2,90	2,03	3,18	2,31	
7,15	7,78	7,35	7,85	7,53	2,44	2,32	4,18	3,52	4,81	4,00	
9,53	10,40	9,86	10,57	10,09	3,27	3,34	5,60	5,06	6,45	5,74	
11,86	12,98	12,31	13,13	12,57	4,07	4,28	6,98	6,56	8,03	7,43	
14,19	15,55	14,71	15,74	15,05	4,88	5,20	8,35	8,09	9,62	9,15	
16,62	18,13	17,16	18,41	17,58	5,70	6,16	9,76	9,58	11,23	10,83	
19,01	20,65	19,61	21,03	20,07	6,50	7,11	11,14	11,05	12,82	12,51	
21,34	23,27	22,01	23,64	22,56	7,31	8,07	12,52	12,58	14,42	14,23	
23,77	25,74	24,52	26,31	25,08	8,13	9,02	13,92	14,18	16,03	16,02	
26,15	28,37	26,91	28,87	27,57	8,93	9,98	15,30	15,82	17,62	17,90	
28,53	30,78	29,31	31,49	30,03	9,73	10,99	16,67	17,49	19,19	19,82	
30,92	33,41	31,76	34,10	32,55	10,55	12,09	18,06	19,39	20,80	22,00	
33,25	36,04	34,11	36,67	35,02	11,35	13,28	19,44	21,44	22,38	24,42	
35,68	38,56	36,51	39,28	37,51	12,15	14,50	20,82	23,64	23,97	27,02	
38,11	40,86	38,37	41,90	39,81	12,90	16,60	22,09	26,59	25,44	30,68	
RESIDUAL					—	6,27	5,91	10,57	10,33	—	12,83

NOTA : LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA P_{equiv.} = 18 kN/m

c) Deslocamentos nas vigas mistas VM 1 a VM 4

Viga VM 1 - tabela 5.7

Viga VM 2 - tabela 5.8

Viga VM 3 - tabela 5.9

Viga VM 4 - tabela 5.10

Com base na análise elástica e considerando o momento de inércia da seção homogeneizada, dado pela análise elástica simplificada, tem-se os seguintes valores teóricos:

Vigas com carregamento concentrado - VM 1 e VM 3

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,054P_m$$

$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,094P_m$$

$$\text{Ponto 3} \longrightarrow y_3 = 0,109P_m$$

Vigas com carregamento distribuído - VM 2 e VM 4

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,075p_{eq}$$

$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,129p_{eq}$$

$$\text{Ponto 3} \longrightarrow y_3 = 0,149p_{eq}$$

y : deslocamento em mm

P_m e p_{eq} : já definidos anteriormente

Os gráficos 5.3 a 5.6 apresentam os valores teóricos e experimentais dos deslocamentos no ponto central, para as vigas VM 1 a VM 4, respectivamente. Em todos os ensaios, estes valores permaneceram próximos durante as etapas iniciais de carregamento, sendo que, após a perda de aderência entre aço e concreto ao longo da mesa superior do perfil, todo o fluxo de cisalhamento gerado nesta interface passou a ser absorvido somente pelos conectores de cisalhamento, o que provocou, nas vigas com interação parcial, uma perda súbita da rigidez à flexão e um conseqüente aumento no valor dos deslocamentos. Este fato foi mais significativo na viga VM 3 (interação parcial e carreg. concentrado), onde essa perda de aderência ocorreu para uma força média aplicada em torno de 70 kN, a qual pode ser visualizada no gráfico 5.5.

TABELA 5.7 — VIGA VM1 — DESLOCAMENTOS (mm)												
P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P _{médio} (kN)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3					
			TEÓRICO	MEDIDO(1)	TEÓRICO	MEDIDO(2)	TEÓRICO	MEDIDO(3)				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,1	10,0	10,15	0,54	0,48	0,44	0,83	0,70	1,09	1,02	1,09	1,02	1,02
20,0	19,9	19,95	1,08	1,00	0,93	1,71	1,61	2,18	2,06	2,18	2,06	2,06
30,0	29,8	29,90	1,62	1,56	1,47	2,68	2,59	3,27	3,20	3,27	3,20	3,20
40,2	40,0	40,10	2,16	2,12	2,05	3,68	3,61	4,36	4,36	4,36	4,36	4,36
50,2	49,8	50,00	2,70	2,71	2,63	4,69	4,63	5,45	5,57	5,45	5,57	5,57
60,4	59,7	60,05	3,24	3,45	3,26	5,93	5,75	6,54	6,95	6,54	6,95	6,95
70,5	69,7	70,10	3,78	4,16	3,94	7,31	7,01	7,63	8,45	7,63	8,45	8,45
80,5	79,2	79,85	4,32	5,10	4,95	8,99	8,86	8,72	10,43	8,72	10,43	10,43
90,5	89,3	89,90	4,86	5,96	5,90	10,59	10,54	9,81	12,33	9,81	12,33	12,33
100,7	99,5	100,10	5,40	6,96	6,89	12,43	12,37	10,90	14,47	10,90	14,47	14,47
110,7	109,4	110,05	5,94	8,19	8,09	14,69	14,64	11,99	17,10	11,99	17,10	17,10
120,6	119,5	120,05	6,48	9,73	9,66	17,58	17,59	13,08	20,51	13,08	20,51	20,51
130,2	129,5	129,85	7,02	11,89	11,81	21,80	21,83	14,17	25,70	14,17	25,70	25,70
RESIDUAL			—	5,27	5,25	—	10,20	—	12,47	—	12,47	12,47

NOTA : LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA P = 47,5 kN

TABELA 5.8 - VIGA VM2 - DESLOCAMENTOS (mm)

P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)	P _{equiv.} (kN/m)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3			
					TEÓRICO	MED.(1)	TEÓRICO	MED.(2)	TEÓRICO	MED.(3)		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
5,1	5,2	5,1	4,8	5,05	0,37	0,28	0,19	0,64	0,62	0,60		
10,1	10,4	10,0	9,6	10,02	0,75	0,56	0,51	1,29	1,29	1,29		
15,2	15,5	15,0	14,3	15,00	1,12	0,87	0,86	1,94	2,00	2,02		
20,6	20,6	20,1	19,4	20,17	1,50	1,20	1,20	2,58	2,74	2,79		
25,6	25,7	25,1	24,3	25,17	1,87	1,49	1,52	3,23	3,48	3,52		
30,9	30,8	30,2	29,0	30,22	2,25	1,83	1,85	3,87	4,25	4,30		
36,0	35,8	35,1	34,1	35,25	2,62	2,15	2,20	4,52	5,05	5,10		
41,2	40,8	40,2	38,9	40,27	3,00	2,49	2,55	5,16	5,80	5,91		
46,1	45,7	45,1	43,3	45,05	3,37	2,85	2,85	5,81	6,63	6,68		
51,3	50,5	49,9	48,7	50,10	3,75	3,19	3,18	6,45	7,48	7,52		
56,4	55,8	55,1	53,3	55,15	4,12	3,54	3,55	7,10	8,37	8,38		
61,7	61,0	60,4	58,4	60,37	4,50	4,30	4,30	7,74	9,99	9,96		
66,5	65,7	65,0	62,5	64,93	4,87	4,80	4,78	8,38	11,15	11,11		
71,7	70,7	70,0	68,4	70,20	5,25	5,35	5,36	9,03	12,45	12,45		
77,1	76,0	75,3	73,2	75,40	5,62	5,94	5,99	9,67	13,90	13,90		
82,2	81,1	80,4	78,3	80,50	6,00	6,71	6,72	10,32	15,91	15,87		
87,5	86,5	85,8	82,4	85,55	6,38	7,57	7,51	10,96	18,06	17,96		
92,6	91,2	90,5	88,1	90,60	6,75	8,60	8,50	11,61	20,79	20,62		
97,4	96,0	95,1	92,6	95,27	7,12	9,91	9,79	12,25	24,23	24,05		
103,0	101,6	100,6	97,0	100,55	7,50	11,56	11,41	12,90	28,64	28,45		
108,5	106,9	105,5	101,1	105,50	7,87	14,09	13,97	13,54	35,80	35,51		
RESIDUAL					—	7,41	7,44	—	20,09	19,75	—	22,56

NOTA : LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA P_{equiv.} = 35kN/m

TABELA 5.9 - VIGA VM3 - DESLOCAMENTOS (mm)												
P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P _{médio} (kN)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3					
			TEÓRICO	MEDIDO(1)	MEDIDO(5)	TEÓRICO	MEDIDO(2)	MEDIDO(4)	TEÓRICO	MEDIDO(3)		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,2	9,8	10,0	0,54	0,45	0,47	0,94	0,73	0,89	1,09	1,04	1,04	1,04
20,3	19,6	19,95	1,08	0,98	0,98	1,88	1,67	1,81	2,18	2,13	2,13	2,13
30,5	29,4	29,95	1,62	1,54	1,54	2,82	2,65	2,80	3,27	3,25	3,25	3,25
40,7	39,5	40,10	2,16	2,12	2,14	3,76	3,67	3,83	4,36	4,47	4,47	4,47
50,9	49,1	50,00	2,70	2,71	2,73	4,70	4,70	4,86	5,45	5,67	5,67	5,67
61,1	59,0	60,05	3,24	3,35	3,34	5,64	5,81	5,95	6,54	6,95	6,95	6,95
71,2	69,0	70,10	3,78	6,08	5,92	6,58	10,48	10,53	7,63	12,12	12,12	12,12
81,1	78,7	79,90	4,32	7,63	7,45	7,52	13,20	13,25	8,72	15,27	15,27	15,27
91,2	88,9	90,05	4,86	9,72	9,46	8,46	16,83	16,83	9,81	19,43	19,43	19,43
101,3	98,7	100,00	5,40	13,21	12,82	9,40	22,92	22,81	10,90	26,42	26,42	26,42
111,1	109,2	110,15	5,94	19,35	20,04	10,34	35,08	35,79	11,99	41,32	41,32	41,32
RESIDUAL			-	11,86	12,98	-	23,37	25,13	-	28,19	28,19	28,19

NOTAS : LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA P=47,5 kN
 INÍCIO DA PERDA DE ADERÊNCIA AÇO - CONCRETO PARA P=70 kN

TABELA 5.10 — VIGA VM4 — DESLOCAMENTOS (mm)

P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)	P _{equiv.} (kN/m)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3	
					TEÓRICO	MED.(1)	TEÓRICO	MED.(2)	TEÓRICO	MED.(3)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5,1	5,0	5,0	4,9	5,0	0,38	0,30	0,64	0,58	0,75	0,70
10,2	10,2	9,8	9,8	10,0	0,75	0,67	1,29	1,20	1,49	1,43
15,3	15,2	14,8	14,8	15,0	1,12	1,06	1,93	1,88	2,23	2,19
20,6	20,2	19,6	19,5	20,0	1,50	1,47	2,58	2,55	2,98	2,98
25,9	25,4	24,6	24,3	25,0	1,87	1,87	3,22	3,27	3,72	3,79
31,0	30,5	29,6	29,1	30,0	2,22	2,28	3,87	3,97	4,75	4,59
36,2	35,5	34,4	33,8	35,0	2,63	3,06	4,51	5,11	5,21	5,72
41,4	40,4	39,3	38,7	40,0	3,00	3,59	5,16	6,01	5,96	6,69
46,5	45,5	44,3	43,8	45,0	3,37	4,11	5,80	6,91	6,70	7,69
51,6	50,4	49,0	48,7	49,9	3,75	4,71	6,45	7,99	7,45	8,85
56,7	55,5	53,8	53,1	54,8	4,12	5,78	7,09	9,94	8,20	11,39
62,0	60,4	58,5	58,4	59,8	4,50	6,64	7,74	11,36	8,94	13,02
67,0	64,9	63,0	63,3	64,6	4,88	7,47	8,38	12,83	9,68	14,71
72,6	70,7	68,4	67,9	69,9	5,25	8,75	9,03	14,88	10,43	17,05
78,0	75,6	73,3	73,6	75,1	5,62	11,08	10,20	17,36	11,17	19,95
82,9	80,7	78,0	77,0	79,7	6,00	11,87	10,32	20,34	11,92	23,37
88,1	85,2	82,7	82,7	84,7	6,37	13,99	10,96	24,19	12,66	27,89
93,0	89,9	86,9	86,5	89,1	6,75	17,29	11,61	30,26	13,41	35,13

NOTAS: LIMITE DE PROPORCIONALIDADE TEÓRICO PARA $P_{equiv.} = 35 \text{ kN/m}$
 INÍCIO DA PERDA DE ADERÊNCIA AÇO — CONCRETO PARA $P_{equiv.} = 35 \text{ kN/m}$

GRÁFICO 5.3

VIGA VM 1
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO

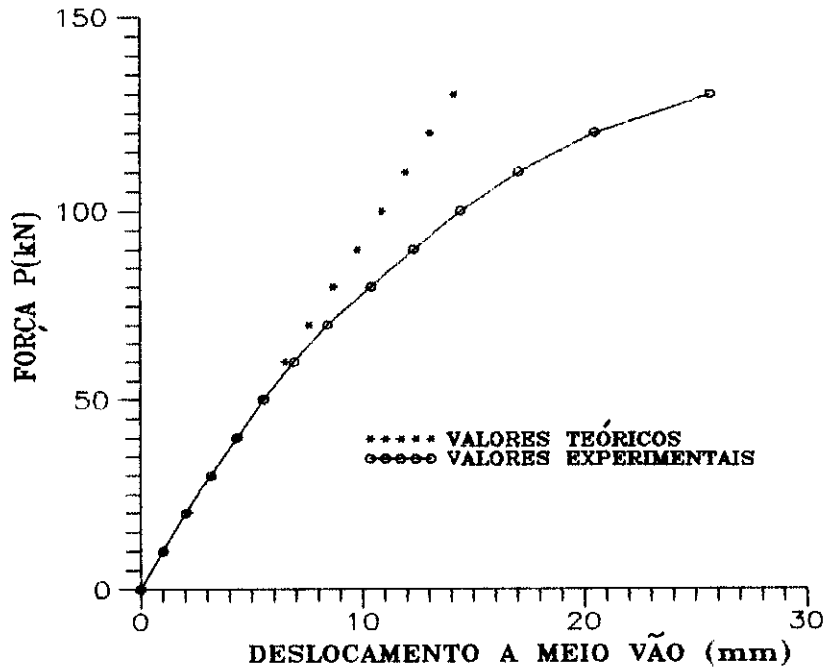


GRÁFICO 5.4

VIGA VM 2
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO

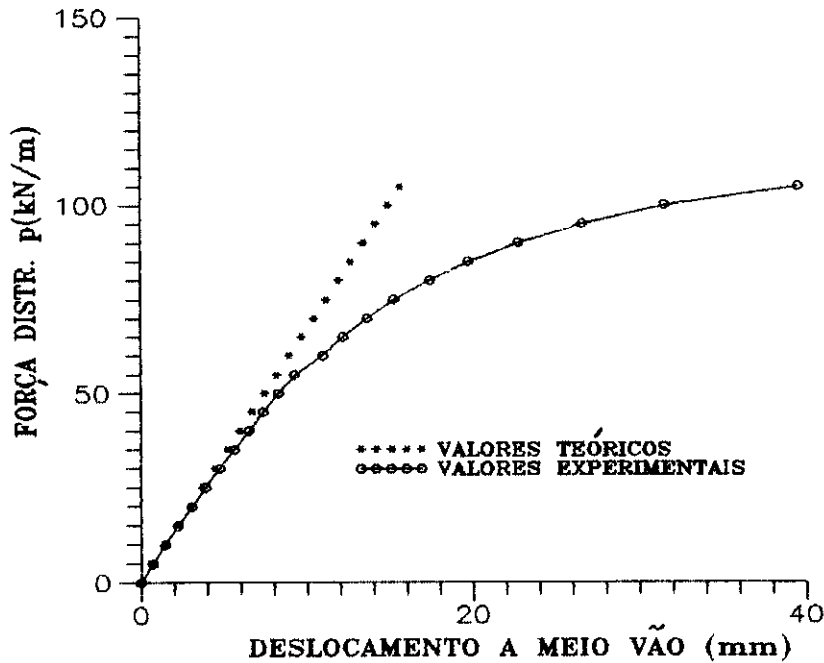


GRÁFICO 5.5
VIGA VM 3
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO

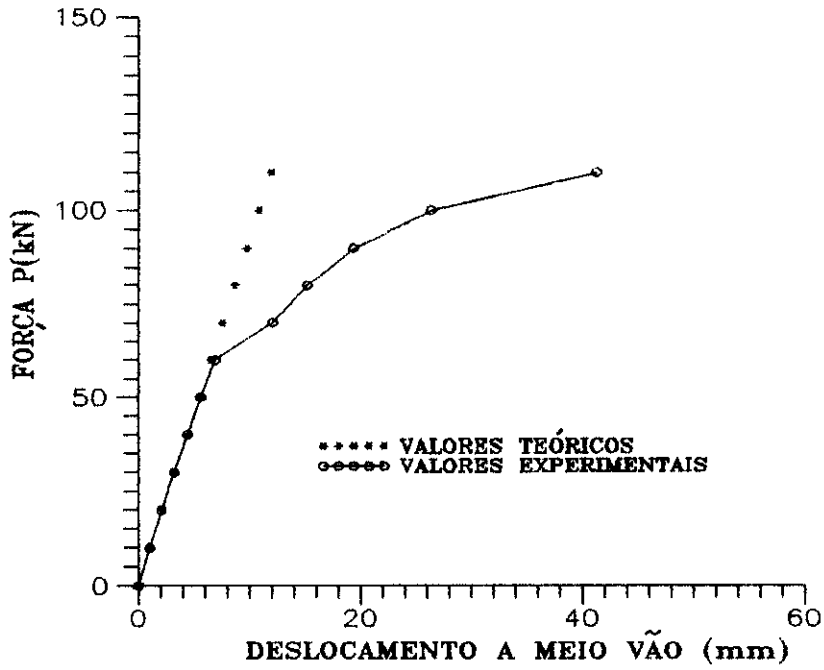
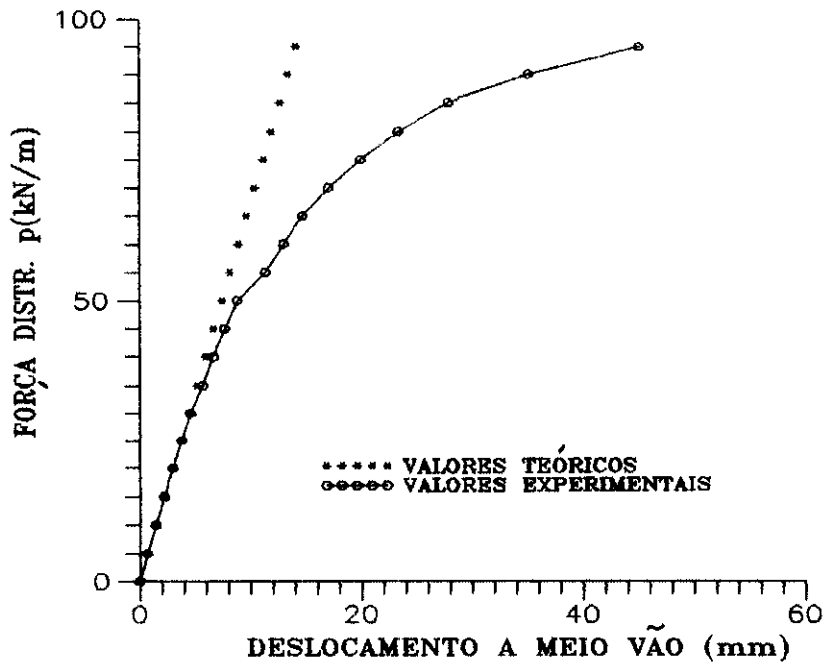


GRÁFICO 5.6
VIGA VM 4
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO



O gráfico 5.7 apresenta as curvas força-deslocamento das vigas ensaiadas com carregamento concentrado (VA 1, VM 1 e VM 2) e o gráfico 5.8, das vigas ensaiadas com carregamento distribuído (VA 2, VM 3 e VM 4). Nesses gráficos, nota-se que as vigas mistas com interação completa e parcial apresentaram deslocamentos muito próximos enquanto houve a aderência entre aço e concreto ao longo da mesa superior do perfil. Após a perda dessa aderência, as vigas mistas com interação parcial apresentaram uma considerável diminuição na rigidez à flexão, o que não ocorreu nas vigas com interação completa.

A foto 5.7 mostra a posição deslocada da viga mista VM 3 para uma força média aplicada de 100 kN, a qual corresponde a 91% da força última.

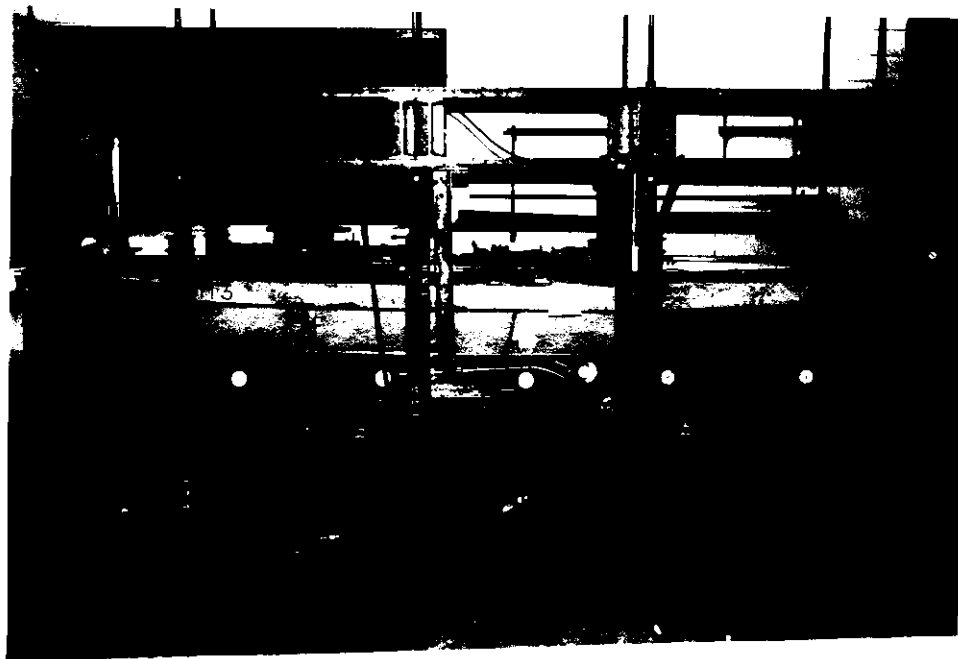


Foto 5.7 - Posição deslocada da viga mista VM 3 para uma
força média aplicada $P = 100 \text{ kN}$ (91% P)

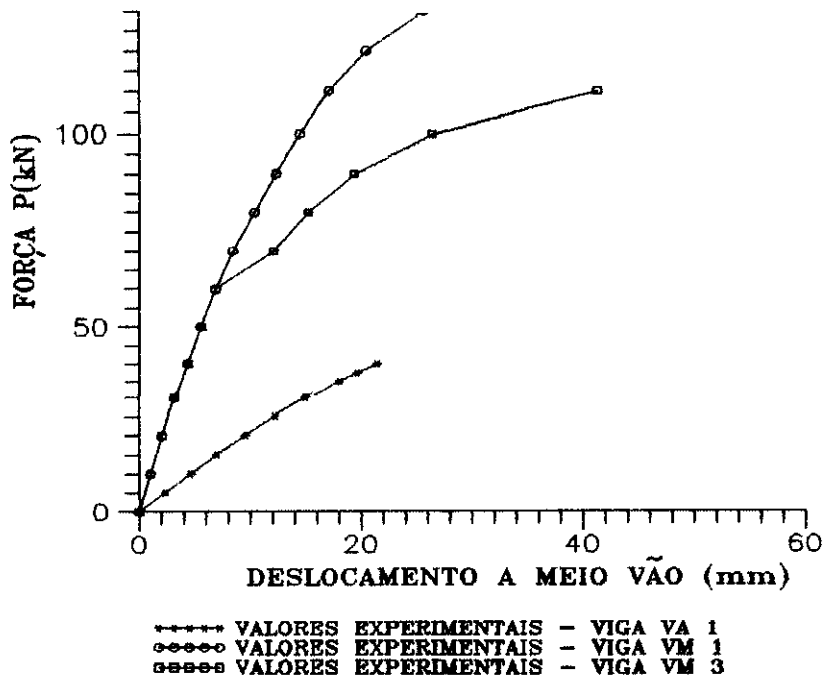
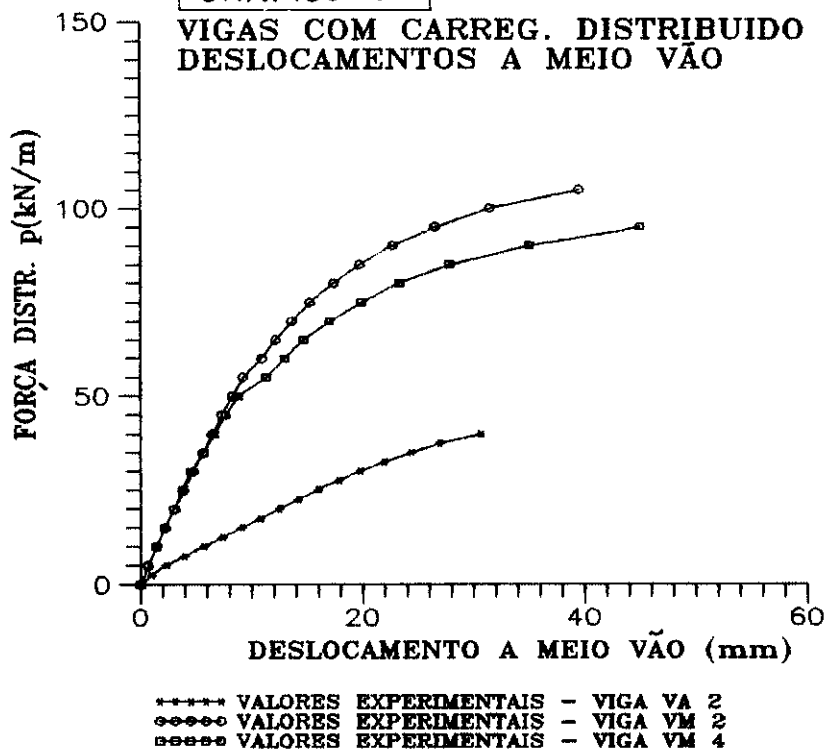


GRÁFICO 5.8

VIGAS COM CARREG. DISTRIBUIDO
DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO



5.4.4 - Resultados dos ensaios - Deformações e tensões

As deformações obtidas nos ensaios foram comparadas aos valores teóricos dados pela análise elástica simplificada (capítulo 4 - item 4.2), sendo que os valores teóricos e experimentais se mantiveram próximos durante a fase de proporcionalidade.

A avaliação de tensões foi feita através dos valores das deformações, considerando comportamento elástico e linear dos materiais aço e concreto ($f = E\epsilon$).

Os resultados das deformações dos extensômetros uniaxiais e das rosetas retangulares estão apresentados sob a forma de tabelas no Anexo II deste trabalho.

Os resultados principais e a análise comparativa apresentada a seguir, aparecem sob a forma de gráficos, sendo importante salientar que os valores teóricos mostrados nesses gráficos foram obtidos com base na análise elástica, sendo válidos somente para a fase de proporcionalidade dos materiais. Entretanto, assim como na análise dos deslocamentos, esses valores são apresentados para todas as etapas de carregamento, com a finalidade de facilitar a comparação entre os valores teóricos e experimentais.

5.4.4.1 - Deformações nas vigas VA 1 e VA 2

Nas vigas VA 1 e VA 2, os extensômetros elétricos foram posicionados em quatro seções, conforme mostra a figura 5.8:

Seções S1 e S4: situadas a um quarto do vão.

Seções S2 e S3: situadas a meio vão, em posições sem e com solda de composição entre os dois perfis, respectivamente.

Na seção S1 foram posicionadas duas rosetas retangulares na altura média da alma, uma em cada perfil; quatro extensômetros uniaxiais na mesa inferior e quatro na mesa superior.

Nas seções S2 e S3 foram posicionados quatro extensômetros uniaxiais na mesa inferior e quatro na mesa superior.

Na seção S4, simétrica em relação a seção S1, foram posicionados apenas dois extensômetros uniaxiais na mesa inferior e dois na mesa superior.

O estado limite último, observado nos ensaios das vigas VA 1 e VA 2 foi a flambagem local da mesa, onde o valor teórico da tensão de flambagem foi determinado no subitem 5.4.2, sendo $26,60 \text{ kN/cm}^2$. Os valores experimentais dessa tensão, obtidos através das deformações e supondo comportamento linear do material, são $27,4 \text{ kN/cm}^2$ para a viga VA 1 e 22 kN/cm^2 para a viga VA 2. É interessante notar que estes valores são maiores que a tensão média de proporcionalidade do aço, determinada nos ensaios à tração ($f_p = 17,4 \text{ kN/cm}^2$), fazendo com que esta comparação tenha um carácter "grosseiro".

As fotos 5.8 e 5.9 mostram a flambagem local da mesa comprimida no ensaio da viga VA 2, sendo a foto 5.8 referente à etapa de carregamento na qual teve início a ondulação da chapa e a foto 5.9 refere-se à uma etapa mais adiantada deste fenômeno.

Os gráficos 5.9 e 5.10 apresentam os valores médios das deformações nas mesas tracionada e comprimida da seção S3 para as vigas VA 1 e VA 2, respectivamente, onde pode-se notar valores maiores de deformações na mesa comprimida, a partir do instante em que se inicia a flambagem local, fato este oriundo de deformações adicionais conferidas pela ondulação da chapa.

Os gráficos 5.11 e 5.12 apresentam os valores médios das deformações nas mesas tracionadas das vigas VA 1 e VA 2, respectivamente, analisando em conjunto as seções S2 e S3. Em ambos os casos, os valores se mantiveram próximos durante todo o ensaio, indicando que não houve diferenças significativas no comportamento de seções com e sem solda de composição entre os dois perfis.

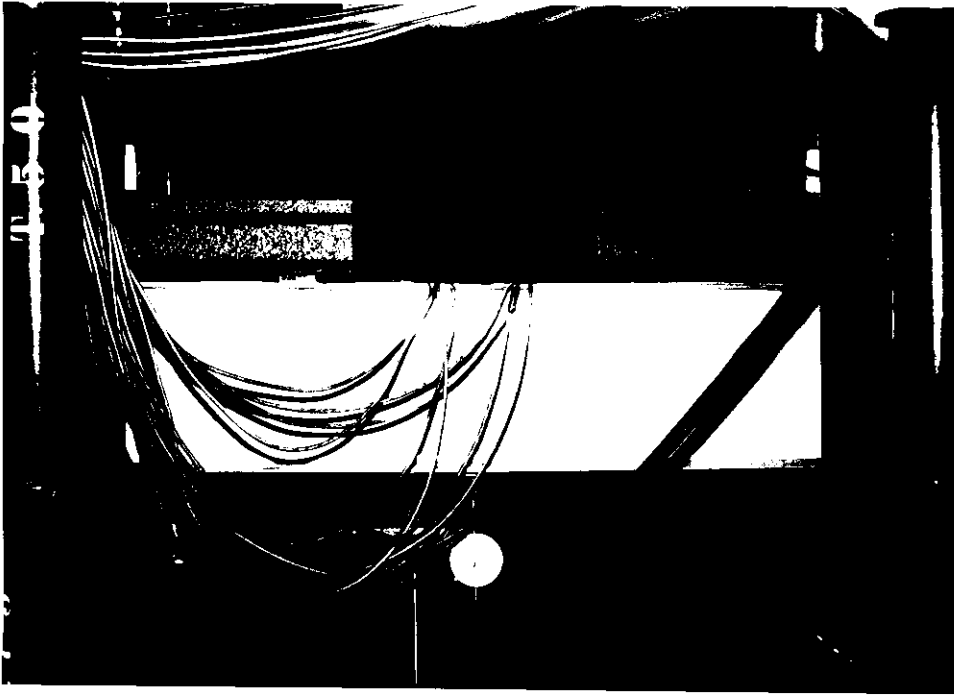


Foto 5.8 - Flambagem local da mesa comprimida no ensaio da viga VA 2: estágio inicial do fenômeno

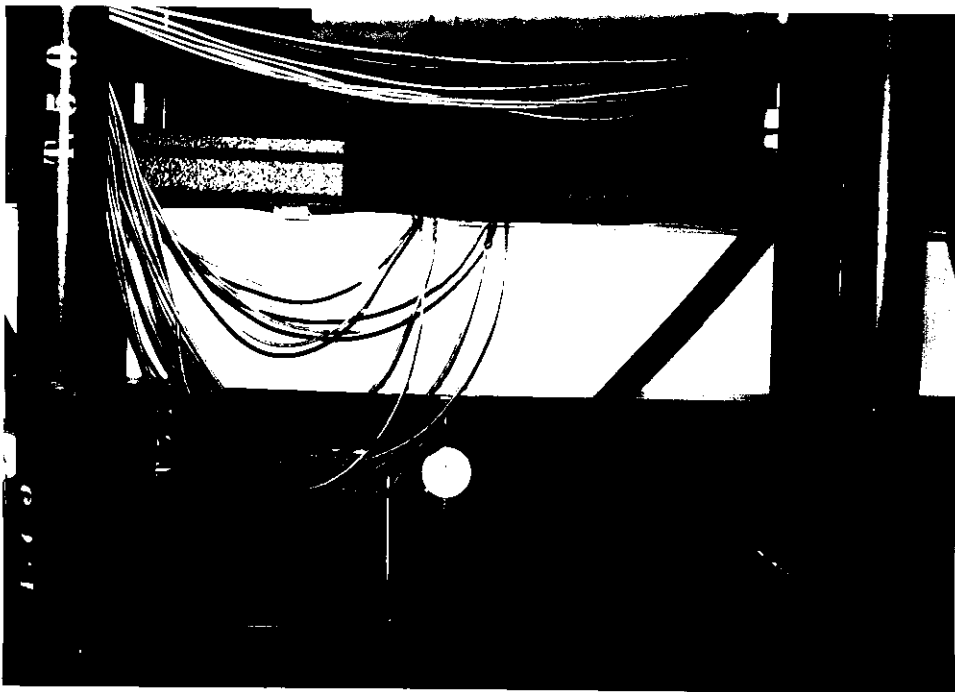
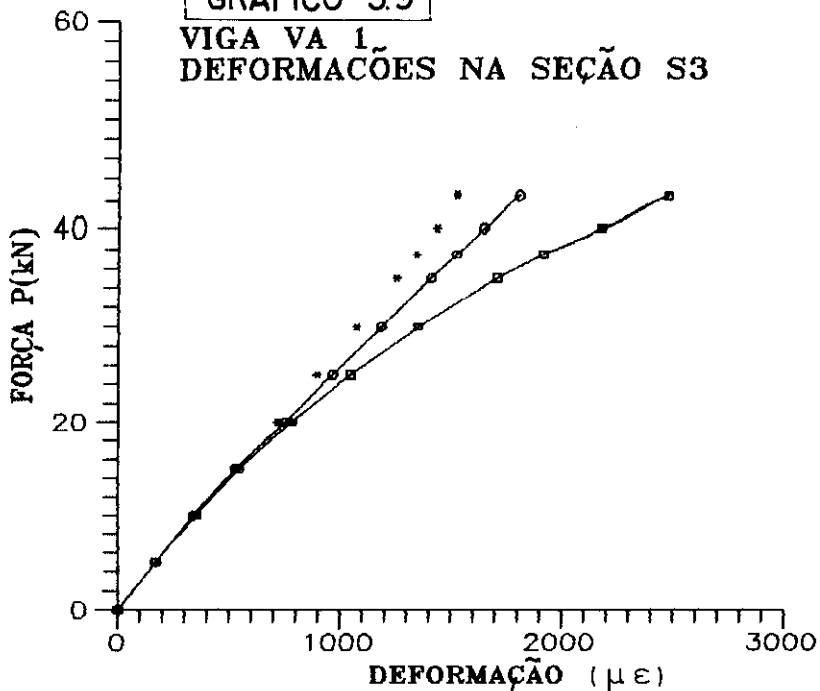


Foto 5.9 - Flambagem local da mesa comprimida no ensaio da viga VA 2: estágio adiantado do fenômeno

GRÁFICO 5.9

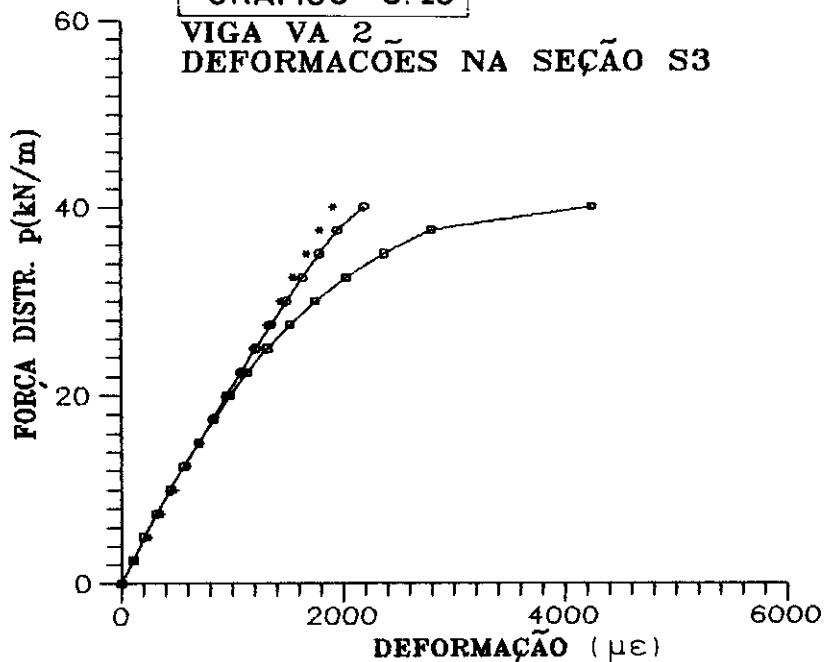
VIGA VA 1
DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO S3



***** VALORES TEÓRICOS
 ○○○○ VAL.EXPER.- mesa inferior (alongamento)
 □□□□ VAL.EXPER.- mesa superior (encurtamento)
 OBS: valores medios

GRÁFICO 5.10

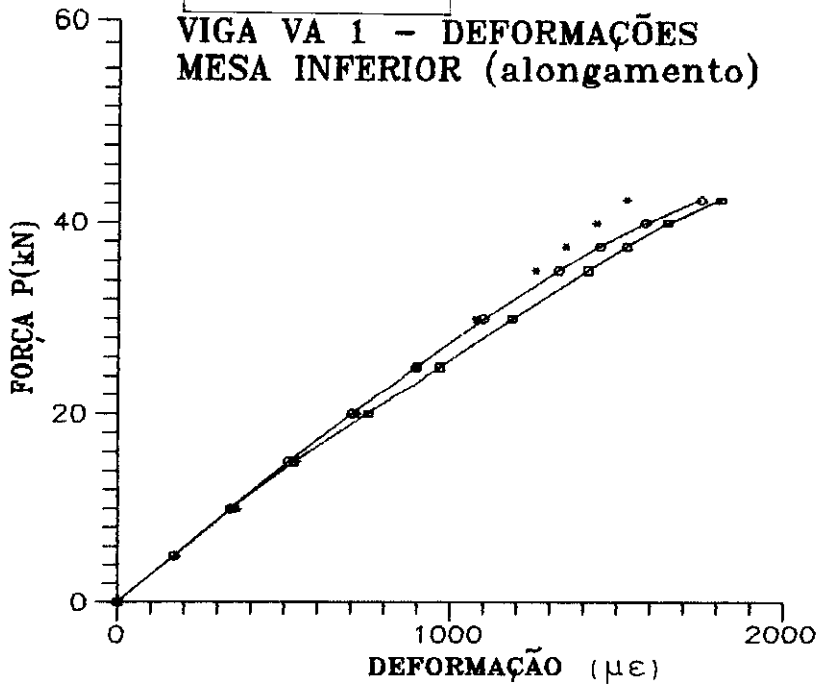
VIGA VA 2
DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO S3



***** VALORES TEÓRICOS
 ○○○○ VAL.EXPER.- mesa inferior (alongamento)
 □□□□ VAL.EXPER.- mesa superior (encurtamento)
 OBS: valores medios

GRÁFICO 5.11

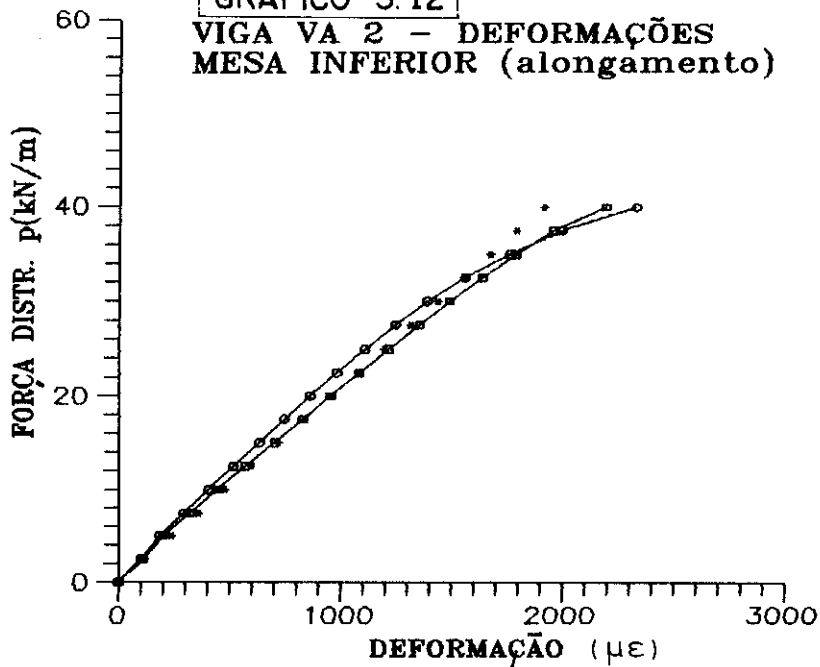
VIGA VA 1 - DEFORMAÇÕES
MESA INFERIOR (alongamento)



***** VALORES TEÓRICOS
○ ○ ○ ○ VALORES EXPERIMENTAIS - SEÇÃO S2
□ □ □ □ VALORES EXPERIMENTAIS - SEÇÃO S3
OBS: valores medios

GRÁFICO 5.12

VIGA VA 2 - DEFORMAÇÕES
MESA INFERIOR (alongamento)



***** VALORES TEÓRICOS
○ ○ ○ ○ VALORES EXPERIMENTAIS - SEÇÃO S2
□ □ □ □ VALORES EXPERIMENTAIS - SEÇÃO S3
OBS: valores medios

A distribuição da força cortante entre os dois perfis se mostrou muito distante da teórica, ou seja, metade da força cortante total para cada perfil da viga. Os valores experimentais da tensão de cisalhamento vertical na alma de cada perfil, aqui denominados perfil A e perfil B, foram obtidos a partir das deformações das rosetas e supondo comportamento linear do material. Os valores teóricos destas tensões foram obtidos com base na análise elástica e linear, sendo:

$$f_v = \frac{V S}{I_s t_w}$$

onde

f_v = tensão de cisalhamento vertical na alma.

V = força cortante.

S = momento estático correspondente.

I_s = momento de inércia em relação ao eixo de flexão.

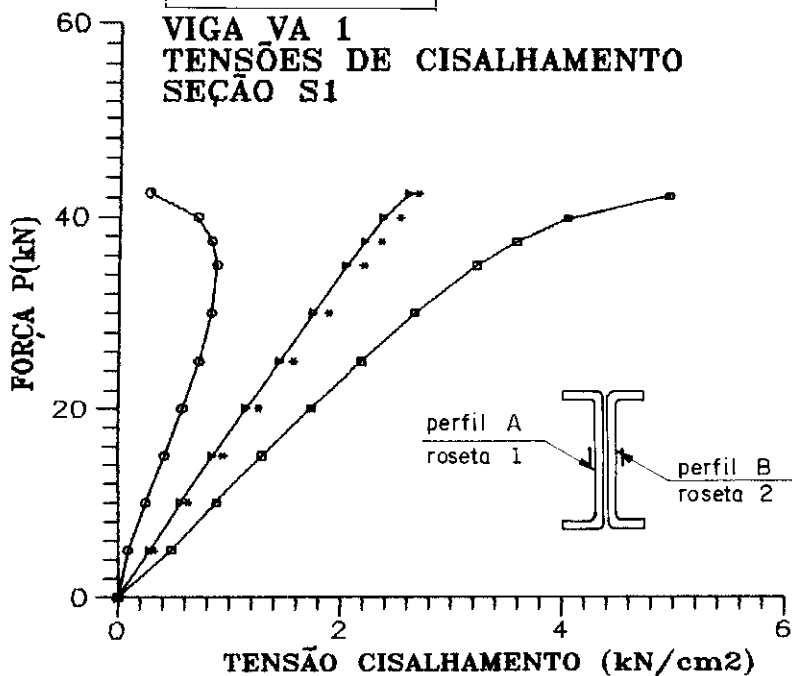
t_w = espessura da alma.

Os valores das deformações nas rosetas (ϵ_a , ϵ_b , ϵ_c), as deformações principais (ϵ_1 , ϵ_2), as tensões principais (σ_1 , σ_2) e a direção principal (α) estão apresentados em tabelas no Anexo II deste trabalho.

Os gráficos 5.13 e 5.14 apresentam os valores teóricos e experimentais da tensão de cisalhamento no ponto médio da alma, para as vigas VA 1 e VA 2, respectivamente. Em ambos os casos, nota-se uma grande diferença entre as tensões de cisalhamento nos perfis A e B, entretanto, o valor médio destas tensões ficou bem próximo do valor teórico.

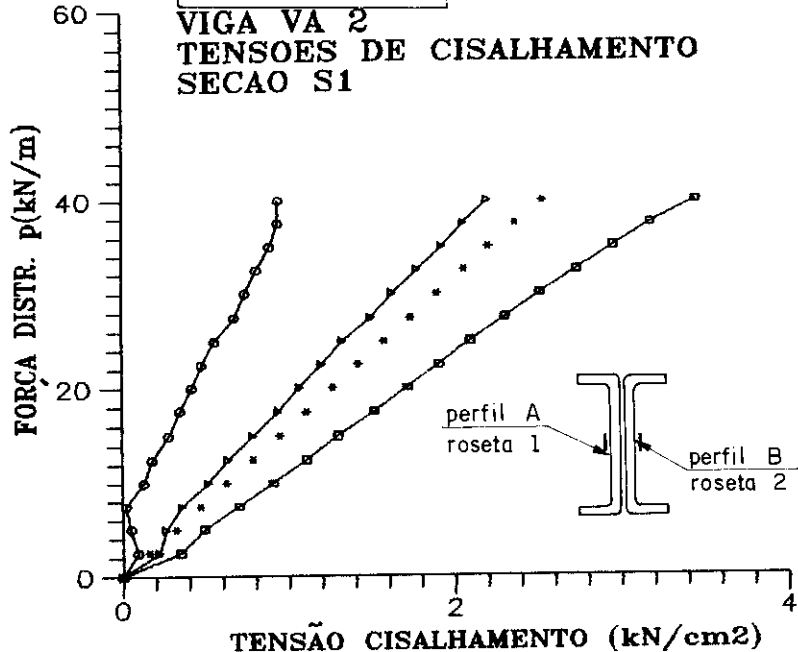
Pode-se notar no gráfico 5.13, que nas últimas etapas de carregamento, houve um "repasse" de tensões de cisalhamento do perfil A para o perfil B. Isto ocorreu devido ao fato de que o perfil A atingiu o colapso por perda de estabilidade da mesa comprimida antes que o perfil B, conforme pode ser visualizado na foto 5.10.

GRÁFICO 5.13



- ***** VALORES TEÓRICOS
- ○ ○ ○ VALORES EXPERIMENTAIS - PERFIL A
- □ □ □ VALORES EXPERIMENTAIS - PERFIL B
- ▶ ▶ ▶ ▶ VALORES MEDIOS ENTRE PERFIS A e B

GRÁFICO 5.14



- ***** VALORES TEÓRICOS
- ○ ○ ○ VALORES EXPERIMENTAIS - PERFIL A
- □ □ □ VALORES EXPERIMENTAIS - PERFIL B
- ▶ ▶ ▶ ▶ VALORES MEDIOS ENTRE PERFIS A e B

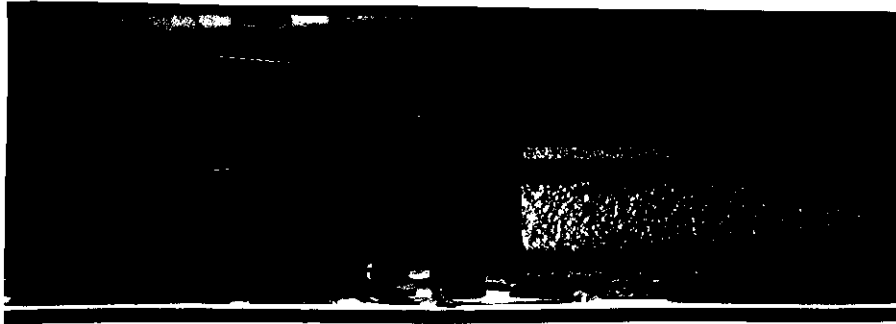


Foto 5.10 - Flambagem da mesa comprimida na viga VA 2: um dos perfis atingiu o colapso enquanto o outro ainda apresenta uma reserva de resistência

5.4.4.2 - Deformações nas vigas mistas VM 1 a VM 4

A instrumentação com extensômetros elétricos nas vigas mistas VM 1 a VM 4 se deu em três seções, conforme mostra a figura 5.9:

Seções S1 e S3: posicionadas a um quarto do vão.

Seção S2: posicionada a meio vão.

Na seção S1, foram posicionadas duas rosetas retangulares, uma em cada perfil, na altura média da alma; quatro extensômetros uniaxiais na mesa inferior e quatro na mesa superior do perfil de aço; quatro na fibra inferior e cinco na fibra superior da laje de concreto e dois em barras de aço longitudinais posicionadas próximas

da interface aço-concreto.

A posição dos extensômetros uniaxiais na seção S2 foi a mesma da seção S1, sendo que, na interface aço-concreto, além dos extensômetros uniaxiais colados em duas barras de aço longitudinais, foi posicionado um extensômetro embutido diretamente no concreto.

A seção S3, simétrica em relação a S1, recebeu apenas dois extensômetros uniaxiais nas mesas inferior e superior da viga de aço; um na fibra superior da laje de concreto e dois colados nas barras de aço longitudinais, próximos da interface aço-concreto.

As vigas mistas VM 1 a VM 4 foram carregadas até que se atingisse um estado limite último. O ensaio da viga VM 1 foi interrompido antes que esta chegasse à ruína, pois a estrutura de reação preparada para os ensaios não se mostrou adequada para este nível de carregamento. Em vista disto, a estrutura de reação foi contraventada para a realização dos ensaios das vigas VM 2 a VM 4.

O estado limite último observado nos ensaios das vigas mistas VM 2 a VM 4 foi a ruptura do concreto na face inferior da laje, cuja fissuração teve início nas seções de momento fletor máximo e junto aos conectores. A foto 5.11 mostra a ruptura do concreto junto a um conector.

No ensaio da viga VM 1, apesar de interrompido antes que a capacidade máxima da viga fosse atingida, já era possível identificar algumas fissuras no concreto tracionado, junto aos conectores posicionados no trecho de momento fletor máximo.

Os gráficos 5.15 e 5.16 apresentam, para as vigas com carregamento concentrado (VM 1 e VM 3) e com carregamento distribuído (VM 2 e VM 4), respectivamente, valores de deformações na mesa inferior do perfil de aço, junto à seção central das vigas (S2). Os valores teóricos

de deformações foram calculados com base na análise elástica e linear, sendo:

$$\epsilon = \frac{M}{E I_h} y$$

onde

ϵ = deformação na fibra de ordenada y .

M = momento fletor na seção considerada.

E = módulo de elasticidade do aço (203.000 MPa).

I_h = momento de inércia da seção mista homogeneizada.

y = ordenada da fibra correspondente, com origem na linha neutra da seção.



Foto 5.11 - Ruptura do concreto junto a um conector

Dos gráficos 5.13 e 5.14 pode-se notar que, na fase inicial de carregamento, onde existiu aderência contínua entre o concreto e a mesa do perfil de aço, os valores de deformação das vigas com interação completa e parcial foram muito próximos entre si e ambos muito próximos dos valores teóricos.

GRÁFICO 5.15

VIGAS MISTAS VM 1 e VM 3
DEFORMAÇÕES NO AÇO - MESA INFERIOR
SEÇÃO S2

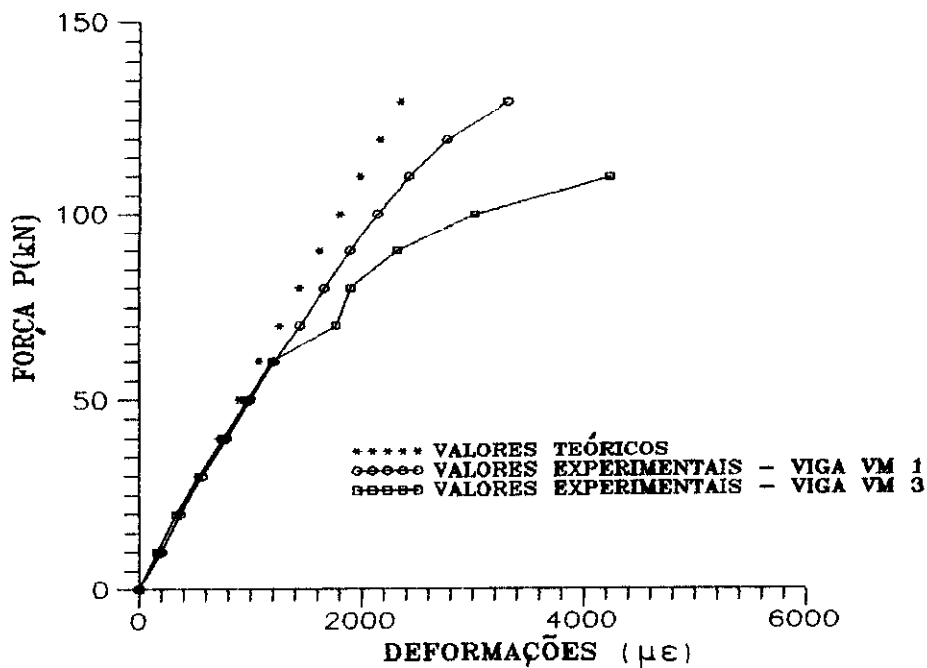
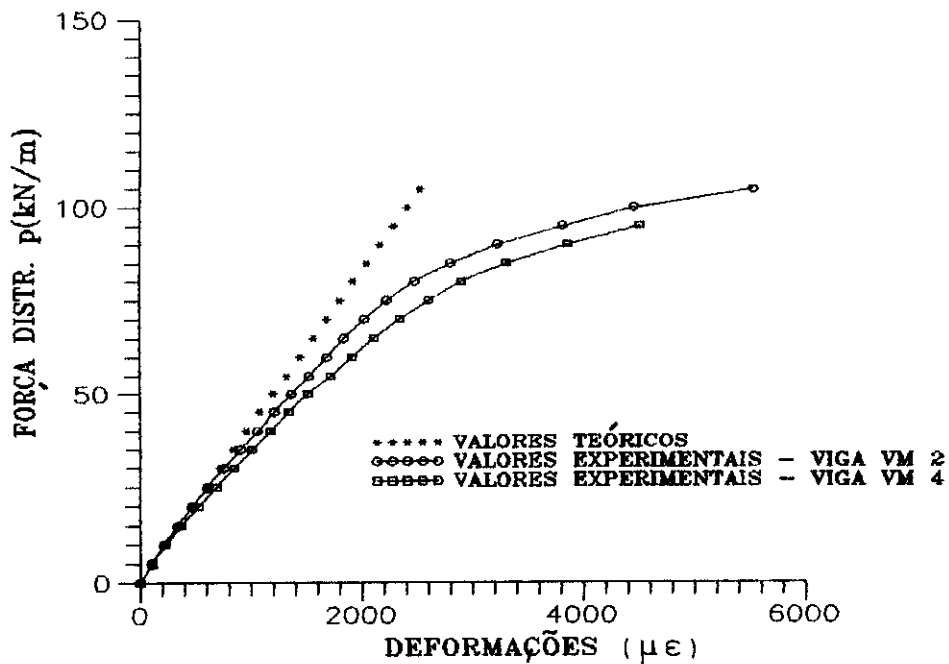


GRÁFICO 5.16

VIGAS MISTAS VM 2 e VM 4
DEFORMAÇÕES NO AÇO - MESA INFERIOR
SEÇÃO S2



No ensaio da viga VM 3 (interação parcial e carregamento concentrado), pôde-se notar com clareza o instante em que houve a perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, pois a partir deste instante, todo o fluxo de cisalhamento passou a ser resistido somente pelos conectores de cisalhamento, provocando uma queda brusca na rigidez à flexão, conforme pode ser visto no gráfico 5.15. Já no caso da viga VM 4 (interação parcial e carregamento distribuído), esta queda na rigidez foi menos significativa, pois a perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil foi gradativa, iniciando-se nos apoios e progredindo para a parte central da viga, o que está em conformidade com a distribuição teórica do fluxo de cisalhamento na interface aço-concreto ao longo da viga. Esse efeito não foi significativo no caso das vigas com interação completa, pois, quando da perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior, a grande quantidade de conectores fez com que o repasse do fluxo de cisalhamento, da interface aço-concreto para os conectores, ocorresse de maneira mais efetiva.

Os gráficos 5.17 e 5.18 apresentam valores de deformações na mesa superior do perfil de aço, junto à seção S2, para as vigas com carregamento concentrado (VM 1 e VM 3) e com carregamento distribuído (VM 2 e VM 4), respectivamente. Desses gráficos pode-se notar com clareza, que a partir da perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, a deformação na fibra superior do aço das vigas com interação parcial, passou de alongamento para encurtamento, o que pode ser visualizado pelo ramo descendente das curvas força-deformação. Com isto, o diagrama de deformações ao longo da seção sofre uma descontinuidade junto à interface aço-concreto, aparecendo duas linhas neutras, ou seja, uma situada na laje de concreto e outra situada na viga de aço. A figura 5.14 mostra a distribuição das deformações na seção S2 da viga VM 3 em dois instantes: antes e após a perda de aderência aço-concreto.

GRÁFICO 5.17
 VIGAS MISTAS VM 1 e VM 3
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - MESA SUPERIOR
 SEÇÃO S2

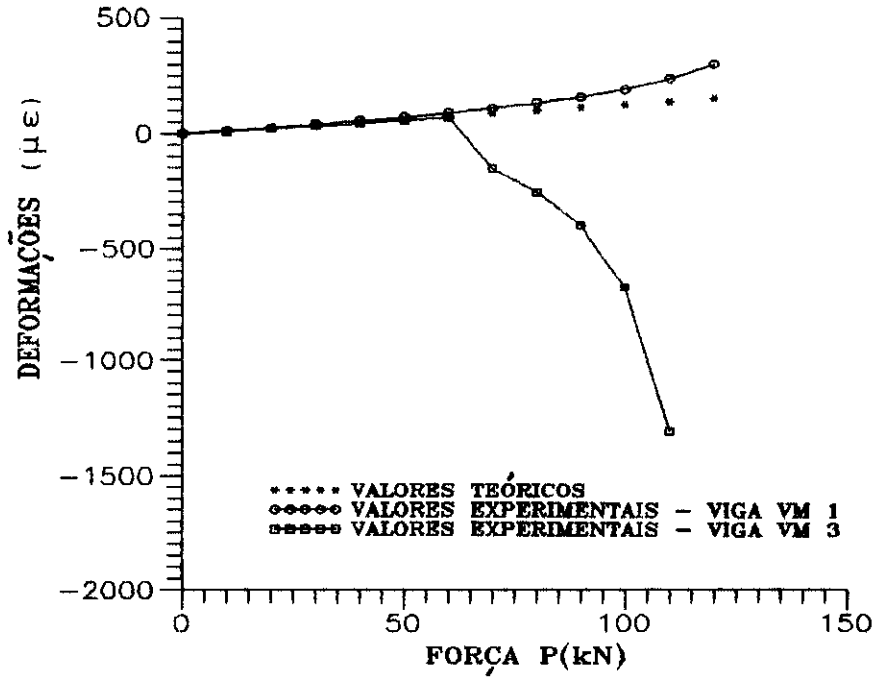
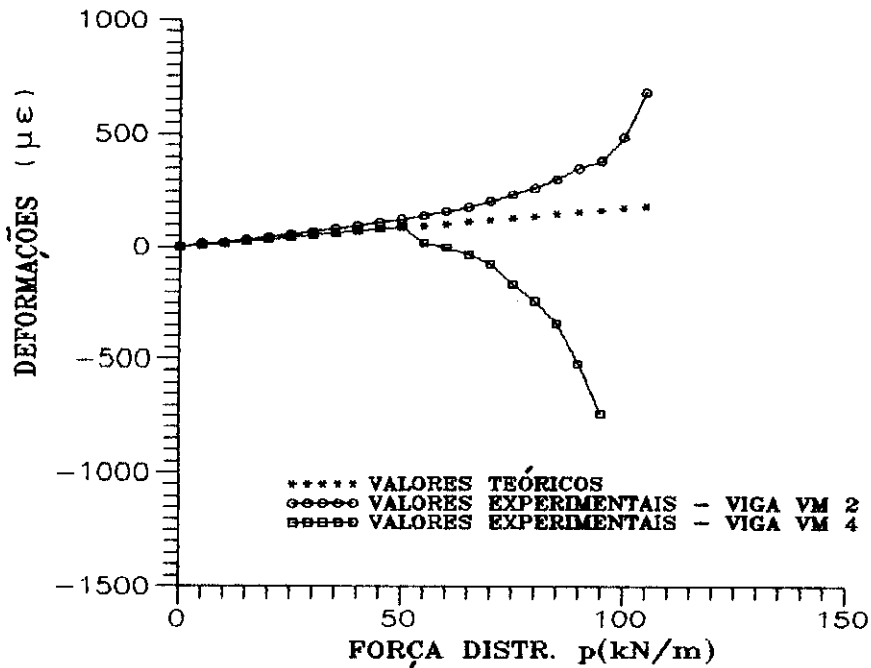


GRÁFICO 5.18
 VIGAS MISTAS VM 2 e VM 4
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - MESA SUPERIOR
 SEÇÃO S2



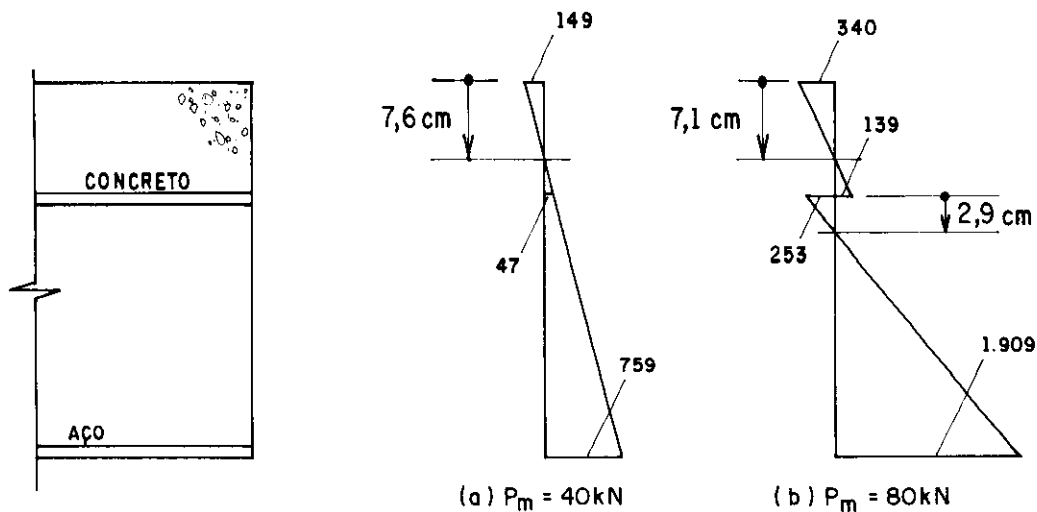


FIG. 5.14--DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO S2 (VIGA VM3) EM DUAS ETAPAS:

(a) ANTES DA PERDA DE ADERÊNCIA

(b) APÓS A PERDA DE ADERÊNCIA

NOTA: DEFORMAÇÕES EM $\mu\epsilon$

O gráfico 5.19 apresenta, para as vigas VM 2 e VM 4, os valores médios das deformações na fibra superior do concreto. Pode-se observar, que nas fases iniciais do carregamento, esses valores se mantiveram muito próximos aos valores teóricos. A partir do instante em que houve a perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, os valores experimentais foram se distanciando dos valores teóricos. Entretanto, observou-se uma grande variabilidade nos valores de deformações ao longo dos cinco extensômetros posicionados nesta região.

A proximidade entre as curvas experimentais das vigas VM 2 e VM 4, interação completa e parcial, respectivamente, indica que as deformações no concreto não se mostraram sensíveis ao grau de interação, mesmo após a perda de aderência aço-concreto.

A distribuição da força cortante entre os dois perfis componentes da viga (denominados perfil A e perfil B) foi próxima da esperada em todas as vigas, ou seja, metade da força cortante total para cada perfil. Este fato pode ser observado no gráfico 5.20, onde os valores

teóricos da tensão de cisalhamento referem-se às tensões médias na alma do perfil, sendo:

$$(f_v)_{med} = \frac{V}{h t_w}$$

onde

$(f_v)_{med}$ = tensão de cisalhamento média na alma.

V = força cortante.

h = altura livre entre mesas.

t_w = espessura da alma.

A consideração das tensões médias na alma para efeito de comparação com os valores obtidos através da experimentação, consiste no fato de que as normas técnicas adotam esse procedimento para verificação do cisalhamento em vigas mistas, desprezando a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento.

As tensões de cisalhamento experimentais, foram obtidas através das deformações das rosetas, considerando comportamento elástico e linear do material. Os valores das deformações das rosetas, as deformações e tensões principais e a inclinação da direção principal estão apresentados sob forma de tabelas no anexo II deste trabalho.

O gráfico 5.21 apresenta, para as vigas VM 1 a VM 4, uma comparação entre os valores experimentais médios e teóricos da tensão de cisalhamento na alma. Os valores experimentais médios ficaram em torno de 73% dos valores teóricos, onde esta diferença reflete a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento, parcela esta geralmente desprezada na verificação da força cortante em seções mistas.

GRAFICO 5.19

**VIGAS MISTAS VM 2 e VM 4
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO
FIBRA SUPERIOR - SEÇÃO S2**

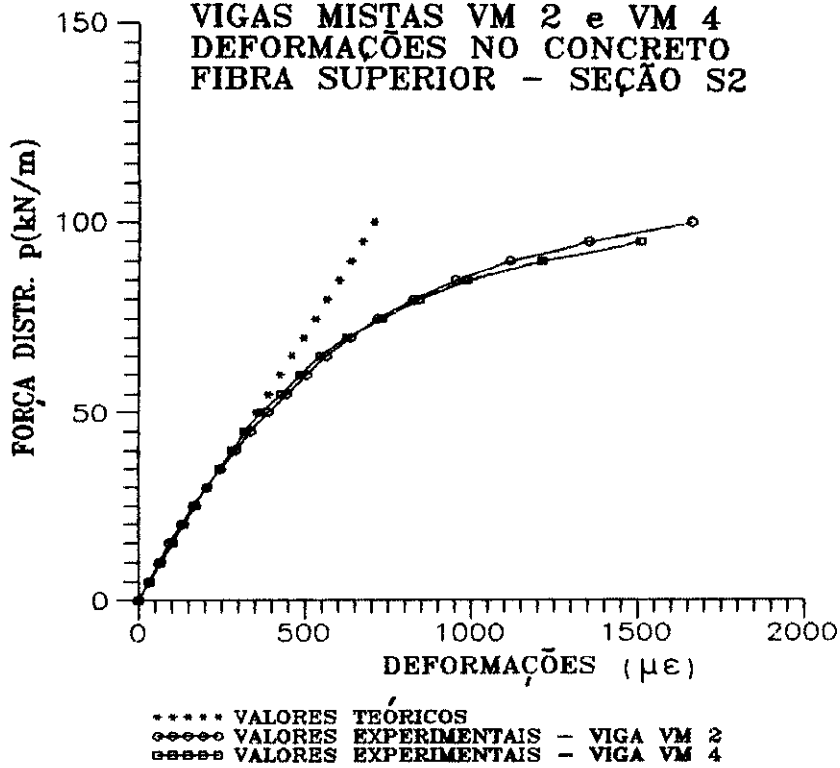
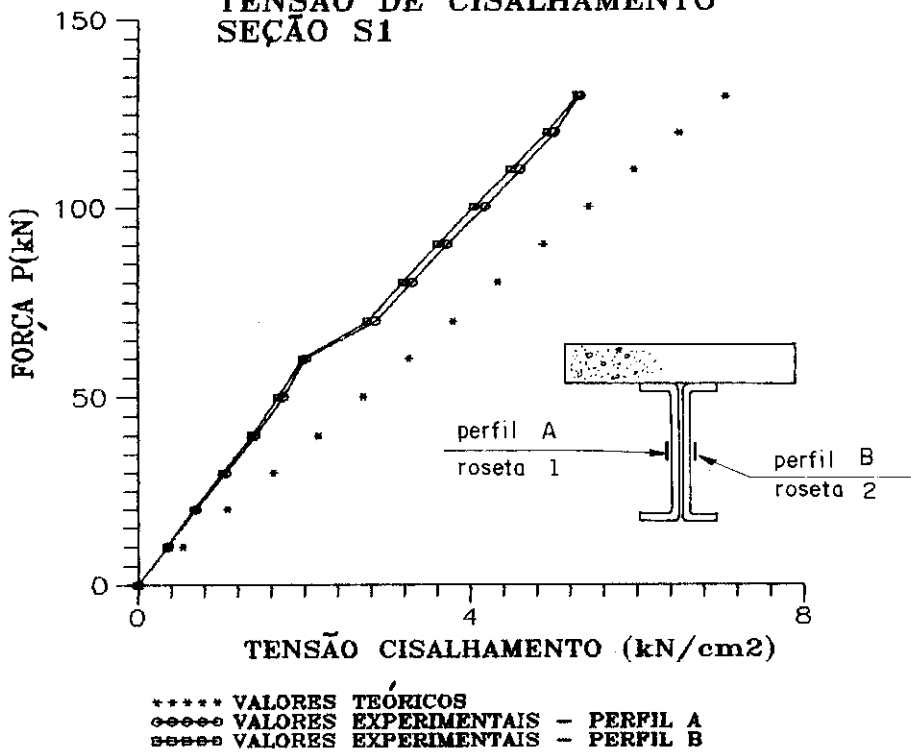
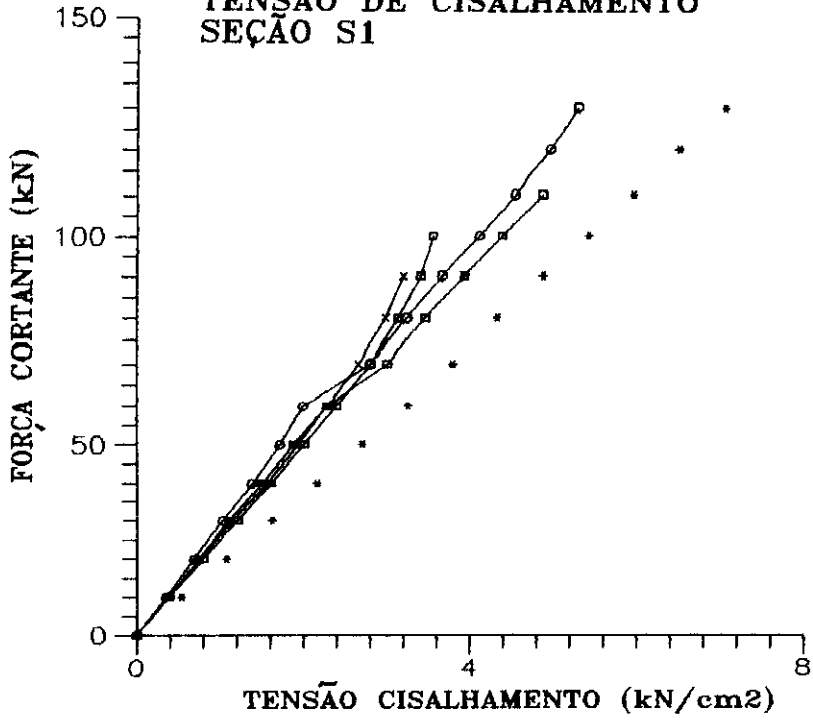


GRÁFICO 5.20

**VIGA MISTA VM 1
TENSÃO DE CISALHAMENTO
SEÇÃO S1**



VIGAS MISTAS VM 1 a VM 4
 TENSÃO DE CISALHAMENTO
 SEÇÃO S1



- ***** VALORES TEÓRICOS
- ○ ○ ○ ○ VALORES EXPERIMENTAIS - VIGA VM 1
- □ □ □ □ VALORES EXPERIMENTAIS - VIGA VM 2
- △ △ △ △ △ VALORES EXPERIMENTAIS - VIGA VM 3
- × × × × × VALORES EXPERIMENTAIS - VIGA VM 4

CAPÍTULO 6 - INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE VIGAS MISTAS PREENCHIDAS

6.1 - PRELIMINARES

O elemento estrutural, aqui denominado viga mista preenchida, consiste em perfis de aço tipo "I", laminados, soldados ou obtidos através da composição de dois perfis "U" de chapa dobrada, tendo os espaços entre mesas e alma preenchidos com concreto, conforme mostra a figura 6.1.

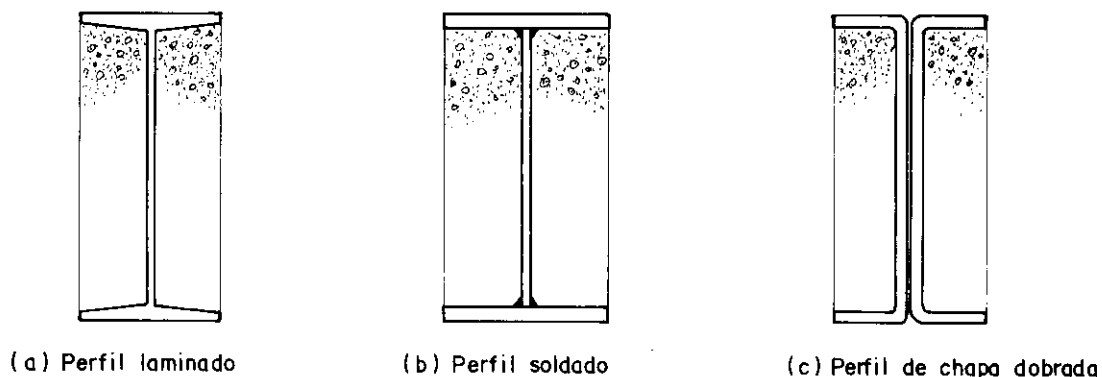


FIG. 6.1 — VIGA MISTA PREENCHIDA : SEÇÕES TRANSVERSAIS

Com relação à utilização e ao comportamento estrutural desses elementos, poucos trabalhos foram desenvolvidos. Shanmuganayagam (JOHNSON [31], [33]) ensaiou quatro vigas simplesmente apoiadas com carregamento em oito pontos, cuja

seção transversal está mostrada na figura 6.2. Essas vigas foram denominadas "filled-in", onde se constatou que as máximas tensões de aderência aço-concreto ocorreram junto às mesas superior e inferior. O objetivo básico desses ensaios foi avaliar a distribuição das tensões de aderência ao longo das etapas de carregamento, mas constatou-se também que o comportamento resistente da viga ao cisalhamento se mostrou muito complexo após o início da perda de aderência entre o aço e o concreto.

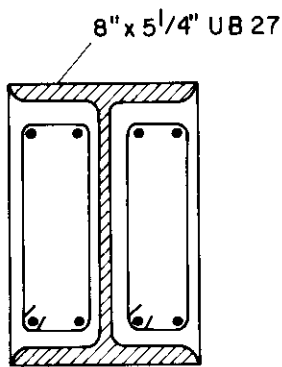


FIG. 6.2 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS
"FILED IN" ENSAIADAS POR
SHANMUGANAYAGAM [31,33]

As normas técnicas não apresentam considerações de cálculo e de projeto no que diz respeito a esse tipo de elemento estrutural. Dessa maneira, pode-se dizer que este capítulo tem um carácter introdutório ao assunto, onde procurou-se avaliar, sob o ponto de vista experimental, aspectos gerais do comportamento da estrutura e da interação aço-concreto.

Além de aumentar a resistência à flexão, o concreto entra com a importante função de proteger a estrutura de aço no tocante ao fogo, proteção essa, que na maioria dos casos, é feita à base de argamassas especiais aplicadas na estrutura de aço, argamassas essas que não contribuem na resistência à flexão e muitas vezes apresentam custos relativamente altos.

Quanto aos aspectos construtivos, as vigas mistas preenchidas podem ser classificadas como elementos intermediários entre o pré-moldado convencional de concreto e o metálico, associando algumas vantagens pertinentes a esses dois, como por exemplo:

- quando a concretagem de preenchimento é executada na obra, o transporte fica limitado aos perfis de aço, o que representa redução de peso.
- elementos estruturais com boa resistência ao fogo, o que não acontece nos elementos de aço desprotegidos.
- execução das ligações viga-viga e viga-coluna através do aço, o que possibilita detalhes mais adequados que os utilizados nos pré-moldados convencionais (figura 6.3).
- ausência total de fôrmas para concretagem, já que o perfil de aço cumpre essa função.

6.2 - ANÁLISE TEÓRICA DAS SEÇÕES

Em analogia às vigas mistas convencionais (perfil de aço e mesa de concreto), aqui serão apresentadas duas análises: a análise elástica, que é feita com base na seção mista homogeneizada e supondo distribuição linear de tensões ao longo da seção; e a análise totalmente plástica, onde são considerados diagramas retangulares de tensões e comportamento rígido-plástico com deformações ilimitadas para os dois materiais. Em ambas as análises, a resistência à tração do concreto é desprezada.

É importante notar que a hipótese básica embutida nessas análises é o trabalho conjunto dos dois materiais, o que ocorrerá enquanto houver aderência aço-concreto ao longo da viga.

6.2.1 - Análise elástica

A seção homogeneizada é obtida dividindo-se a largura da seção de concreto por $n = E/E_c$, onde n é o fator de homogeneização, E_c e E são os módulos de elasticidade do concreto e aço, respectivamente. A figura 6.4 mostra a seção homogeneizada efetiva e a distribuição de tensões.

No caso de perfis de aço duplamente simétricos, a linha neutra elástica estará sempre posicionada na alma, acima do ponto central da seção, onde a seção de concreto situada acima da linha neutra (região comprimida) foi denominada seção efetiva de concreto. As expressões para

cálculo da posição da linha neutra e do momento de inércia da seção homogeneizada efetiva são apresentadas a seguir.

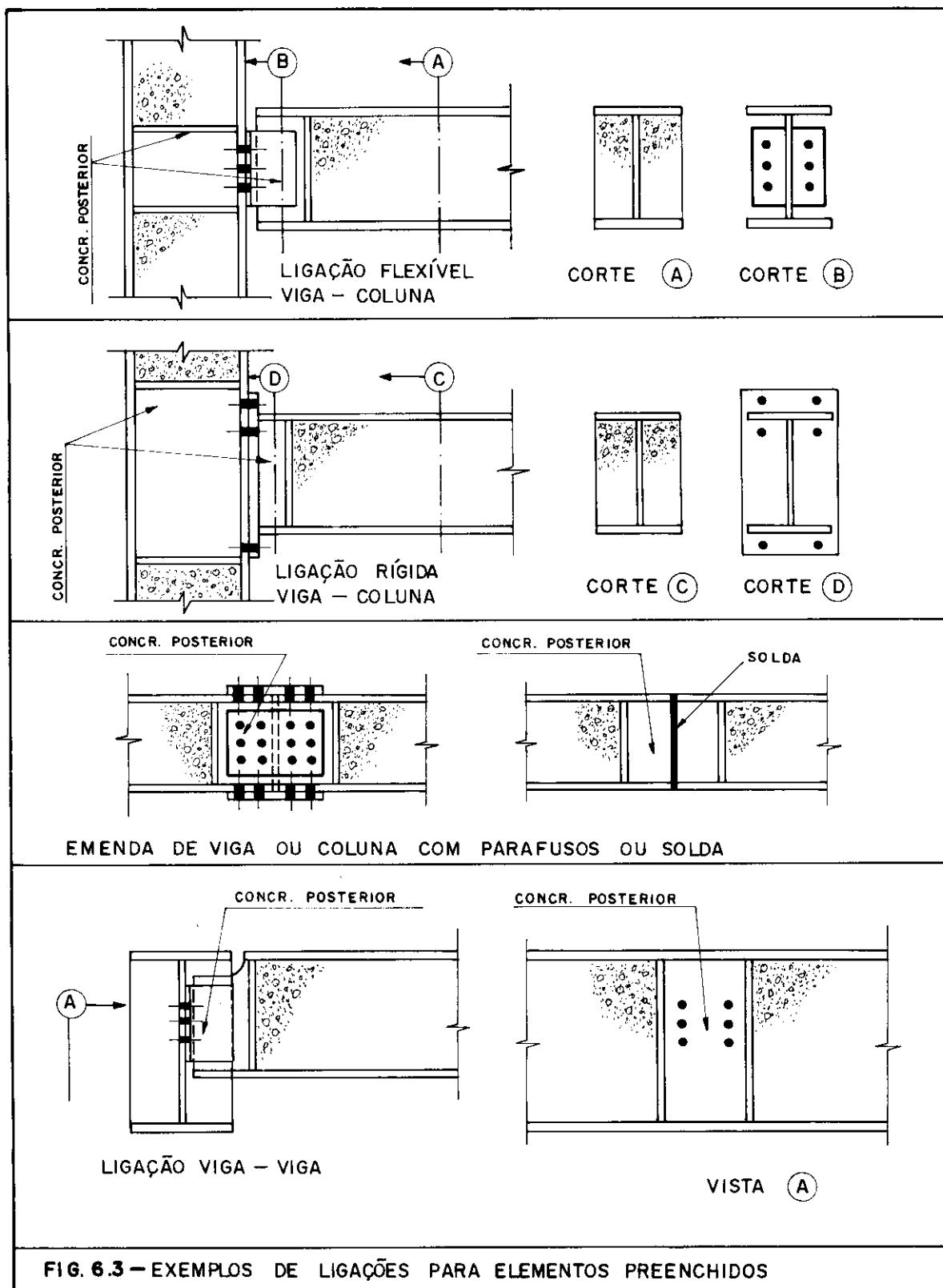


FIG. 6.3 - EXEMPLOS DE LIGAÇÕES PARA ELEMENTOS PREENCHIDOS

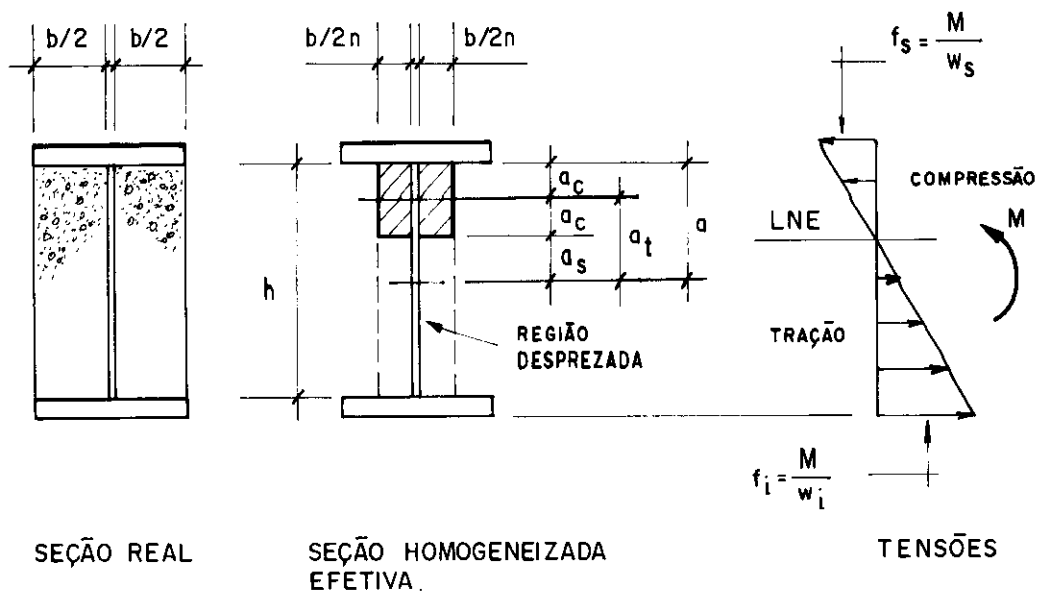


FIG. 6.4 — ANÁLISE ELÁSTICA : SEÇÃO HOMOGENEIZADA E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

$$A_h = A_s + \frac{2ba_c}{n} \quad (6.2.1)$$

$$a_t = a_s + a_c \quad (6.2.2)$$

$$a = a_s + 2a_c = a_t + a_c \quad (6.2.3)$$

$$a_c = \frac{A_s}{A_h} a_t = \frac{A_s (a - a_c)}{A_s + 2ba_c/n} \quad (6.2.4)$$

Isolando-se a_c na expressão 6.2.4, obtém-se:

$$a_c = \frac{nA_s}{2b} \left[\sqrt{1 + \frac{2ab}{nA_s}} - 1 \right] \quad (6.2.5)$$

$$a_s = a - 2a_c \quad (6.2.6)$$

$$I_h = \frac{8ba_c^3}{3n} + I_s + A_s a_s^2 \quad (6.2.7)$$

onde :

a = distância do centro de gravidade da seção de aço à fibra superior do concreto.

a_c = distância do centro de gravidade da seção homogeneizada efetiva ao centro de gravidade da seção efetiva de concreto.

a_s = idem, para seção de aço.

a_t = distância do centro de gravidade da seção de aço ao centro de gravidade da seção efetiva de concreto.

b = largura total da seção de concreto.

A_h = área da seção homogeneizada efetiva.

A_s = área da seção de aço.

I_h = momento de inércia da seção homogeneizada efetiva.

I_s = momento de inércia da seção de aço.

Em termos de análise elástica, é total a analogia das vigas preenchidas com as vigas mistas convencionais (seção T), visto que as expressões 6.2.1 a 6.2.7 são idênticas às expressões 4.2.4 a 4.2.10 apresentadas no capítulo 4.

A tensão numa fibra qualquer da seção homogeneizada é dada por:

$$f(y) = \frac{M}{I_h} y \quad (6.2.8)$$

6.2.2 - Análise totalmente plástica

Assim como nas vigas mistas convencionais, essa análise considera diagramas retangulares de tensões ao longo da seção, com comportamento tensão-deformação do tipo rígido plástico e deformações ilimitadas para os materiais aço e concreto, desprezando-se a resistência do concreto à tração. A figura 6.5 mostra a distribuição de tensões ao longo da seção, onde:

$$C = 0,85f_{ck} \frac{bd}{c} \quad (6.2.9)$$

O valor 0,85 corresponde ao efeito Rüsck no concreto, e f_{ck} refere-se à resistência característica do concreto à compressão.

$$C' = \frac{1}{2} \left[(AF_y)_a - C \right] \quad (6.2.10)$$

$$T = C + C' \quad (6.2.11)$$

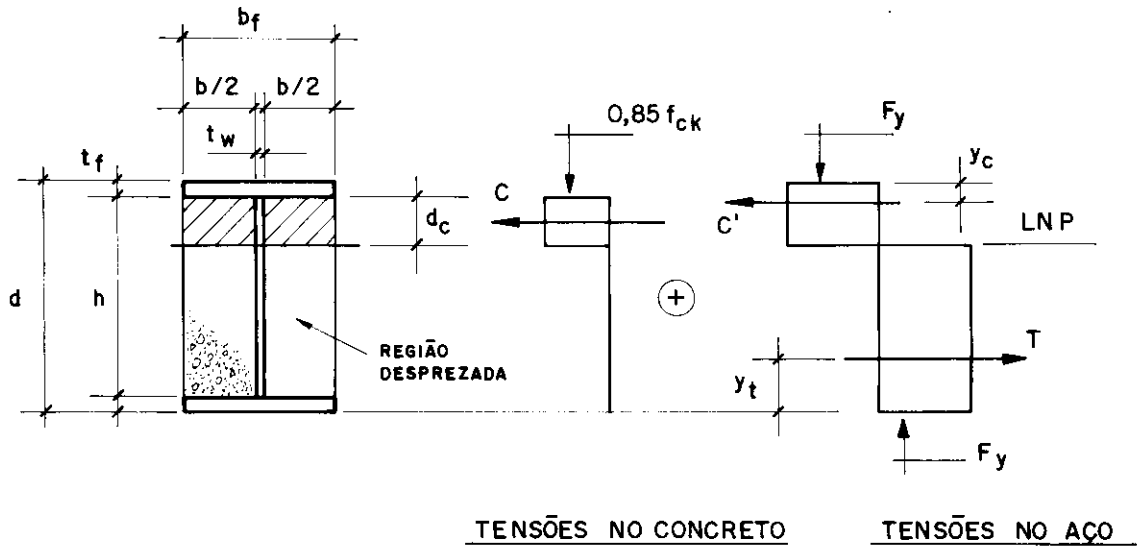


FIG. 6.5 — ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA : DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

A posição da linha neutra plástica (\bar{y}), tendo como origem a face superior da seção, é dada por:

$$\bar{y} = d_c + t_f \quad (6.2.12)$$

$$d_c = \frac{C' - (AF_y)_{tf}}{(AF_y)_w} h \quad (6.2.13)$$

Substituindo as expressões 6.2.9 e 6.2.10 na 6.2.13, obtém-se a expressão para cálculo de d_c :

$$d_c = \frac{0,5(AF_y)_a - (AF_y)_{tf}}{(AF_y)_w/h + 0,5(0,85f_{ck} b)} \quad (6.2.14)$$

Finalmente, obtém-se por equilíbrio, a expressão para cálculo do momento fletor nominal resistente da seção:

$$M_n = C \left[d - y_t - d_c/2 - t_f \right] + C' \left[d - y_t - y_c \right] \quad \dots\dots\dots(6.2.15)$$

A nomenclatura vem apresentada a seguir:

- b = largura total de concreto
- d_c = altura da região de concreto comprimido
- h = altura livre entre mesas da seção de aço
- y_t = posição da resultante de tração (T) em relação à face inferior da seção
- y_c = posição da resultante de compressão (C') em relação à face superior da seção
- \bar{y} = posição da linha neutra plástica em relação à face superior da viga
- C = resultante de compressão na seção de concreto
- C' = resultante de compressão na seção de aço
- T = resultante de tração na seção de aço
- M_n = momento fletor nominal resistente da seção mista
- $(AF_y)_a$ = produto da área da seção de aço pela sua tensão de escoamento
- $(AF_y)_{tf}$ = produto da área da mesa superior da seção de aço pela tensão de escoamento
- $(AF_y)_w$ = produto da área da alma da seção de aço pela tensão de escoamento

6.3 - ENSAIOS EM VIGAS MISTAS PREENCHIDAS

A proposta desses ensaios foi a de avaliar o comportamento global de vigas mistas preenchidas, comparando valores obtidos experimentalmente com aqueles fornecidos pela análise teórica. A priori, os pontos de interesse dessa análise experimental foram os seguintes:

- observação geral do efeito de aderência aço-concreto no decorrer dos ensaios.
- avaliação de possíveis tensões adicionais no concreto, oriundas do efeito de confinamento deste pelo perfil de aço.
- determinação da rigidez à flexão, através dos valores de deslocamentos.
- avaliação da distribuição da força cortante entre aço e concreto.
- identificação do estado limite último e determinação do momento fletor resistente da viga.

6.3.1 - Vigas propostas e metodologia dos ensaios

Foram ensaiadas duas vigas preenchidas, com seção transversal da viga de aço, vão e carregamentos idênticos aos utilizados anteriormente. Assim, a primeira viga (VP 1) foi ensaiada com carregamento concentrado a dois pontos e a segunda (VP 2) com carregamento distribuído a oito pontos. A figura 6.6 mostra o esquema geral das vigas e os carregamentos dos ensaios.

Nas duas vigas, VP 1 e VP 2, adotou-se a mesma armadura para o concreto, sendo esta constituída de barras longitudinais e estribos verticais, conforme mostra a figura 6.7, sendo que tal armadura não foi solidarizada ao perfil de aço em nenhum ponto.

A concretagem das vigas foi realizada em dois dias subseqüentes. No primeiro dia, procedeu-se à concretagem de uma lateral e no outro dia, portanto após 24 horas, a outra lateral. A foto 6.1 mostra a armadura posicionada na viga com parte dessa já concretada.

Os ensaios foram realizados sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, sob a mesma estrutura de reação utilizada nos ensaios anteriores. A foto 6.2 mostra uma viga posicionada para o ensaio.

Para o carregamento foram utilizados macacos hidráulicos de 200 kN de capacidade nominal, acionados por bomba hidráulica manual. A intensidade da força aplicada foi

medida através de célula de carga com capacidade nominal de 100 kN.

Para medida dos deslocamentos foram utilizados relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm, posicionados nos apoios e em cinco pontos ao longo do vão, conforme figura 6.8.

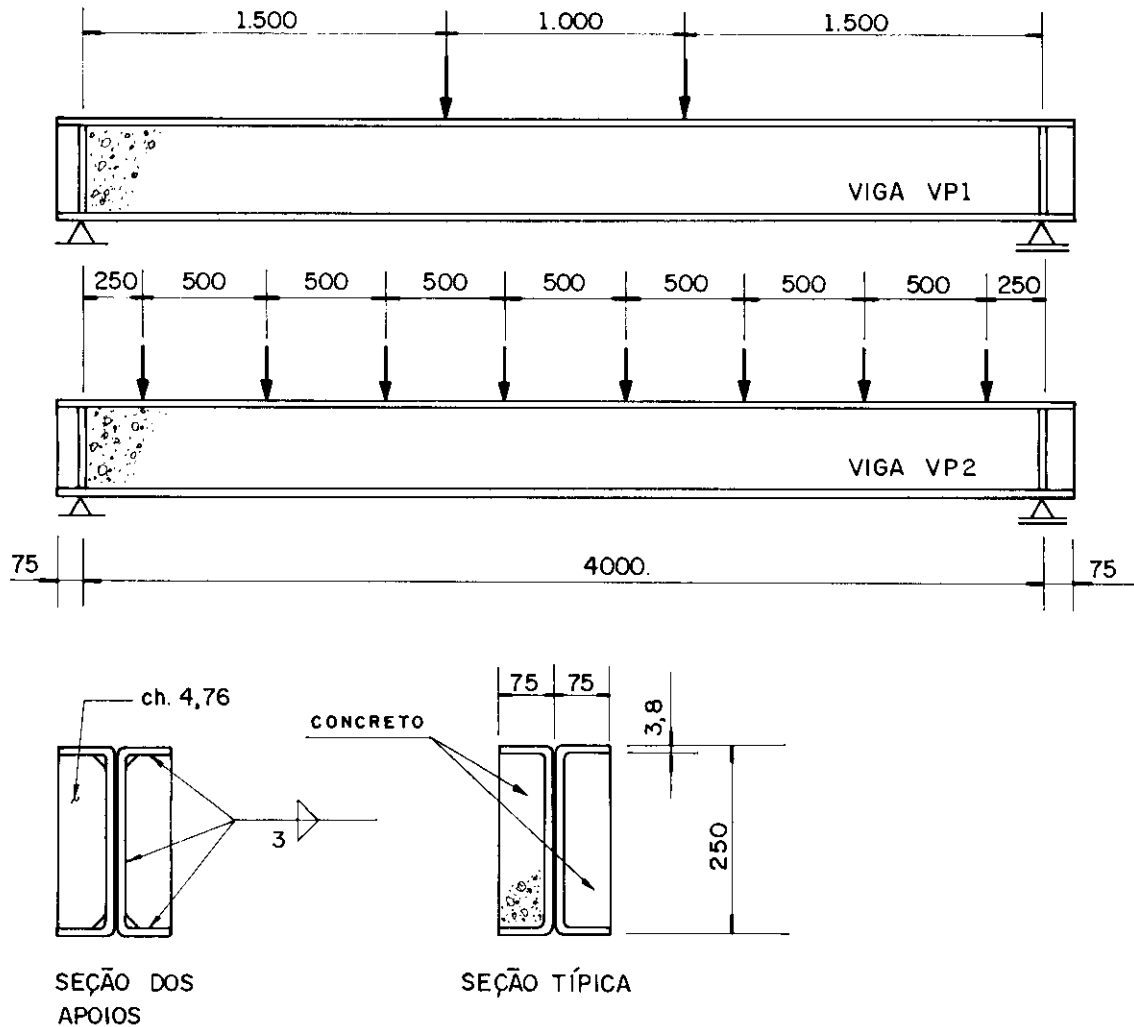


FIG. 6.6 — VIGAS VP1 e VP2 : DIMENSÕES E CARREGAMENTOS

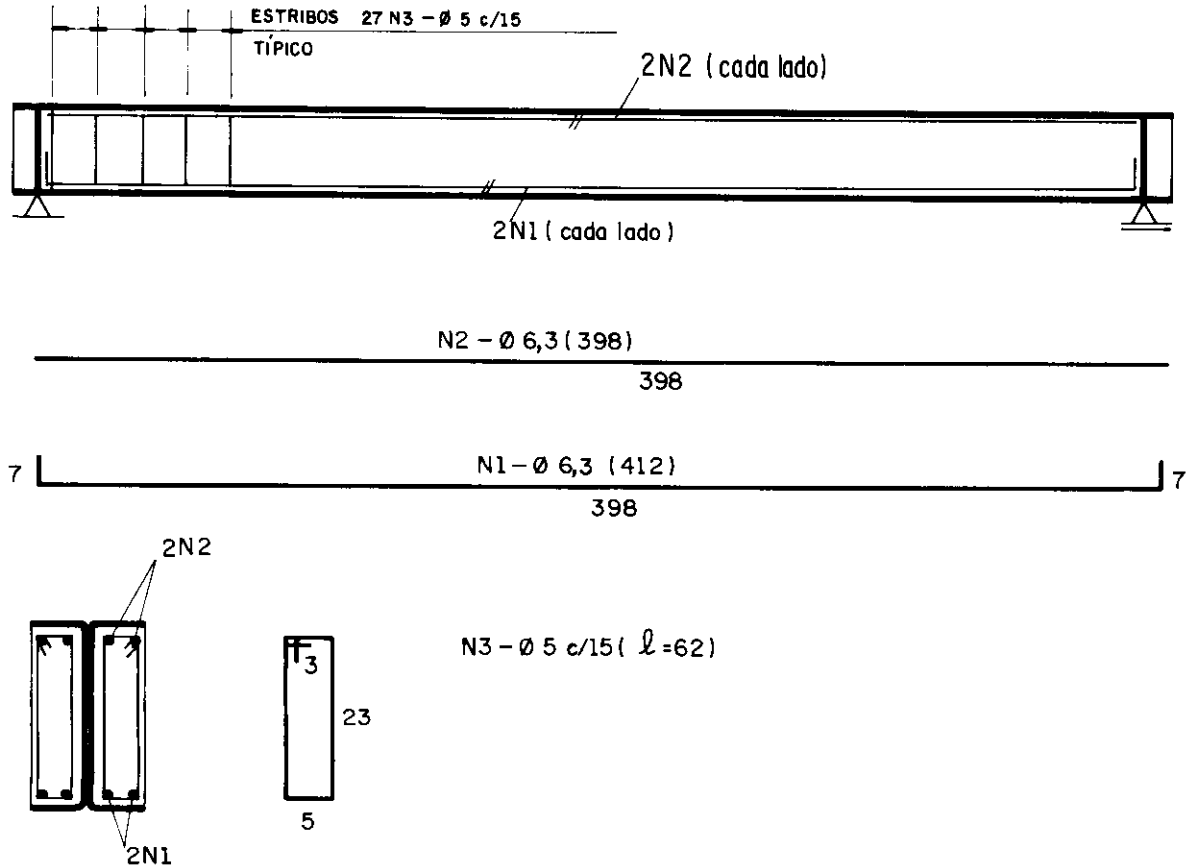


FIG. 6.7 — ARMADURA DAS VIGAS VP1 e VP2

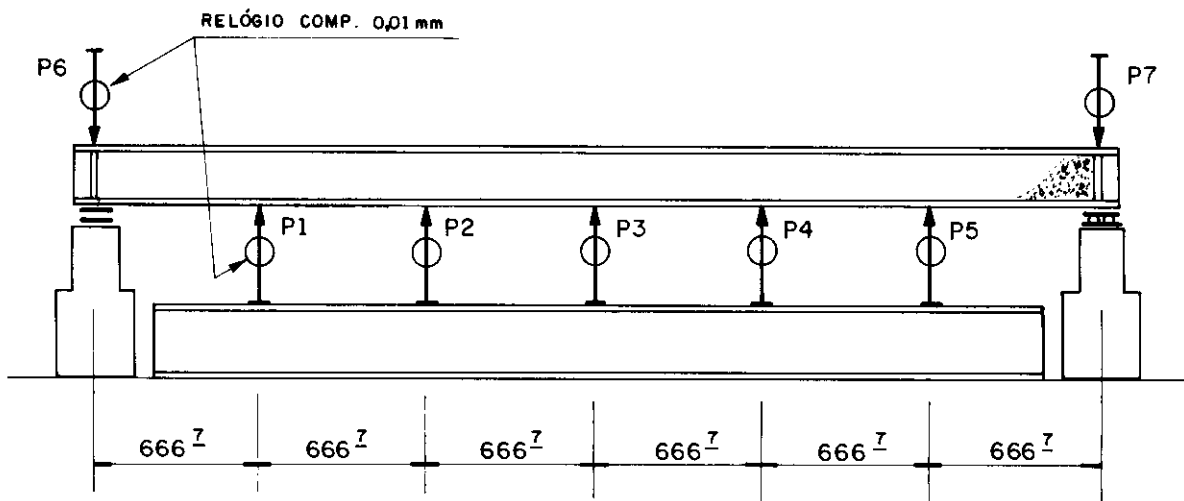


FIG.6.8 — INSTRUMENTAÇÃO : POSIÇÃO DOS RELÓGIOS COMPARADORES NOS ENSAIOS DAS VIGAS VP1 e VP2 .



Foto 6.1 - Armadura posicionada na viga e concretagem

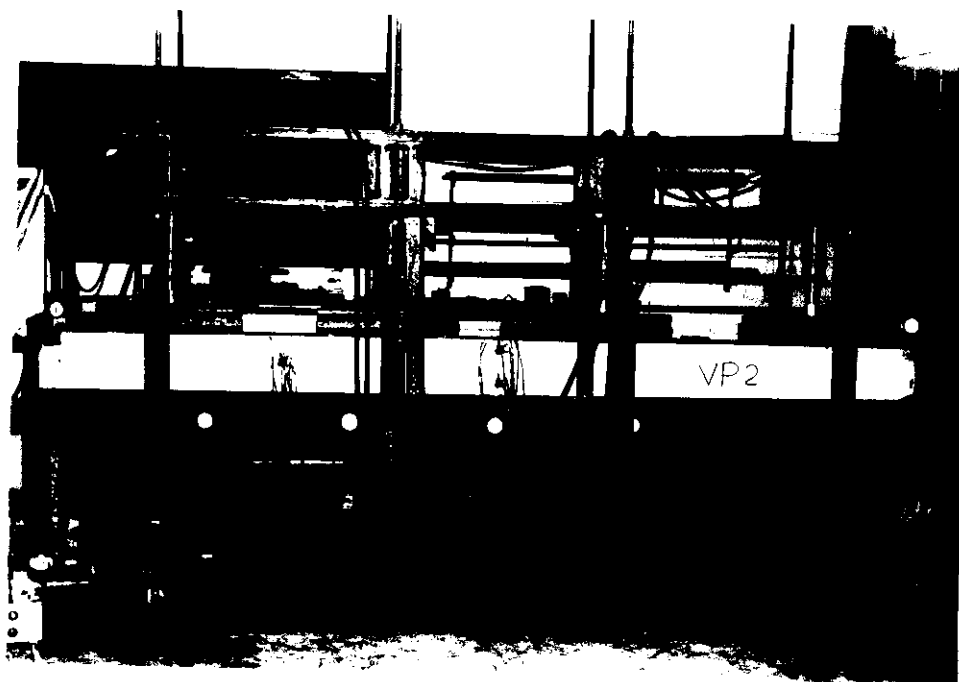


Foto 6.2 - Vista geral da viga VP 2 posicionada para ensaio

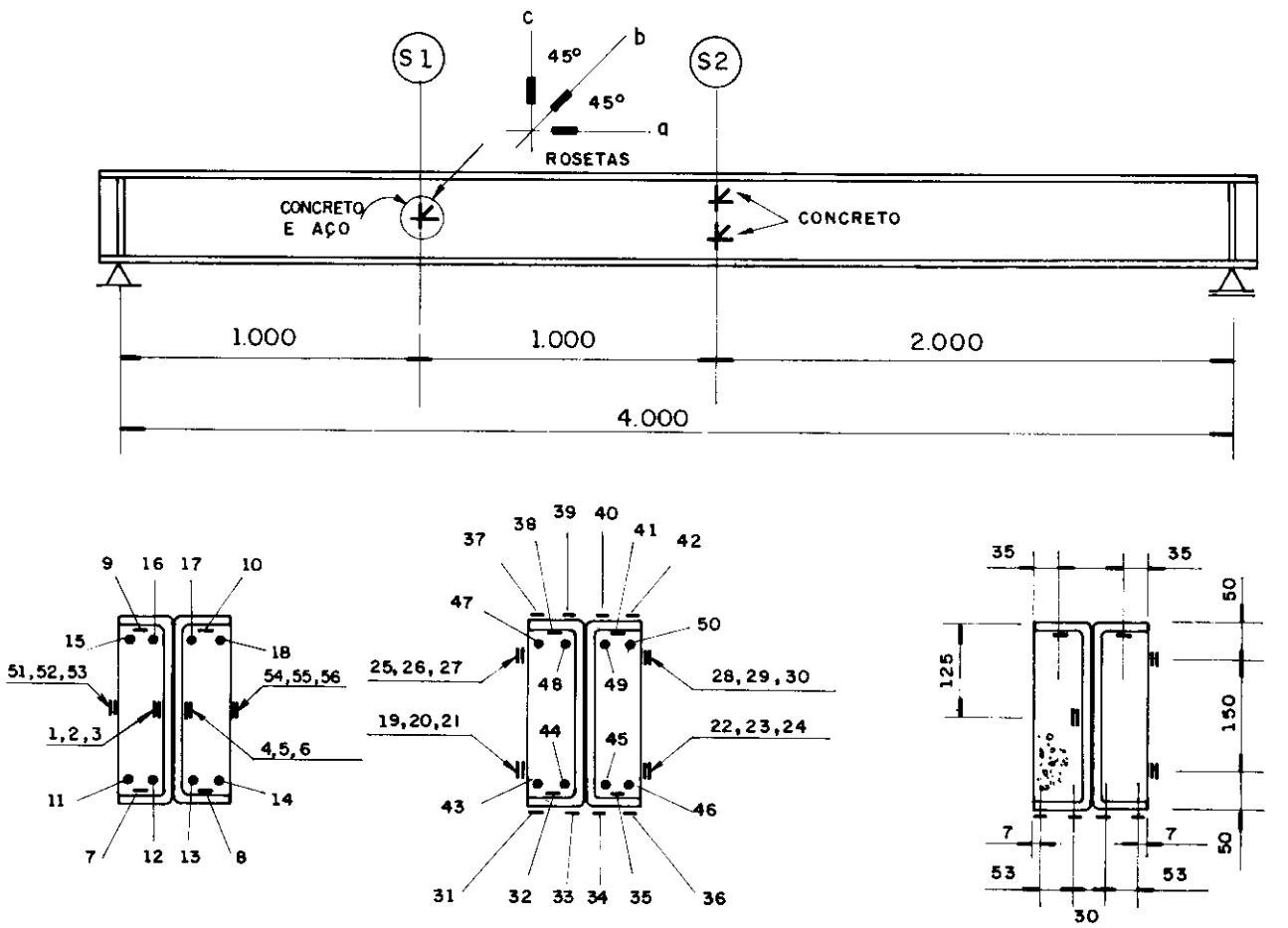
Para medida das deformações em vários pontos foram utilizados extensômetros elétricos de resistência: do tipo uniaxial nas mesas e nas barras longitudinais da armadura e do tipo roseta retangular na alma da viga de aço e na superfície do concreto. A figura 6.9 mostra o posicionamento dos extensômetros elétricos e a correspondente numeração dos canais de leitura. A figura 6.10 apresenta a numeração das rosetas posicionadas no aço (rosetas 1 e 2) e no concreto (rosetas 3 a 8), e a foto 6.3 mostra duas rosetas coladas na superfície do concreto.

As leituras das deformações e das forças aplicadas foram efetuadas pelo sistema de aquisição de dados SYSTEM 4000 - MEASUREMENTS GROUP.

Assim como nos ensaios anteriores, as vigas foram carregadas em duas fases: a primeira destinada à acomodação da estrutura, seguida de um descarregamento; e a segunda correspondendo ao ensaio propriamente dito. A estrutura foi carregada até que se atingisse um estado limite último, onde as etapas de carregamento foram de 5,0 kN por macaco em ambas as vigas. As leituras de deslocamentos e deformações foram efetuadas após a estabilização da força aplicada em cada etapa.



Foto 6.3 - Detalhe das rosetas coladas no concreto



SEÇÃO (S1)
Canais 1 a 18
Canais 51 a 56

SEÇÃO (S2)
Canais 19 a 50

LOCALIZAÇÃO DOS EXTENS.
UNIAXIAIS E ROSETAS

- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- = ROSETA RETANGULAR
- BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL

FIG. 6.9 — INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA
PARA AS VIGAS VP1 e VP2

O esquema de travamento lateral foi o mesmo utilizado nos ensaios anteriores (vigas VA 1, VA 2, VM 1 a VM 4), criando-se "vínculos de garfo" nos apoios e em dois pontos ao longo do vão, fazendo com que a esbeltez lateral das vigas ficasse limitada a valores tais que a flambagem lateral com torção (FLT) não constituísse um estado limite último.

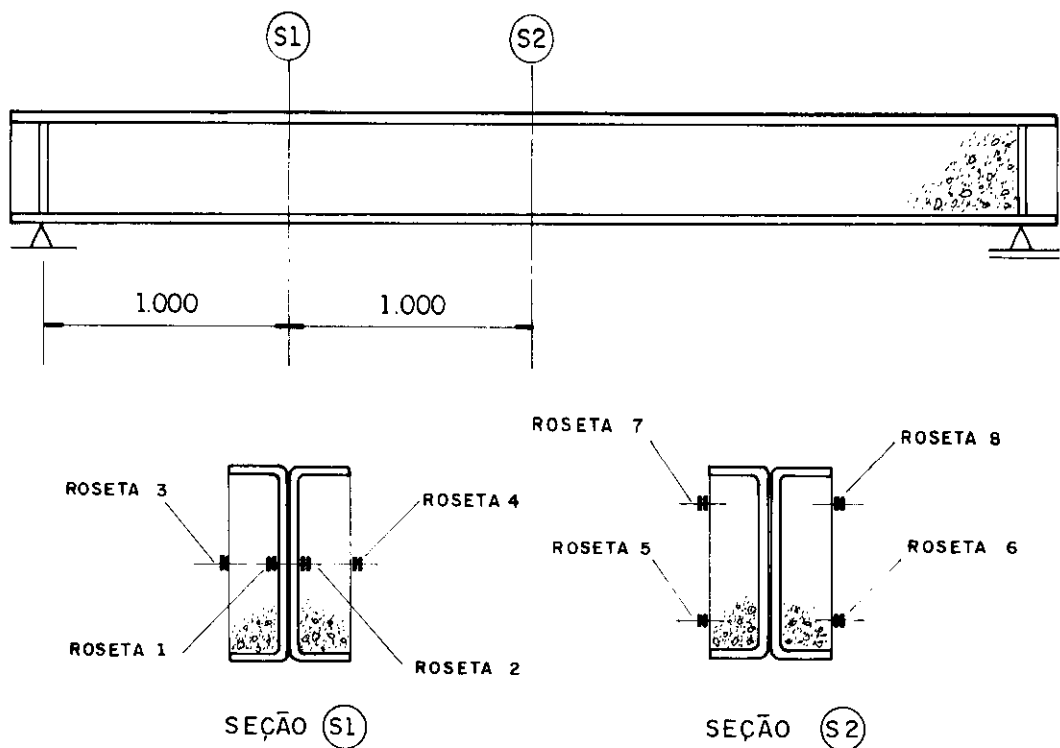


FIG. 6.10 — INSTRUMENTAÇÃO : NUMERAÇÃO DAS ROSETAS PARA AS VIGAS VP1 e VP2

6.3.2 - Análise teórica dos modelos

Os valores de deslocamentos e deformações em vários pontos da estrutura foram comparados aos valores teóricos obtidos com base na análise elástica, cujas hipóteses básicas e formulação estão apresentadas no subitem 6.2.1.

A figura 6.11 apresenta a seção transversal efetiva das vigas VP 1 e VP 2, mostrando a posição da linha neutra elástica e a distribuição de deformações ao longo da seção, cujos valores são dados por:

$$\epsilon(y) = \frac{M}{E I_h} y \quad (6.3.1)$$

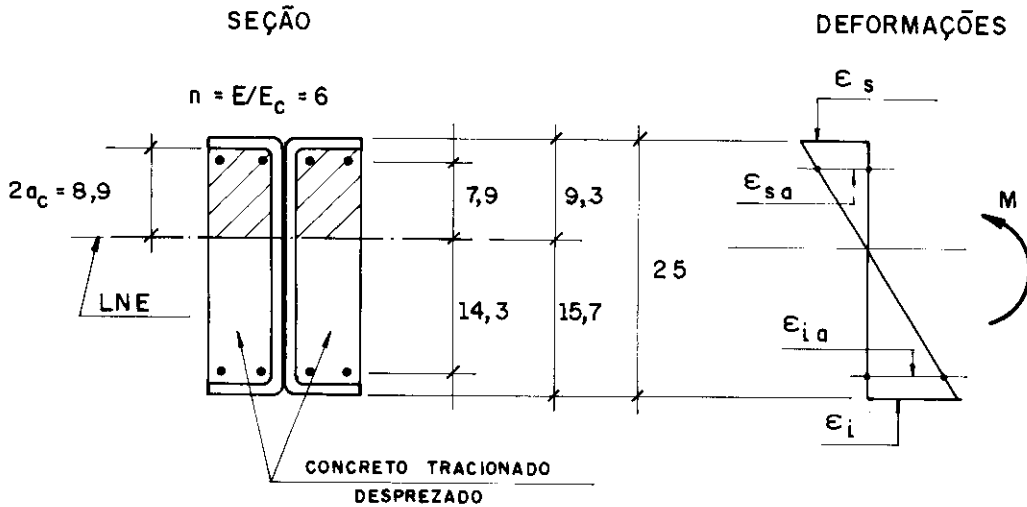
onde:

$\epsilon(y)$ = deformação específica numa fibra de ordenada y , com origem no centro de gravidade da seção homogeneizada efetiva.

I_h = momento fletor na seção.

E = módulo de elasticidade do aço, adotado 203.000 MPa.

I_h = momento de inércia da seção homogeneizada efetiva, dado pela expressão 6.2.7, $I_h = 3.432 \text{ cm}^4$, considerando $n = E/E_c = 6$.



ϵ_s : deformação na extremidade superior do perfil

ϵ_i : deformação na extremidade inferior do perfil

$\epsilon_{s,a}$: deformação nas barras superiores da armadura

$\epsilon_{i,a}$: deformação nas barras inferiores da armadura

NOTA : VALORES EM CENTÍMETROS

FIG. 6.11 — ANÁLISE ELÁSTICA SIMPLIFICADA DAS VIGAS VP1 e VP2

O momento fletor último das vigas foi comparado ao valor teórico obtido da análise totalmente plástica, onde as hipóteses e a formulação estão apresentadas no subitem 6.2.2.

A figura 6.12 mostra a seção transversal efetiva para análise de plastificação total e os respectivos diagramas retangulares de tensões para aço e concreto. O momento fletor nominal último (M_n) é dado pela equação 6.2.15, cujo valor obtido nesse caso, desconsiderando o fator 0,85 do efeito Rüschi, foi:

$$M_n = 76,6 \text{ kN.m}$$

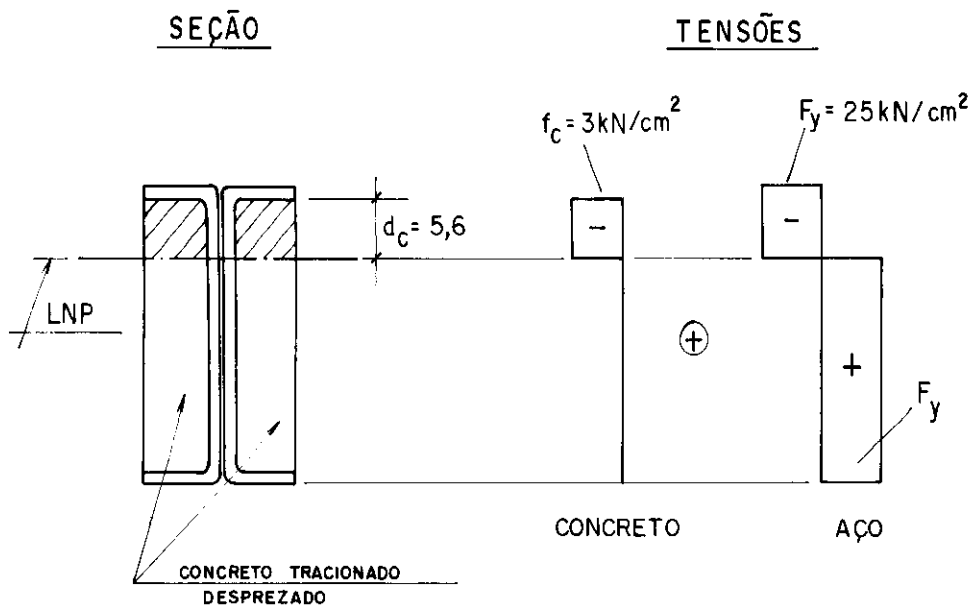


FIG. 6.12 - ANÁLISE TOTALMENTE PLÁSTICA DAS VIGAS VP1 e VP2

6.3.3 - Resultados dos ensaios - Caracterização dos materiais aço e concreto.

O procedimento utilizado para se determinar as propriedades mecânicas do aço das vigas foi o mesmo adotado nos ensaios anteriores, ou seja, ensaios à tração em seis corpos-de-prova de acordo com ASTM A 370 [5]. Os resultados desses ensaios estão apresentados na tabela 6.1.

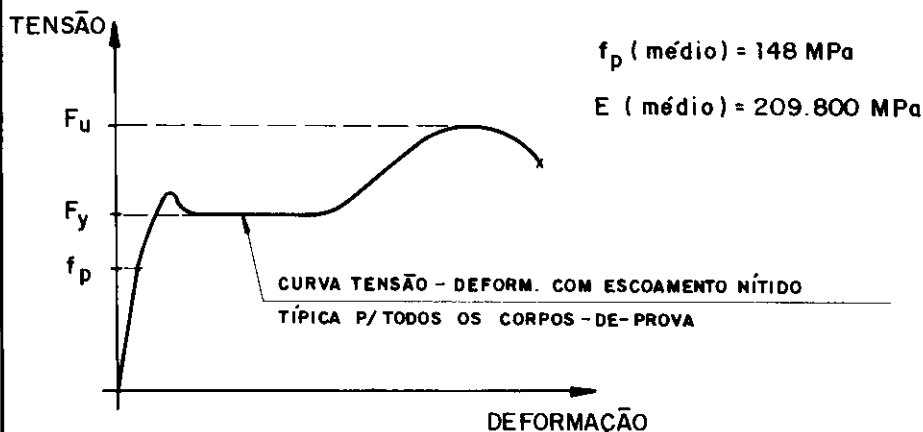
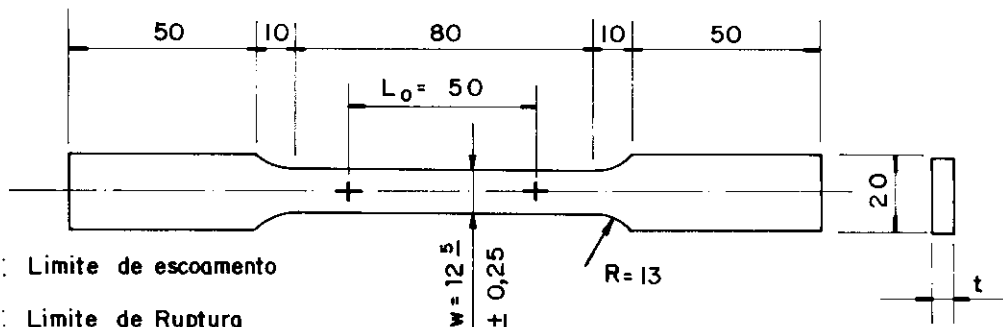
Para o concreto, a avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade também foi feita de maneira análoga às anteriores, isto é, com base em oito corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15x30 (cm). Os valores médios da resistência à compressão aos 28 dias (f_c) e do módulo de elasticidade tangente (E_c) estão apresentados a seguir:

$$(f_c)_{\text{médio}} = 31 \text{ MPa}$$

$$(E_c)_{\text{médio}} = 42.650 \text{ MPa}$$

**TABELA 6.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO DAS VIGAS VP1 e VP2
ENSAIO À TRAÇÃO SEGUNDO ASTM A370 [5]**

CP	w (mm)	t (mm)	A_g (mm ²)	L_0 (mm)	L (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	A (%)
1	12,5	3,8	47,5	50	71,8	252,6	351,6	43,6
2	12,5	3,8	47,5	50	69,0	249,5	349,5	38,0
3	12,5	3,8	47,5	50	70,4	254,7	351,6	40,8
4	12,6	3,8	47,88	50	71,3	252,7	348,8	42,6
5	12,6	3,8	47,88	50	73,1	249,6	350,9	46,2
6	12,6	3,8	47,88	50	69,5	245,4	349,8	39,0
VALOR MÉDIO						250,7	350,4	41,7



6.3.4 - Resultados dos ensaios - Deslocamentos

Os resultados dos deslocamentos obtidos nos ensaios das vigas mistas preenchidas VP 1 e VP 2 foram comparados aos valores teóricos dados pela análise elástica e aos valores obtidos nos ensaios das vigas de aço isoladas VA 1 e VA 2. As tabelas 6.2 e 6.3 apresentam os valores dos deslocamentos teóricos e os medidos nos ensaios das vigas VP 1 e VP 2, respectivamente, onde os deslocamentos foram medidos em pontos correspondentes a sextos do vão, de maneira análoga aos ensaios anteriores (figura 6.8).

Conforme já salientado, os valores teóricos foram obtidos com base na análise elástica e linear da estrutura, considerando um fator de homogeneização $n = E/E_c = 6$. Esses valores são apresentados a seguir:

Viga VP 1:

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,172 P_m$$

$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,302 P_m$$

$$\text{Ponto 3} \longrightarrow y_3 = 0,350 P_m$$

Viga VP 2:

$$\text{Pontos 1 e 5} \longrightarrow y_1 = y_5 = 0,243 p_{eq}$$

$$\text{Pontos 2 e 4} \longrightarrow y_2 = y_4 = 0,416 p_{eq}$$

$$\text{Pontos 3} \longrightarrow y_3 = 0,479 p_{eq}$$

onde:

y = deslocamento em mm.

$$P_m = \text{força média aplicada em kN} \longrightarrow P_m = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

p_{eq} = carregamento uniformemente distribuído equivalente, dado por:

$$p_{eq} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4}{4,00} \quad (\text{em kN/m})$$

P_i = força aplicada pelo macaco i ($i = 1, 2, 3, 4$)

TABELA 6.2 — VIGA VP1 — DESLOCAMENTOS (mm)												
P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P _{médio} (kN)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3					
			TEÓRICO	MEDIDO(1)	MEDIDO(5)	TEÓRICO	MEDIDO(2)	MEDIDO(4)	TEÓRICO	MEDIDO(3)		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4,82	5,20	5,01	0,86	0,56	0,60	1,51	0,96	1,04	1,75	1,18	1,75	1,18
9,63	10,40	10,01	1,72	1,16	1,24	3,02	2,03	2,11	3,50	2,42	3,50	2,42
14,34	15,60	14,97	2,58	1,99	2,13	4,53	3,47	3,56	5,25	4,11	5,25	4,11
19,16	20,91	20,03	3,44	2,84	3,00	6,04	4,95	5,02	7,00	5,84	7,00	5,84
23,93	26,06	25,00	4,30	3,69	3,83	7,55	6,44	6,52	8,75	7,55	8,75	7,55
28,69	31,32	30,00	5,16	4,56	4,73	9,06	7,98	8,04	10,50	9,30	10,50	9,30
33,45	36,52	34,99	6,02	5,50	5,70	10,57	9,68	9,72	12,25	11,30	12,25	11,30
38,27	41,77	40,02	6,88	6,52	6,70	12,08	11,46	11,49	14,00	13,48	14,00	13,48
43,09	47,03	45,06	7,74	8,02	8,08	13,59	14,19	14,21	15,75	16,80	15,75	16,80
47,64	52,02	49,83	8,60	10,22	10,23	15,10	18,29	18,37	17,50	21,86	17,50	21,86
52,82	57,81	55,31	9,46	14,80	14,96	16,61	27,31	27,68	19,25	33,40	19,25	33,40

TABELA 6.3 — VIGA VP2 — DESLOCAMENTOS (mm)												
P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)	P _{equiv.} (kN/m)	PONTO 1 / PONTO 5		PONTO 2 / PONTO 4		PONTO 3			
					TEÓRICO	MED.(1)	TEÓRICO	MED.(2)	TEÓRICO	MED.(3)		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
4,92	5,26	4,96	4,97	5,03	1,21	0,87	0,86	2,08	1,50	1,47	2,39	1,70
9,63	10,62	9,81	10,04	10,02	2,43	1,76	1,77	4,16	3,00	3,00	4,79	3,46
14,34	15,87	14,60	15,01	14,96	3,64	2,85	2,85	6,24	4,87	4,89	7,18	5,65
19,16	21,02	19,40	20,03	19,90	4,86	4,04	4,06	8,32	6,88	6,96	9,58	7,97
23,82	26,06	24,04	25,00	24,73	6,07	5,22	5,28	10,40	8,99	8,06	11,97	10,46
29,00	31,32	29,10	30,29	29,93	7,29	6,63	6,67	12,48	11,43	11,47	14,37	13,31
33,82	36,52	33,79	35,41	34,89	8,51	8,35	8,34	14,56	14,41	14,50	16,76	16,92
38,58	41,72	38,53	40,17	39,75	9,72	11,03	11,03	16,64	19,31	19,48	19,16	22,93
43,35	46,71	42,74	44,77	44,39	10,93	17,69	17,68	18,72	32,03	32,52	21,55	39,32

O gráfico 6.1 mostra as curvas de deslocamento a meio vão (ponto 3), obtidas experimentalmente para as vigas VP 1 e VA 1, onde aparecem ainda os valores teóricos dos deslocamentos da viga VP 1. Esses valores teóricos foram obtidos desprezando-se a região tracionada do concreto, assim, pode-se observar que nas primeiras etapas de carregamento, os valores experimentais ficaram em torno de 70% dos valores teóricos, diferença essa que foi diminuindo nas etapas posteriores, à medida que o estado de fissuração do concreto foi aumentando. É sempre bom lembrar que os valores teóricos aqui apresentados, são válidos somente em fase de proporcionalidade, entretanto, são apresentados nas tabelas e gráficos em todas as etapas de carregamento, com a finalidade de facilitar a comparação entre estes e os valores experimentais.

Da curva relativa à viga VP 1, pode-se notar uma mudança de inclinação a partir do ponto correspondente à força aplicada de 10 kN, instante esse onde iniciou-se a fissuração do concreto junto ao trecho central da viga.

O ganho de rigidez à flexão da viga VP 1 em relação à viga VA 1 foi significativo, o que pode ser visto comparando-se as correspondentes curvas de deslocamento. Esse ganho de rigidez ficou em torno de 90% nas etapas iniciais, caindo para 60% nas etapas posteriores.

O gráfico 6.2 apresenta esses mesmos resultados, avaliando-se o comportamento das vigas VP 2 e VA 2. As fotos 6.4 e 6.5 mostram, respectivamente, a posição deslocada da viga VP 2 para um carregamento uniformemente distribuído equivalente de 40 kN/m, e a posição final da viga após a retirada do carregamento.

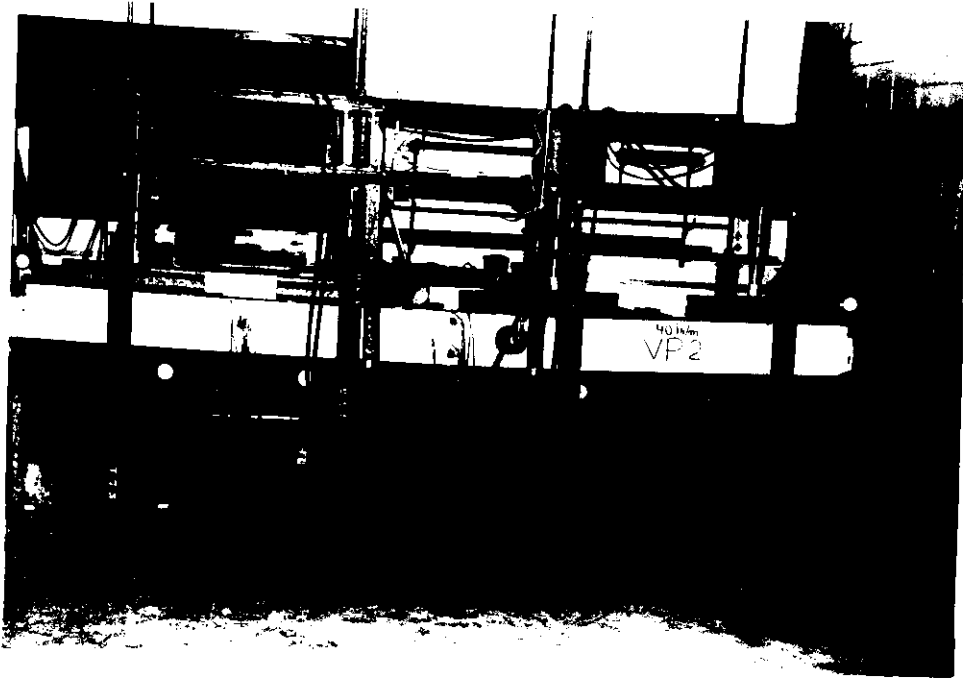


Foto 6.4 - Posição deslocada da viga preenchida VP 2 para $p_{eq} = 40 \text{ kN/m}$, que corresponde à 90% de p_u

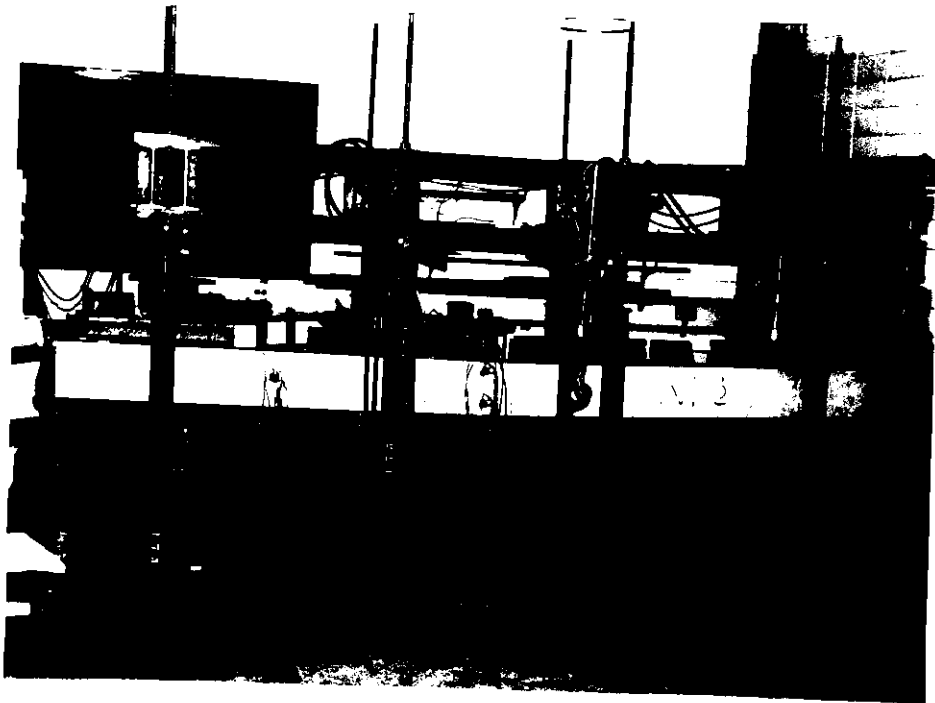
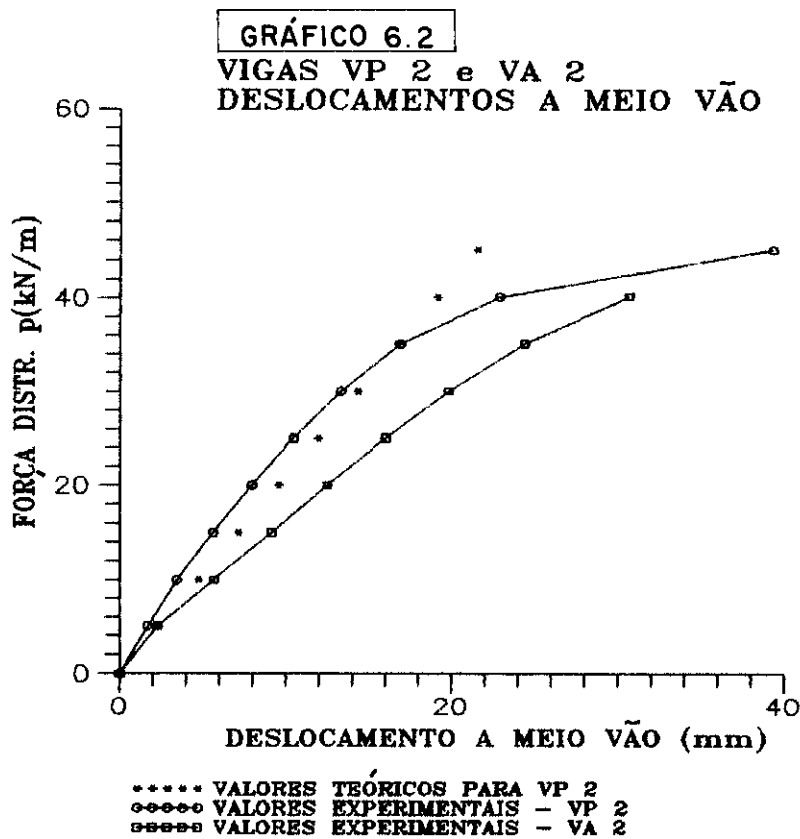
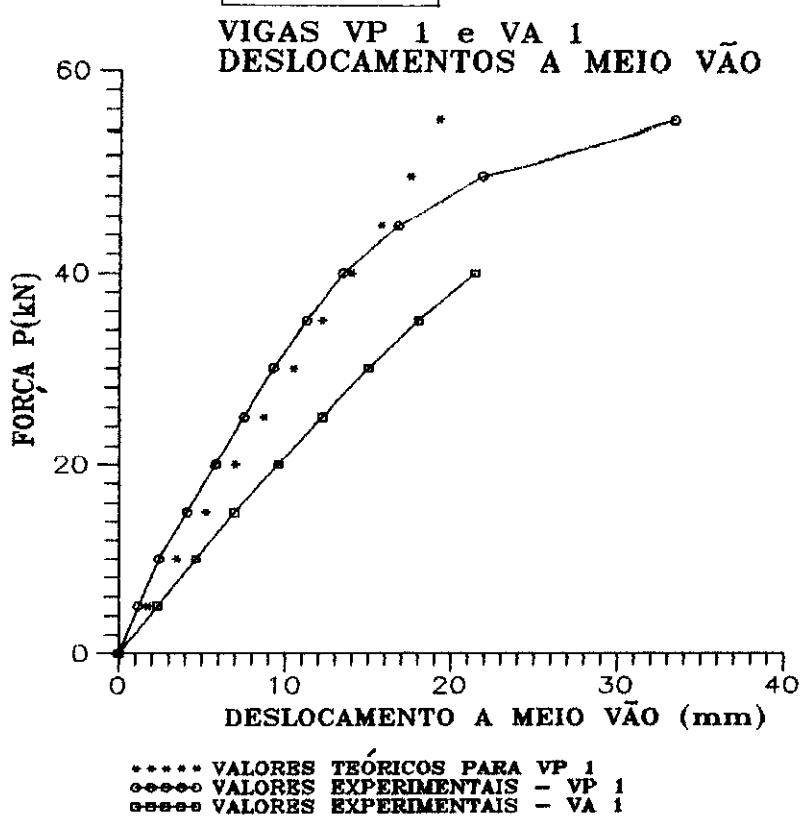


Foto 6.5 - Posição deslocada da viga preenchida VP 2 após a retirada do carregamento: *deslocamento residual*



6.3.5 - Resultados dos ensaios - Deformações e tensões

As deformações obtidas nos ensaios foram comparadas aos valores teóricos dados pela análise elástica (expressão 6.3.1). Os valores teóricos das deformações estão apresentados a seguir:

$$\epsilon_i = \frac{M}{E I_h} (15,7 \times 10^6)$$

$$\epsilon_s = \frac{M}{E I_h} (9,3 \times 10^6)$$

$$\epsilon_{ia} = \frac{M}{E I_h} (14,3 \times 10^6)$$

$$\epsilon_{sa} = \frac{M}{E I_h} (7,9 \times 10^6)$$

$$\epsilon_{im} = \frac{M}{E I_h} (15,0 \times 10^6)$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{M}{E I_h} (8,6 \times 10^6)$$

onde:

ϵ_i = deformação na mesa inferior do perfil, em $\mu\epsilon$.

ϵ_s = deformação na mesa superior do perfil, em $\mu\epsilon$.

ϵ_{ia} = deformação nas barras inferiores da armadura, em $\mu\epsilon$.

ϵ_{sa} = deformação nas barras superiores da armadura, em $\mu\epsilon$.

ϵ_{im} = deformação média inferior entre mesa do perfil e armadura, em $\mu\epsilon$.

ϵ_{sm} = deformação média superior entre mesa do perfil e armadura, em $\mu\epsilon$.

I_h = momento de inércia da seção homogeneizada efetiva, igual a 3.432cm^4 .

E = módulo de elasticidade do aço, adotado como 203.000 MPa.

A avaliação das tensões foi feita através dos valores das deformações, considerando comportamento elástico e linear dos materiais aço e concreto ($f = E\epsilon$).

O Anexo III deste trabalho contém os resultados de deformações de todos os extensômetros elétricos uniaxiais e rosetas retangulares posicionadas nas vigas VP 1 e VP 2.

Os principais resultados de deformações e tensões são apresentados sob a forma de gráficos, sendo importante lembrar que os valores teóricos, apesar de terem sido plotados para todas as etapas de carregamento, são válidos somente para a fase de proporcionalidade.

Os extensômetros elétricos uniaxiais e as rosetas retangulares foram posicionadas em duas seções, conforme mostra a figura 6.9.

Seção S1: situada a um quarto do vão.

Seção S2: situada a meio vão.

Na seção S1 foram posicionadas duas rosetas no aço e duas no concreto, na altura média da alma, cujo objetivo foi avaliar, no decorrer dos ensaios, as tensões de cisalhamento no aço e no concreto.

Na seção S2, onde a força cortante é nula, foram posicionadas quatro rosetas no concreto, próximas das faces inferior e superior da viga, assim buscou-se avaliar o estado de tensão junto a esses pontos e ainda obter indicações quanto ao aparecimento de fissuras no concreto (foto 6.6).



Foto 6.6 - Fissuração no concreto junto à seção S2 (viga VP 2)

ocorreu a flambagem local da mesa comprimida no trecho central da viga, porém esta se iniciou nas últimas etapas de carregamento, quando as deformações na mesa inferior do perfil já atingiam valores excessivos (foto 6.7). O concreto de preenchimento impediu deslocamentos verticais descendentes da chapa comprimida, conferindo uma vinculação adicional a esta chapa, dando indícios de um possível aumento na sua tensão crítica de flambagem.

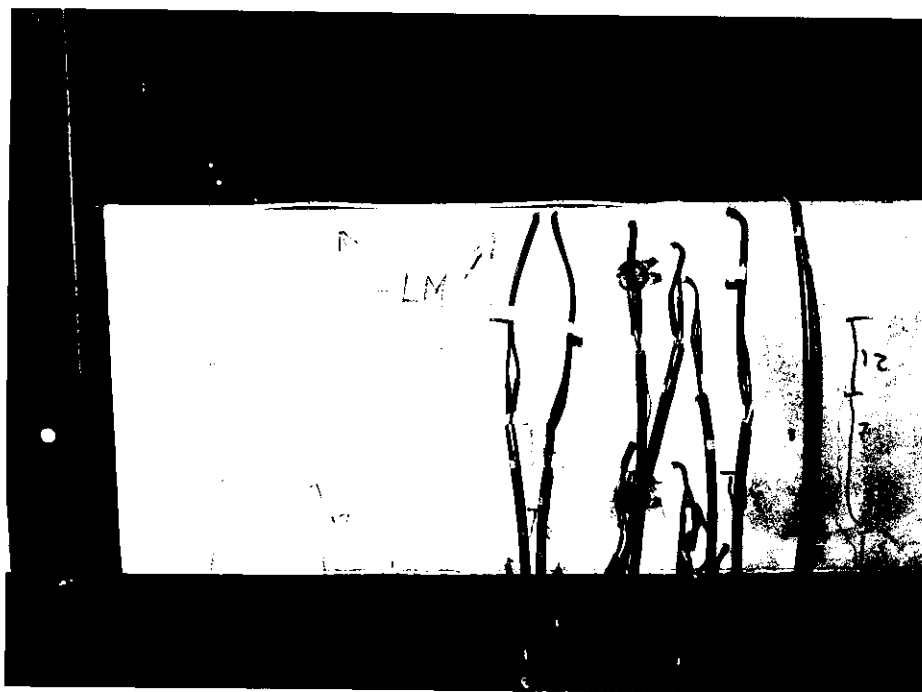


Foto 6.7 - Flambagem local da mesa comprimida - viga VP 1

Os gráficos 6.3 e 6.4 mostram, para a viga VP 1, o comportamento força-deformação das mesas do perfil de aço e das barras da armadura, para as partes inferior e superior da seção, respectivamente. Nesses gráficos, constam também os valores teóricos médios das deformações (ϵ_{im} , ϵ_{sm}), onde pode-se notar a proximidade desses valores com os valores experimentais.

GRÁFICO 6.3
VIGA PREENCHIDA VP 1
DEFORMACOES NO PERFIL E ARMADURA
SEÇÃO S2 - PARTE INFERIOR

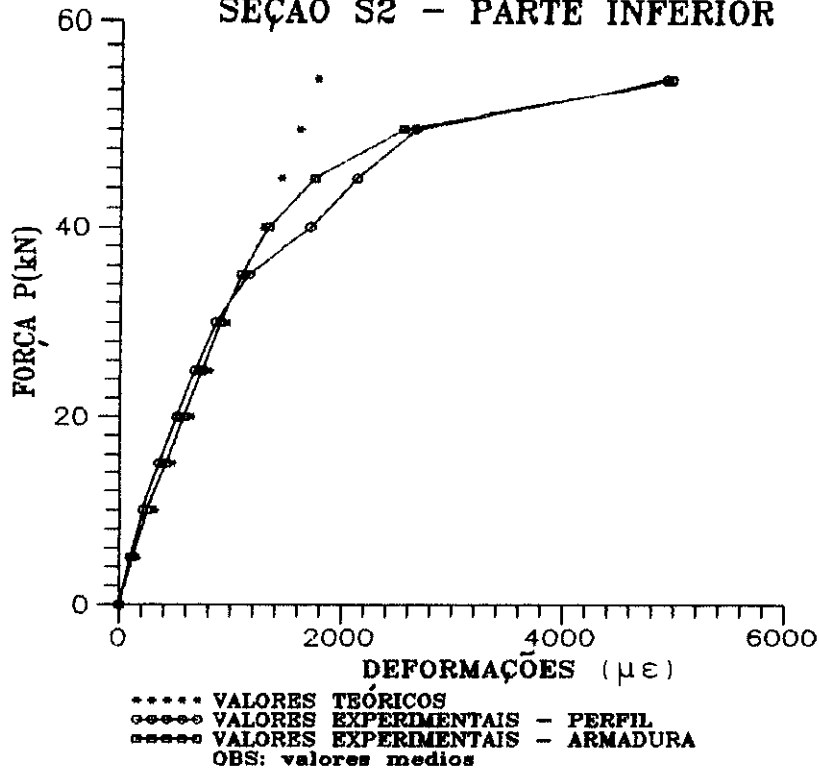
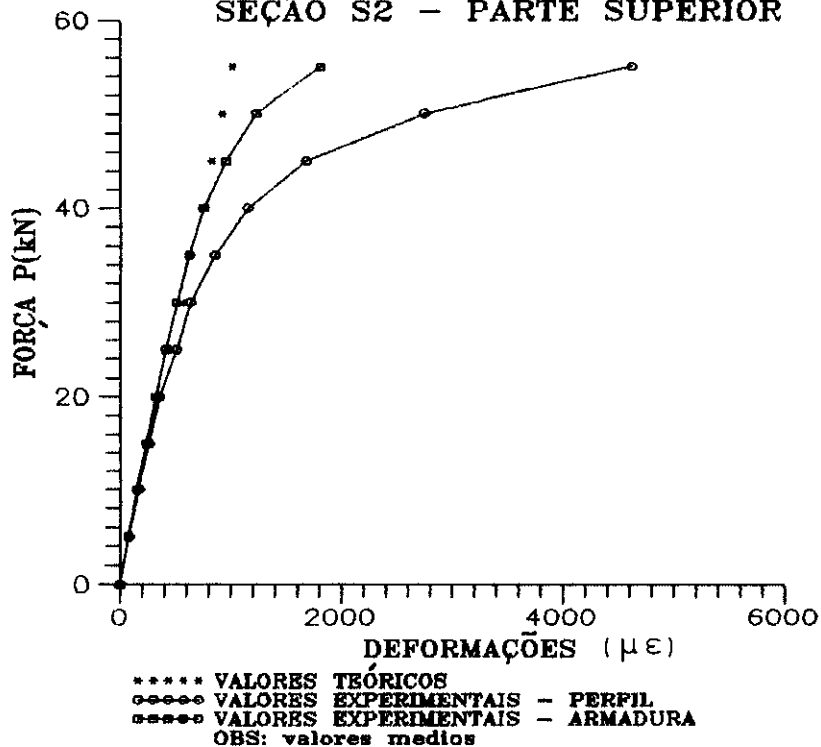


GRÁFICO 6.4
VIGA PREENCHIDA VP 1
DEFORMACOES NO PERFIL E ARMADURA
SEÇÃO S2 - PARTE SUPERIOR



VIGA PREENCHIDA VP 2
 DEFORMAÇÕES NO PERFIL E ARMADURA
 SEÇÃO S2 - PARTE INFERIOR

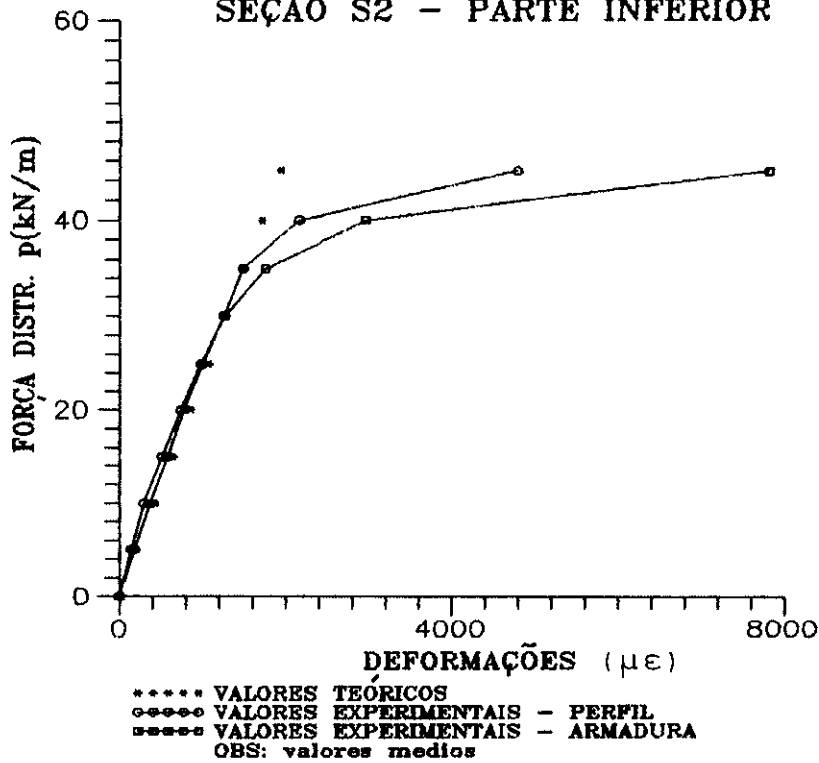
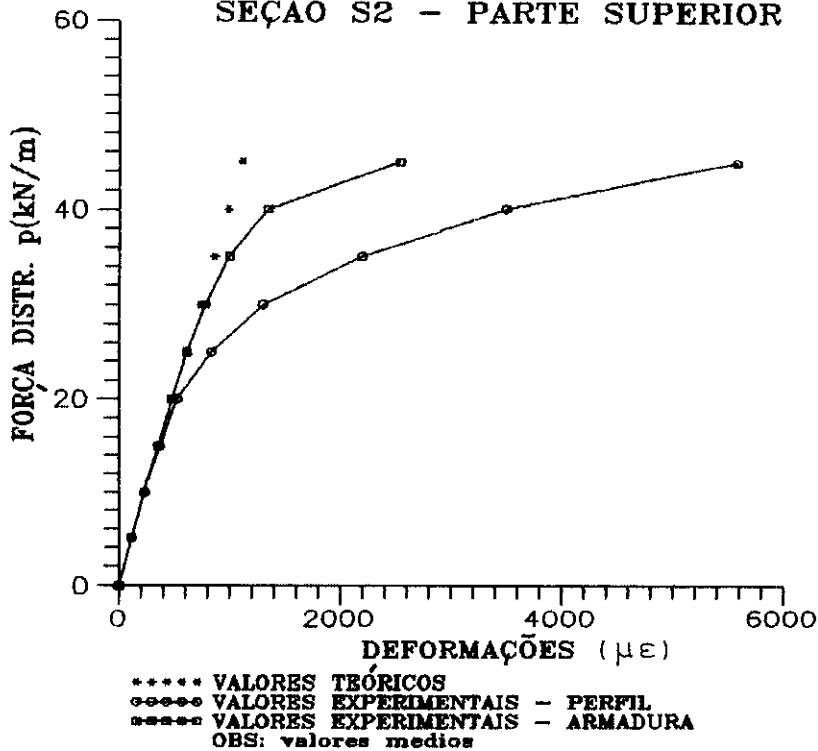


GRÁFICO 6.6

VIGA PREENCHIDA VP 2
 DEFORMAÇÕES NO PERFIL E ARMADURA
 SEÇÃO S2 - PARTE SUPERIOR



No gráfico 6.4, relativo à parte superior da seção, os valores de deformações na mesa vão se tornando cada vez maiores que os da armadura, fato este oriundo da ocorrência de deformações adicionais na mesa comprimida devido à flambagem local e à perda de aderência aço-concreto. O comportamento força-deformação da viga VP 2 foi análogo ao da viga VP 1 (gráficos 6.5, 6.6).

Os gráficos 6.7 e 6.8 mostram, para as vigas VP 1 e VP 2 respectivamente, os valores da tensão de cisalhamento vertical, obtidos através de deformações em rosetas posicionadas na altura média da alma. Esses gráficos também mostram as tensões de cisalhamento médias na alma das vigas de aço isoladas, obtidas dos ensaios das vigas VA 1 e VA 2, e os valores teóricos que correspondem às tensões médias na alma do perfil, dadas por:

$$(f_v)_{med} = \frac{V}{h t_w}$$

onde:

$(f_v)_{med}$ = tensão de cisalhamento média na alma.

V = força cortante.

h = altura livre entre mesas.

t_w = espessura da alma.

Dos gráficos 6.7 e 6.8 pode-se observar, a priori, que a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento foi bem significativa nas etapas iniciais de carregamento. No caso da viga VP 1, a tensão de cisalhamento nas etapas iniciais ficou em torno de 25% da tensão média obtida no ensaio da viga VA 1, aumentando para 70% nas etapas finais. A mesma análise, feita para as vigas VP 2 e VA 2, indicou uma relação das tensões de cisalhamento entre VP 2 e VA 2 em torno de 35% nas etapas iniciais, e 100% nas etapas finais.

Entretanto, em toda a extensão das vigas VP 1 e VP 2, as fissuras no concreto se mantiveram na vertical, o que pode ser visualizado na foto 6.8. À primeira vista, isto leva a concluir que, no estágio final de carregamento, as

"vigas laterais" de concreto armado se comportaram como que em flexão pura, ou seja, sem força cortante, imaginando-se assim, que toda a força cortante passou a ser resistida pela alma da viga de aço.

A ocorrência de fissuras verticais no concreto indicou que, aparentemente, não houve a mobilização de bielas de compressão inclinadas no concreto e nem o trabalho à tração dos estribos, descaracterizando o comportamento de treliça, que comprovadamente ocorre nas vigas de concreto armado.

Com base nesses dois ensaios apenas, e sem um esquema de instrumentação adequado para esse fim, como por exemplo, instrumentação dos estribos e da alma do perfil de aço em vários pontos, de modo a se obter um perfil da distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da seção, é extremamente difícil concluir aspectos relativos ao comportamento resistente da estrutura, com relação ao cisalhamento.



Foto 6.8 - Vista geral do estado de fissuração do concreto, onde percebe-se a ocorrência de fissuras verticais ao longo de toda a extensão da viga

GRÁFICO 6.7

VIGAS VA 1 e VP 1
CISALHAMENTO - SEÇÃO S1

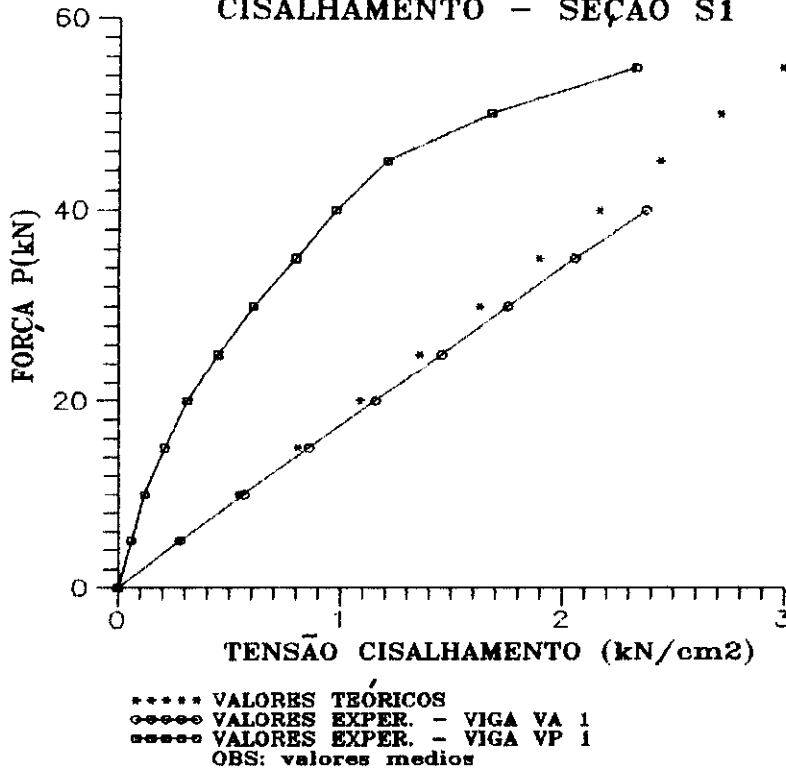
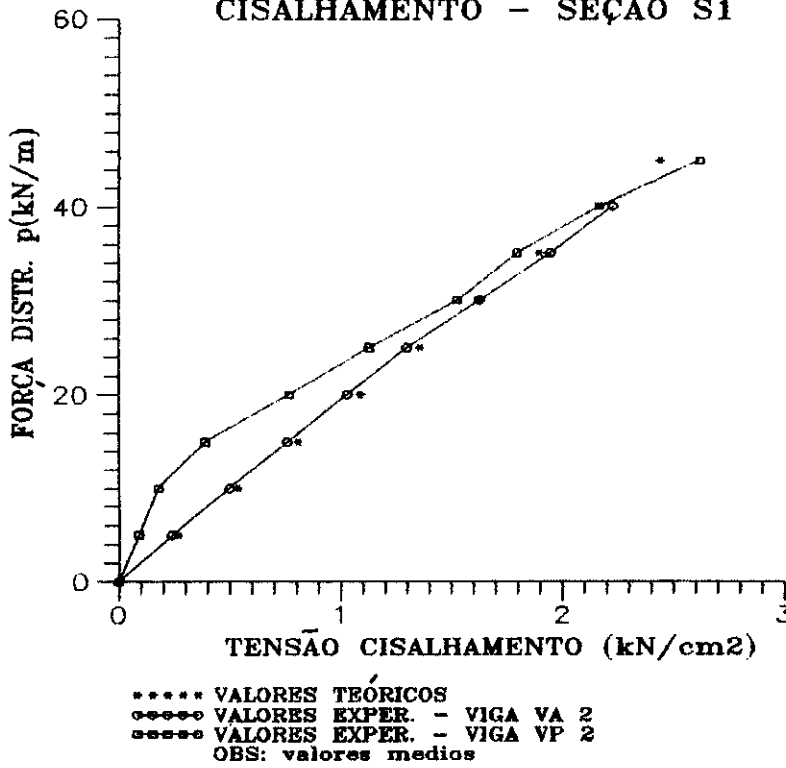


GRÁFICO 6.8

VIGAS VA 2 e VP 2
CISALHAMENTO - SEÇÃO S1



CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES

7.1 - ASPECTOS GERAIS DO TRABALHO

Ao término desse trabalho, pode-se dizer que os objetivos inicialmente traçados foram, em geral, atingidos. Tais objetivos consistiam em analisar, experimentalmente, o comportamento estrutural e comprovar a viabilidade estrutural de conectores de cisalhamento e de vigas mistas aço-concreto utilizando-se perfis de chapa dobrada.

Os resultados experimentais oriundos dos ensaios em vigas foram comparados a valores teóricos obtidos de modelos simples e tradicionais. Dentre as análises teóricas apresentadas no capítulo 4 desse trabalho, duas mereceram atenção especial: a análise elástica simplificada, por representar muito bem o comportamento da estrutura durante as etapas iniciais de carregamento (fase linear de comportamento); e a análise totalmente plástica, que pressupõe uma situação extrema de plastificação total da seção. Essa última vem sendo adotada pelas normas técnicas que se baseiam no método dos estados limites.

Os trabalhos experimentais iniciaram-se pela avaliação das propriedades mecânicas do aço dos conectores e das vigas. Esse material foi recebido em três etapas, não

contendo especificação do fabricante, ou seja, consistindo em aço de "qualidade comum". Os ensaios mecânicos de tração foram conduzidos de acordo com a especificação ASTM A370 [5] e seus resultados estão sintetizados no quadro 1.1 apresentado no capítulo 1 desse trabalho.

Tais ensaios mostraram uma pequena variabilidade de resultados dentro de um mesmo lote, porém essa variabilidade pode ser grande de lote para lote, ou mesmo de chapa para chapa, já que dentro de um mesmo lote de material pode haver chapas de origens distintas.

Nos projetos, essa grande variabilidade implica em dificuldades ao se adotar valores de propriedades mecânicas (limite de escoamento e limite de resistência), uma vez que, na grande maioria dos casos, não são feitos ensaios mecânicos para se determinar tais propriedades. Esse fato leva à adoção de valores relativamente baixos para os limites de escoamento e de resistência do aço, baseando-se, em geral, nos aços correspondentes à classificação SAE 1010 (teor de carbono em torno de 0,10%), cujos valores são, aproximadamente:

$$\begin{array}{ll} F_y = 180 \text{ MPa} & \text{-----} \text{ limite de escoamento} \\ F_u = 320 \text{ MPa} & \text{-----} \text{ limite de resistência} \end{array}$$

O pequeno número de amostras aqui ensaiadas não tem carácter representativo para se propor valores adequados dos limites de escoamento e de ruptura do aço para uso em projetos, entretanto, a experiência relativa aos ensaios à tração com essa categoria de aços tem indicado, com freqüência, a ocorrência de valores mais elevados para tais propriedades. Tal fato pode ser observado no quadro 1.1, onde, para o segundo lote ensaiado obteve-se para limite de escoamento e de ruptura os valores médios 377 MPa e 543 MPa, respectivamente.

7.2 - CONECTORES DE CISALHAMENTO

A avaliação do comportamento força-deslocamento em conectores de cisalhamento constituídos por perfis de chapa dobrada foi feita com base em ensaios padronizados, tipo "push-out", em modelos adaptados àqueles apresentados na norma britânica BS 5400 [15] e ECCS [25].

Inicialmente, tentou-se executar os ensaios com o modelo colocado em posição invertida à normalizada, o que proporcionaria algumas vantagens, como por exemplo, a possibilidade de se utilizar dois macacos de menor capacidade nominal ao invés de apenas um de capacidade maior, com isso, poder-se-ia utilizar também uma estrutura de reação mais leve. Porém, tal iniciativa não apresentou bons resultados, pois houve falha prematura do concreto por flexão, ocasionada por aberturas laterais excessivas das lajes (ver figuras 3.11, 3.12 e gráfico 3.2 - capítulo 3).

A medida dos deslocamentos relativo aço-concreto foi feita em quatro pontos, simétricos dois a dois, utilizando-se relógios comparadores com sensibilidade de 0,001 mm. Alguns efeitos secundários, como por exemplo, não verticalidade do modelo e do macaco e uma inadequada regularização do concreto na base, provocaram aumentos na variabilidade entre os valores dos quatro deslocamentos medidos, o que pode ser visualizado no gráfico 3.3 (capítulo 3). Entretanto, os valores da força última apresentaram pequenas variabilidades para um mesmo tipo de conector, conforme pode ser visto na tabela 3.4 - capítulo 3.

A posição dos conectores no modelo de ensaio, denominada posição I ou II (figura 3.9 - capítulo 3), teve pequena influência no valor da capacidade última, mas apresentou influência considerável no valor do deslocamento relativo máximo. Em todos os casos, os conectores na posição I se mostraram mais flexíveis (dúcteis) que os mesmos na posição II. Um exemplo dessa diferença pode ser visto no gráfico 3.4 - capítulo 3, para os conectores do tipo E.

Sendo a flexibilidade uma importante propriedade requerida para os conectores de cisalhamento, recomenda-se o uso desses na posição I, o que foi adotado no caso das vigas mistas ensaiadas nesse trabalho (vigas VM 1 a VM 4), conforme mostram as figuras 5.2 e 5.3 - capítulo 5.

Adotar conectores em chapa dobrada, nos projetos, acaba se defrontando com algumas dificuldades de ordem técnica, como por exemplo, avaliar a capacidade nominal de tais conectores. Atualmente, para contornar esse problema, tem-se observado por parte dos calculistas a utilização de algumas expressões apresentadas em normas, mas que, todavia, foram deduzidas experimentalmente para outros tipos de conectores e sob outras condições de aplicação.

Um caso muito freqüente acontece com os conectores do tipo "U" em chapa dobrada, onde sua capacidade nominal muitas vezes é avaliada com base na expressão 3.4.5, apresentada no capítulo 3 e reproduzida a seguir, que foi deduzida para conectores do tipo perfil "U" laminado.

$$P_n = 0,0365(t_f + 0,5t_w)L_{cs} \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa})$$

onde:

P_n = capacidade nominal do conector, em kN.

t_f = espessura média da mesa, em mm.

t_w = espessura da alma, em mm.

L_{cs} = comprimento do conector, em mm.

Os ensaios que deram origem a essa expressão, foram feitos para concretos com densidade normal (acima de 2.200 Kg/m³) e f_{ck} entre 20 MPa e 28 MPa.

No caso de conectores de chapa dobrada, tem-se observado a utilização dessa mesma expressão, porém substituindo as espessuras t_f e t_w pela espessura da chapa em questão (t).

O quadro 7.1 apresenta uma comparação entre valores teóricos da capacidade nominal (q_n), obtidos da expressão 3.4.5, e valores experimentais da capacidade última (P_u), obtidos nos ensaios "push-out", para conectores do tipo perfil "U" em chapa dobrada (tipos E e F).

Observa-se que, em todos os casos, os valores experimentais resultaram maiores que os valores nominais, cuja relação variou de 1,21 (posição II) a 1,83 (posição I). A princípio, essa expressão se mostra conservadora para ser utilizada no caso de conectores do tipo "U" em chapa dobrada, entretanto, face à pequena quantidade de ensaios aqui realizados, não é possível propor valores da capacidade última desse tipo de conectores para dimensões e condições diferentes das adotadas nos ensaios.

QUADRO 7.1 — COMPARAÇÃO ENTRE VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DA CAPACIDADE DE CONECTORES DO TIPO "U"

TIPO	CONECTOR	VALOR TEÓRICO	VAL. EXPERIMENTAIS P_u (kN)		P_u / q_n	
		q_n (kN)	POSIÇÃO I	POSIÇÃO II	POSIÇÃO I	POSIÇÃO II
E	C 75 x 40 x 2,66 $\ell = 100$ mm	71	130	125	1,83	1,76
			120	115	1,69	1,62
			122,5	125	1,72	1,76
F	C 75 x 40 x 4,76 $\ell = 100$ mm	128	215	155	1,68	1,21
			200	175	1,56	1,37
			195	175	1,52	1,37

NOTAS:

ℓ = comprimento do conector

concreto : $f_{ck} = 24$ MPa

q_n = capacidade nominal de conectores do tipo "U" laminado segundo as normas do AISC [1, 2] e a NBR 8800 [10]

P_u = força de ruptura obtida nos ensaios "push-out" para conectores do tipo "U" em chapa dobrada.

POSIÇÕES I, II : ver figura 3.9

A análise experimental das vigas foi desenvolvida em três etapas:

- 1 - ensaios em vigas de aço "puras" (sem concreto),
- 2 - ensaios em vigas mistas convencionais (seção T),
- 3 - ensaios em vigas mistas preenchidas com concreto.

Em todos os casos, a viga de aço foi mantida com as mesmas dimensões (seção transversal e vão), variando-se o tipo de carregamento (concentrado a dois pontos ou distribuído a oito pontos), e no caso das vigas mistas, o grau de conexão (interação completa e parcial). Os resultados das duas primeiras etapas estão apresentados no capítulo 5 e os da terceira etapa, no capítulo 6.

O objetivo básico dos ensaios em vigas de aço "puras" foi o de avaliar o comportamento geral de vigas com seção "I", constituídas pela composição de dois perfis "U" através de solda intermitente.

A instrumentação disposta em seções sem e com solda de composição, seções S2 e S3, respectivamente, indicou pequenas diferenças nos valores de deformações nessas duas seções (ver gráficos 5.11 e 5.12 - capítulo 5).

A tensão de cisalhamento na seção S1, avaliada através das deformações em duas rosetas posicionadas simetricamente, uma em cada perfil e na altura média da alma, apresentou valores muito distantes entre si, embora o valor médio tenha se mantido próximo do valor teórico ao longo de todo o ensaio, Isso pode ser facilmente visualizado nos gráficos 5.13 e 5.14 - capítulo 5. Tal fato pode ser creditado a imperfeições construtivas das vigas e ao esquema de ensaio, como por exemplo, desnível entre os dois perfis componentes (figura 7.1), ocasionando excentricidades na aplicação de forças. Entretanto, sabe-se que essa diferença torna-se muito pequena, quando o apoio da viga é feito pelas almas dos perfis, o que ocorre na grande maioria dos casos (figura 7.2).

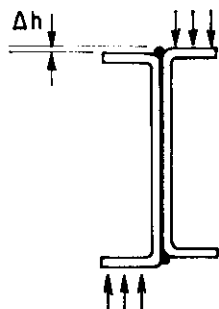


FIG. 7.1 — IMPERFEIÇÃO CONSTRUTIVA DAS VIGAS :
DESNÍVEL Δh PROVOCANDO EXCEN-
TRICIDADES NA APLICAÇÃO DA FORÇA.

SEÇÃO TRANSVERSAL

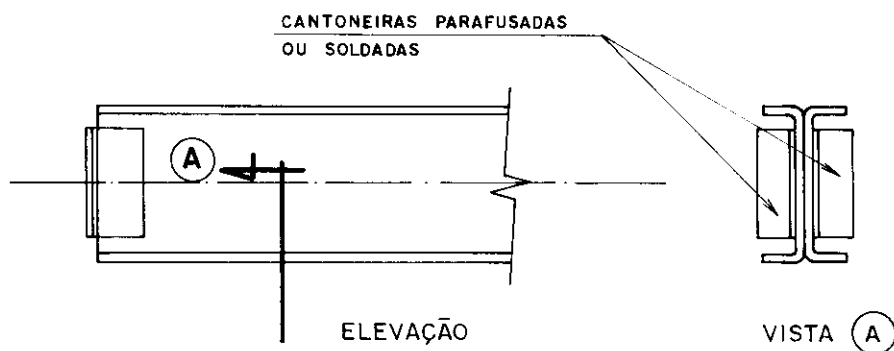


FIG. 7.2 — APOIO DA VIGA ATRAVÉS DAS ALMAS DOS PERFIS :
LIGAÇÃO FLEXÍVEL TÍPICA

Os ensaios nas quatro vigas mistas (seção T) permitiram avaliar o comportamento global desses elementos, em especial, o efeito da interação aço-concreto e a distribuição de deformações ao longo de algumas seções.

Os gráficos força-deslocamento (gráficos 5.3 a 5.6 capítulo 5) apresentam os valores experimentais dos deslocamentos máximos (a meio vão), juntamente com valores teóricos obtidos pela análise elástica simplificada. Nesses gráficos nota-se a proximidade entre valores teóricos e experimentais nas primeiras etapas de carregamento. Nota-se ainda o

instante em que se iniciou a perda de aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, caracterizado por uma diminuição brusca da rigidez à flexão das vigas, o que pode ser visualizado pela mudança na inclinação das curvas.

Esse fenômeno ocorreu de maneira mais intensa nas vigas com interação parcial, principalmente na viga VM 3 que foi ensaiada sob carregamento concentrado, já que o fluxo de cisalhamento é praticamente constante ao longo dos trechos compreendidos entre os apoios e os pontos de aplicação da força. Nas vigas com interação total, tal fenômeno não foi significativo.

É interessante salientar que enquanto houve o efeito da aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, os valores dos deslocamentos se mantiveram muito próximos daqueles dados pela análise elástica simplificada, independentemente do grau de interação das vigas, o que mostra que os conectores de cisalhamento passaram a ser solicitados somente após o início da perda de aderência entre os dois materiais ao longo da mesa superior do perfil. Cabe lembrar que tal efeito de aderência é desprezado no cálculo de vigas mistas, onde admite-se que todo o fluxo de cisalhamento é resistido apenas pelos conectores.

Quanto ao cisalhamento, observou-se nos ensaios das vigas mistas uma distribuição uniforme de tensões entre os dois perfis componentes da viga (gráfico 5.19 - capítulo 5), o que não ocorreu nos ensaios das vigas de aço "puras". Tal fato ocorreu, em grande parte, devido à existência da laje de concreto, cuja rigidez foi suficiente para distribuir o carregamento aos dois perfis componentes da viga.

A contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento também pode ser observada no gráfico 5.19, comparando-se os valores experimentais da tensão de cisalhamento na alma dos perfis com os valores teóricos médios. A diferença entre esses valores reflete, a grosso modo, a contribuição do concreto. Entretanto, tal

contribuição não é considerada nos cálculos, mesmo porque em vigas de edifícios, a resistência à força cortante não constitui fator preponderante na grande maioria dos casos.

De maneira geral, conclui-se que a utilização de vigas mistas constituídas de perfis de chapa dobrada é viável sob o ponto de vista estrutural, não apresentando diferenças significativas de comportamento se comparadas às vigas mistas tradicionais, ou seja, às constituídas por perfis laminados e soldados.

O modo de falha ocorrido nos ensaios das vigas de aço "puras", que foi a flambagem local da mesa, não ocorreu nos ensaios das vigas mistas, o que confirma a hipótese de que o concreto confere travamento contínuo à mesa superior (comprimida) do perfil. Mesmo assim, em se tratando de chapas finas, a formação da rótula plástica não ficou caracterizada, pois, nas etapas finais de carregamento, ocorreu flexão localizada da mesa superior junto aos conectores, cuja causa foi o deslocamento excessivo de tais conectores.

O quadro 7.2 apresenta um resumo dos resultados experimentais e teóricos, considerando a análise totalmente plástica da seção. Para as vigas mistas, os valores teóricos e experimentais ficaram próximos, apesar da não caracterização da formação de rótula plástica no trecho de momento fletor máximo.

Os resultados experimentais aqui obtidos não são suficientes para se propor critérios de dimensionamento específicos para tais elementos, porém constatou-se que a utilização de análises simples e tradicionais, como a análise elástica simplificada, pode ser perfeitamente utilizada para as vigas mistas com interação total.

Adotar interação total ou parcial acaba sendo, muitas vezes, função de análises de custo, que envolvem relações entre a resistência à flexão da viga e o custo de

fabrificação da viga com os conectores (material e processo de fixação).

QUADRO 7.2 - RESUMO DOS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS PARA AS VIGAS DE AÇO E MISTAS.				
VIGA	⁽¹⁾ M_n (kN.m)	⁽²⁾ M_u (kN.m)	M_u / M_n	OBSERVAÇÕES
VA 1	86	64	0,74	OCORREU FLM
VA 2	86	80	0,93	OCORREU FLM
VM 1	212	195	0,92	ENSAIO INTERROMPIDO : INSTABILIDADE DO PÓRTICO DE REAÇÃO
VM 2	212	210	0,99	
VM 3	182	165	0,91	RUPTURA DO CONCRETO NAS PROXIMIDADES DE CONECTOR
VM 4	182	180	0,99	RUPTURA DO CONCRETO NAS PROXIMIDADES DE CONECTOR
<p>(1) M_n : momento nominal resistente (teórico) considerando $f_c = f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ e $F_y = 377 \text{ MPa}$</p> <p>(2) M_u : momento fletor último obtido nos ensaios.</p>				

Sob o ponto de vista estrutural, não há diferenças significativas de comportamento entre vigas mistas com interação total e parcial, enquanto houver o efeito de aderência entre aço e concreto ao longo da mesa superior do perfil. Porém é aconselhável, sempre que possível, adotar interação total, pois após o início da perda dessa aderência, as vigas com interação parcial apresentam uma

diminuição brusca na rigidez à flexão, o que não ocorre com as vigas com interação total. Esse fato pode ser visualizado nos gráficos 5.7 e 5.8 apresentados no capítulo 5.

Quanto à análise totalmente plástica, apesar da proximidade entre valores teóricos e experimentais (quadro 7.2), a formação de rótulas plásticas nesse caso não ficou bem caracterizada. De qualquer modo, entende-se que a utilização de tal análise para vigas mistas com perfis de chapa dobrada deve ser feita sob restrições, uma vez que tal assunto requer estudos mais específicos.

As vigas mistas preenchidas, cujas análises teóricas e os resultados experimentais estão apresentados no capítulo 6, aparecem aqui como proposta de um elemento estrutural misto pré-fabricado, onde em alguns casos, sua utilização poderá ser vantajosa em relação aos elementos de aço "puros" ou de concreto pré-moldado. É importante salientar que o estudo aqui apresentado teve carácter puramente introdutório.

Os gráficos 6.1 a 6.6 - capítulo 6 mostram os resultados teóricos e experimentais dos deslocamentos máximos (a meio vão) e das deformações no perfil e nas barras da armadura, onde pode-se notar que, pela proximidade dos resultados, a análise elástica simplificada representou muito bem o comportamento da estrutura na sua fase de proporcionalidade.

Quanto ao estado de deformação/tensão no concreto, nos pontos onde se posicionou as rosetas 5,6,7 e 8 (figura 6.10 - cap. 6), não foi possível obter muitas conclusões, uma vez que tais resultados apresentaram grande dispersão. Um possível efeito de confinamento do concreto conferido pelas mesas do perfil, se ocorreu não foi significativo, uma vez que, em se tratando de chapa fina, essa não apresentou rigidez suficiente para tal.

O estado de fissuração do concreto, que pode ser visualizado na foto 6.8 - capítulo 6, consistiu em fissuras predominantemente verticais ao longo de toda a viga, mesmo nos trechos onde a força cortante não era nula. Esse fato deu indícios de que não houve a mobilização de bielas de compressão inclinadas no concreto, e conseqüentemente a não solicitação dos estribos à tração, indicando que a quase totalidade da força cortante teria sido resistida pelas almas do perfil de aço.

Entretanto, a avaliação das tensões de cisalhamento nas almas dos perfis através de rosetas posicionadas na sua altura média (ver gráficos 6.7 e 6.8 - cap 6), indicou valores relativamente baixos nas etapas iniciais dos ensaios (concreto pouco fissurado), demonstrando que as "vigas laterais" de concreto armado contribuíram na resistência ao cisalhamento.

Infelizmente, a instrumentação disposta nas vigas VP 1 e VP 2 não foi suficiente para se obter conclusões relativas ao comportamento resistente à força cortante, mesmo porque não havia sido prevista uma análise mais detalhada sobre tal aspecto.

De maneira geral, esses elementos apresentaram um comportamento estrutural compatível com as expectativas. Dando continuidade ao tema, ensaios complementares deverão ser conduzidos no sentido de melhor investigar alguns aspectos, como por exemplo, o comportamento resistente à força cortante e a não utilização de armadura no concreto.

CAPÍTULO 8 - BIBLIOGRAFIA

- 1 - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Allowable stress design (ASD). Chicago, 1989.
- 2 - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Load and resistance factor design (LRFD). Chicago, 1986.
- 3 - AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Cold-formed steel design manual. Washington, DC, 1980.
- 4 - AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE: Cold-formed steel design manual. Washington, DC, 1986.
- 5 - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard methods and definitions for mechanical testing of steel products (A370-77)." In: . " 1986 Annual book of ASTM standards: section 1 - Iron and steel products." Philadelphia, 1986. v.01.04, p.266-321.
- 6 - ANSOURIAN, P. Experiments on continuous composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, p.25-51, December, 1981.
- 7 - ANSOURIAN, P. Plastic rotation of composite beams. Journal of the Structural Division, ASCE, v.108, n.3, p.643-659, March, 1982.

- 8 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-143/67:
Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves. Rio de Janeiro, 1967.
- 9 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118:
Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1988.
- 10 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-8800:
Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.
- 11 - BARNARD, P.R., JOHNSON, R.P. Plastic behaviour of continuous composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.32, p.181-197, October, 1965.
- 12 - BARNARD, P.R., JOHNSON, R.P. Ultimate strength of composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.32, p.161-179, October, 1965.
- 13 - BASLER, K. Strength of plate girders in shear. Journal of the Structural Division, ASCE, v.87, p.151-180, October, 1961.
- 14 - BLEICH, F. apud YU, W.W. Cold-formed steel design. New York: John Wiley & Sons, 1985. ref.3.2.
- 15 - BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS-5400, part 5:
Steel, concrete and composite bridges: code of practice for design of composite bridges. London, 1979.
- 16 - BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS-5950, part 1:
Structural use of steelwork in building: code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled sections. London, 1990.

- 17 - BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS-5950, part 3: Structural use of steelwork in building: code of practice for design of simple and continuous composite beams. London, 1990.
- 18 - BUCKNER, C.D. et alii. Shear strength of slabs in stub girder. Journal of the Structural Division, ASCE, v.107, n.2, p.273-280, February, 1981.
- 19 - CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). CAN3-S136-M84: Cold-formed steel structural members. Toronto, 1984.
- 20 - CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). CAN3-S161-M84: Steel structures for buildings (limit states design). Toronto, 1984.
- 21 - CHAPMAN, J.C. Composite construction in steel and concrete: the behaviour of composite beams. The Structural Engineer, v.42, n.4, p.115-125, April, 1964.
- 22 - CHAPMAN, J.C., BALAKRISHMAN, S. Experiments on composite beams. The Structural Engineer, v.42, n.11, p.369-383, November, 1964.
- 23 - CLIMENHAGA, J.J., JOHNSON, R.P. Local buckling in continuous composite beams. The Structural Engineer, v.50, n.9, p.367-374, September, 1972.
- 24 - EASTERLING, S.W., YOUNG, C.S. Strength of composite slabs. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.118, n.9, p.2370-2389, September, 1992.
- 25 - EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. Composite structures. London: The Construction Press, 1981.

- 26 - FRISOLINI, G. et alii. I collegamenti trave-soletta con bulloni ad alta resistenza nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Costruzioni Metalliche, n.5, p.251-265, 1976.
- 27 - GALAMBOS, T.V. Inelastic lateral buckling of beams. Journal of the Structural Division, ASCE, v.89, October, 1963.
- 28 - GALAMBOS, T.V. Structural members and frames. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1968.
- 29 - GOBLE, G.G. Shear strength of thin flange composite specimens. AISC Engineering Journal, v.5, p.62-65, April, 1968.
- 30 - HUNAITI, Y. et alii. Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. Journal Construction Steel Research, v.22, p.39-55, 1992.
- 31 - JOHNSON, R.P. Composite beam design. The Consulting Engineer, v.32, p.40-45, November, 1968.
- 32 - JOHNSON, R.P. Composite structures of steel and concrete. London: Constrado Monographs, Granada Publishing, 1975. v.1
- 33 - JOHNSON, R.P. Research on steel-concrete composite beams. Journal of the Structural Division, ASCE, v.96, p.445-459, March, 1970.
- 34 - JOHNSON, R.P et alii. A plastic composite design. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.32, p.198-209, October, 1965.

- 35 - JOHNSON, R.P. et alii. Stud shear-connectors in hogging moment regions of composite beams. The Structural Engineer, v.47, n.9, p.345-350, September, 1969.
- 36 - JOHNSON, R.P., MAY, I.M. Partial-interaction design of composite beams. The Structural Engineer, v.53, n.8, p.305-311, August, 1975.
- 37 - JOHNSON, R.P., MOLENSTRA, N. Partial shear connection in composite beams for buildings. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.91, p.679-704, December, 1991.
- 38 - JOHNSON, R.P., WILLMINGTON, R.T. Vertical shear in continuous composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.53, p.189-205, September, 1972.
- 39 - KARREN, K.W., WINTER, G. Effects of cold-forming on light-gage steel members. Journal of the Structural Division, ASCE, v.93, February, 1967.
- 40 - KEMP, A.R., DEKKER, N.W. Available rotation capacity in steel and composite beams. The Structural Engineer, v.69, n.5, p.88-97, March, 1991.
- 41 - KRISTEK, V., STUDNICKA, J. Analysis of composite girders with deformable connectores. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v.73, p.699-712, December, 1982.
- 42 - LA BOUBE, R.A., YU, W.W. apud YU, W.W. Cold-formed steel design. New York: John Wiley & Sons, 1985.
ref.4.29

- 43 - LA BOUBE, R.A., YU, W.W. apud YU, W.W. Cold-formed steel design. New York: John Wiley & Sons, 1985.
ref.4.8
- 44 - LA CONSTRUCCION metalica: el calculo-los materiales. Traducción de la obra alemana "Stahlbau". Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1968. Tomo 1
- 45 - LAMAS, A.R.G. et alii. Vigas mistas: dimensionamento de seções e influência da interação parcial entre aço e betão no comportamento elástico e elasto plástico. Trab. apres. às Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 1982.
- 46 - LAMAS, A.R.G., BENTO, J.A.P. Vigas mistas: tabelas para dimensionamento de seções. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa & Imprensa Nacional Casa da Moeda, 1982.
- 47 - LEMA, L.G., GHAVAMI, K. Comportamento em carga última de vigas mistas com conectores rígidos e flexíveis. In: COLLOQUIA' 83, Santiago de Chile, 1983. Trabajos presentados. v.2, p.D1, 16p.
- 48 - LEON, R.T. et alii. Semi-rigid composite steel frames. AISC Engineering Journal, v.24, p.147-155, 1987.
- 49 - MALITE, M. Sobre o cálculo de vigas mistas aço concreto: ênfase em edifícios. São Carlos, 1990. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP.
- 50 - MASON, J. Pontes metálicas e mistas em viga reta: projeto e cálculo. Rio de Janeiro: LTC, 1976.

- 51 - MOLITERNO, A. Elementos para projetos em perfis leves de aço. São Paulo: Edgard Blücher, 1989.
- 52 - ODUYEMI, T.O.S., WRIGHT, H.D. An experimental investigation into the behaviour of double-skin sandwich beams. Journal Construction Steel Research, v.14, p.197-220, 1989.
- 53 - OEHLERS, D.J., JOHNSON, R.P. The strength of stud shear connections in composite beams. The Structural Engineers, v.65B, n.2, p.44-48, June, 1987.
- 54 - SALMON, C.G., JOHNSON, J.E. Steel structures: design and behaviour. 3.ed. New York: Harper & Row, 1990.
- 55 - SHANIT, G. et alii. Un nuovo tipo di ancoraggio non saldato per strutture composte. Costruzione Metalliche, n.5, p.298-307, 1991.
- 56 - SOUZA, U.E.L., AGOPYAN, V. A laje composta na construção civil. São Paulo: EPUSP, 1991. (BT/PCC/33)
- 57 - TARANTINO, A.M., DEZI, L. Creep effects in composite beams with flexible shear connectors. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.118, n.8, p.2063-2081, August, 1992.
- 58 - TIMOSHENKO, S.P., GERE, J.M. Theory of elastic stability. New York: McGraw-Hill, 1961.
- 59 - WINTER, G. apud YU, W.W. Cold-formed steel design. New York: John Wiley & Sons, 1985. ref.1.111

- 60 - WINTER, G. apud YU, W.W. Cold-formed steel design.
New York: John Wiley & Sons, 1985. ref.3.10
- 61 - YAM, L.C.P., CHAPMAN, J.C. The inelastic behaviour
of continuous composite beams of steel and
concrete. Proceedings of the Institution of Civil
Engineers, v.53, p.487-502, December, 1972.
- 62 - YAM, L.C.P., CHAPMAN, J.C. The inelastic behaviour
of simply supported composite beams of steel and
concrete. Proceedings of Institute Civil
Engineering, v.41, p.651-684, December, 1968.
- 63 - YU, W.W. Cold-formed steel design. New York: John
Wiley & Sons, 1985.
- 64 - ZAREMBA, C.J. Strength of steel frames using partial
composite girders. Journal of the Structural
Division, ASCE, v.114, n.8, p.1741-1760, August,
1988.

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

ANALISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS MISTAS
AÇO-CONCRETO CONSTITUÍDAS POR PERFIS DE CHAPA DOBRADA
- ANEXOS -

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de "Doutor em Engenharia", área de Estruturas.

Eng. MAXIMILIANO MALITE
ORIENTADOR: Prof. Dr. WALTER ABRAHÃO NIMIR

COMISSÃO JULGADORA:

Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir (Orientador)
Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs
Prof. Dr. Roberto Martins Gonçalves
Prof. Dr. José Luiz Antunes de Oliveira e Souza
Prof. Dr. Aluizio Fontana Margarido

Suplentes:

Prof. Dr. José Elias Laier
Prof. Dr. Walter Savassi
Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
Prof. Dr. João Cyro André

São Carlos, 12 de julho de 1993

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

APRESENTAÇÃO

Estes anexos complementam a tese em questão, apresentando, sob forma de gráficos e tabelas, uma ampla gama de resultados obtidos nos ensaios em conectores e em vigas, os quais poderão auxiliar o leitor na interpretação das análises contidas no texto da tese.

No ANEXO I são apresentados os gráficos obtidos dos ensaios "push-out", mostrando o comportamento força contra deslocamento relativo aço-concreto nos trinta e seis modelos ensaiados.

No ANEXO II são apresentados, para as vigas VA 1, VA 2, VM 1 a VM 4, os valores de deformações nos extensômetros uniaxiais e nas rosetas retangulares.

No ANEXO III são apresentados, para as vigas mistas preenchidas VP 1 e VP 2, os valores de deformações nos extensômetros uniaxiais e nas rosetas retangulares posicionadas no aço e no concreto.

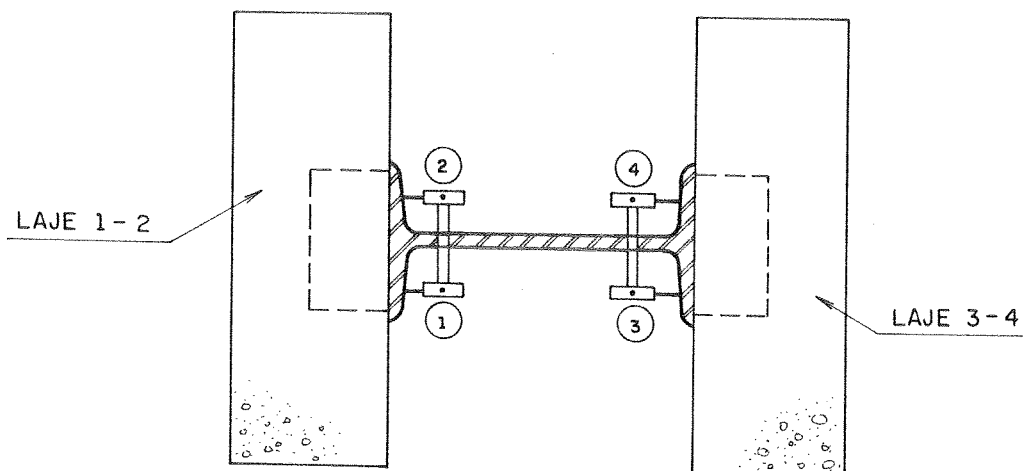
ANEXOS

- ANEXO I - gráficos força-deslocamento dos ensaios em conectores de cisalhamento
- ANEXO II - resultados dos ensaios nas vigas VA 1, VA 2, VM 1 a VM 4: deformações nos extensômetros uniaxiais e rosetas retangulares
- ANEXO III - resultados dos ensaios nas vigas VP 1 e VP 2: deformações nos extensômetros uniaxiais e rosetas retangulares

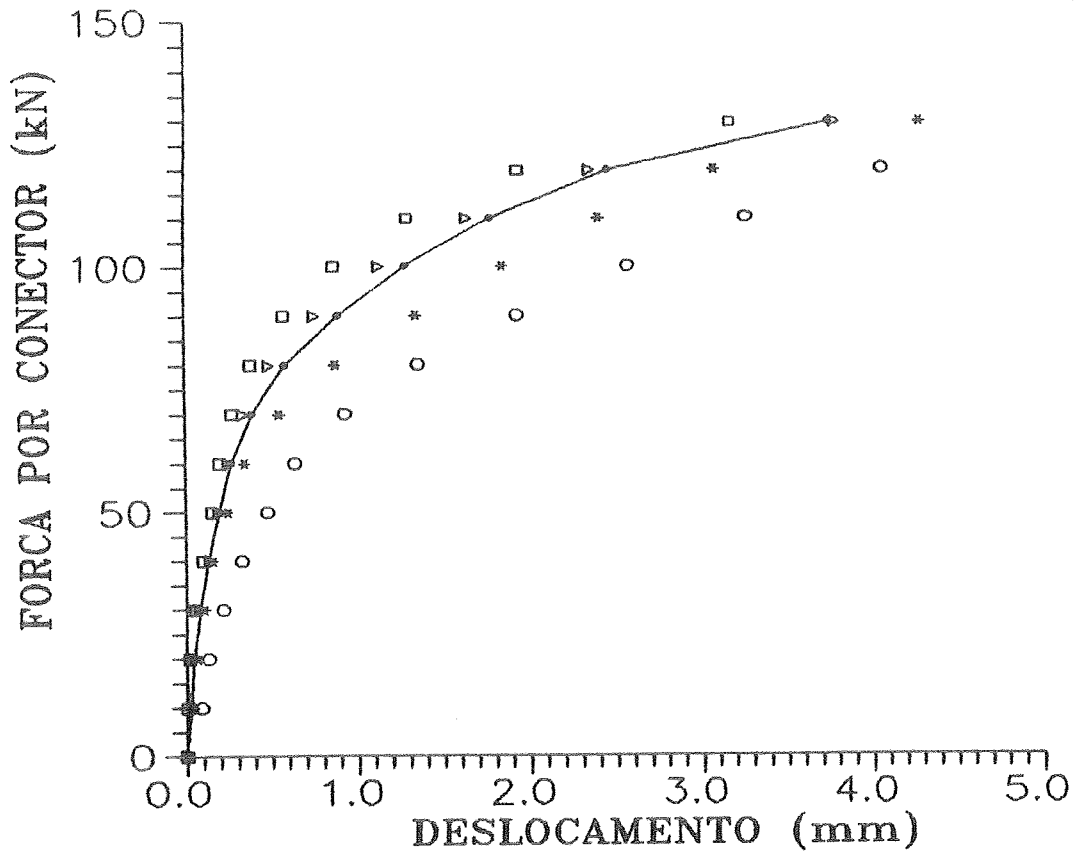
ANEXO I

- GRÁFICOS FORÇA-DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS EM CONECTORES DE CISALHAMENTO

NOTA: posições 1,2,3,4 referem-se ao posicionamento dos relógios comparadores no modelo conforme mostra a figura seguinte.

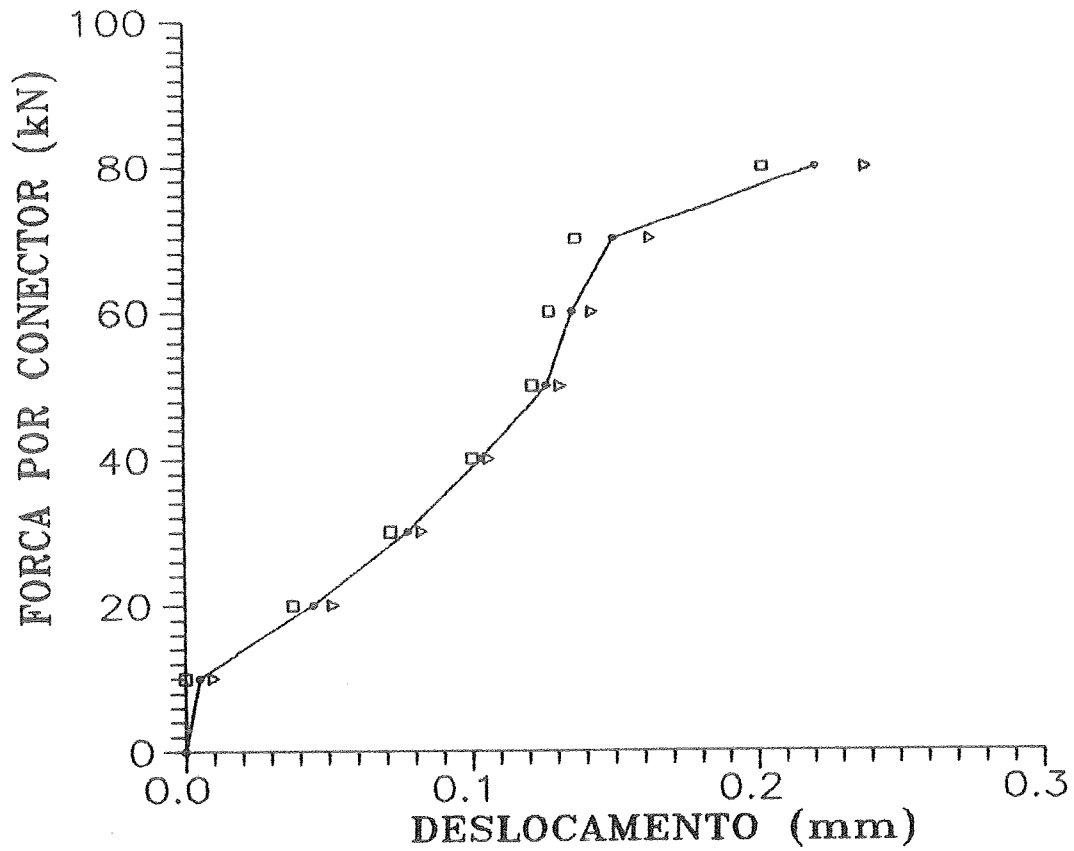


CONECTOR TIPO A
MODELO AI-1
P(ruptura): 135 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



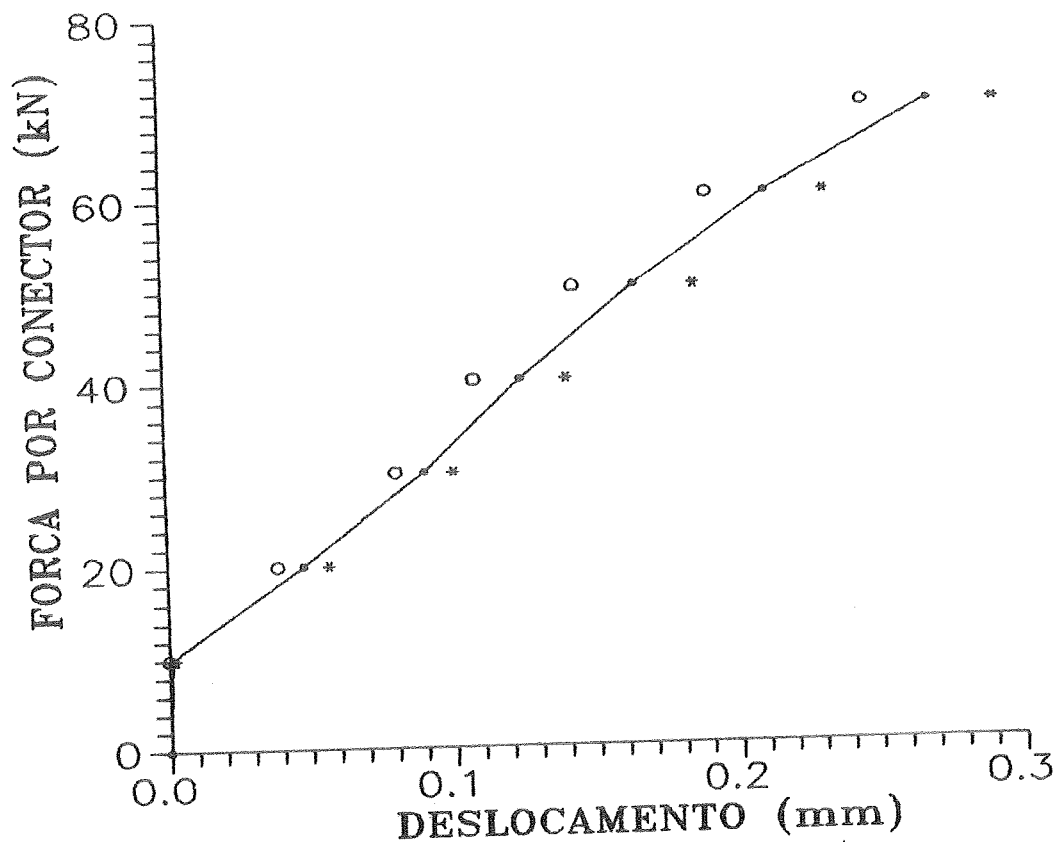
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▶▶▶▶ POSICAO 4
—●—●— VALORES MEDIOS (posicoes 1,3,4)

CONECTOR TIPO A
MODELO AI-2 (INVERTIDO)
P(ruptura): 80 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4



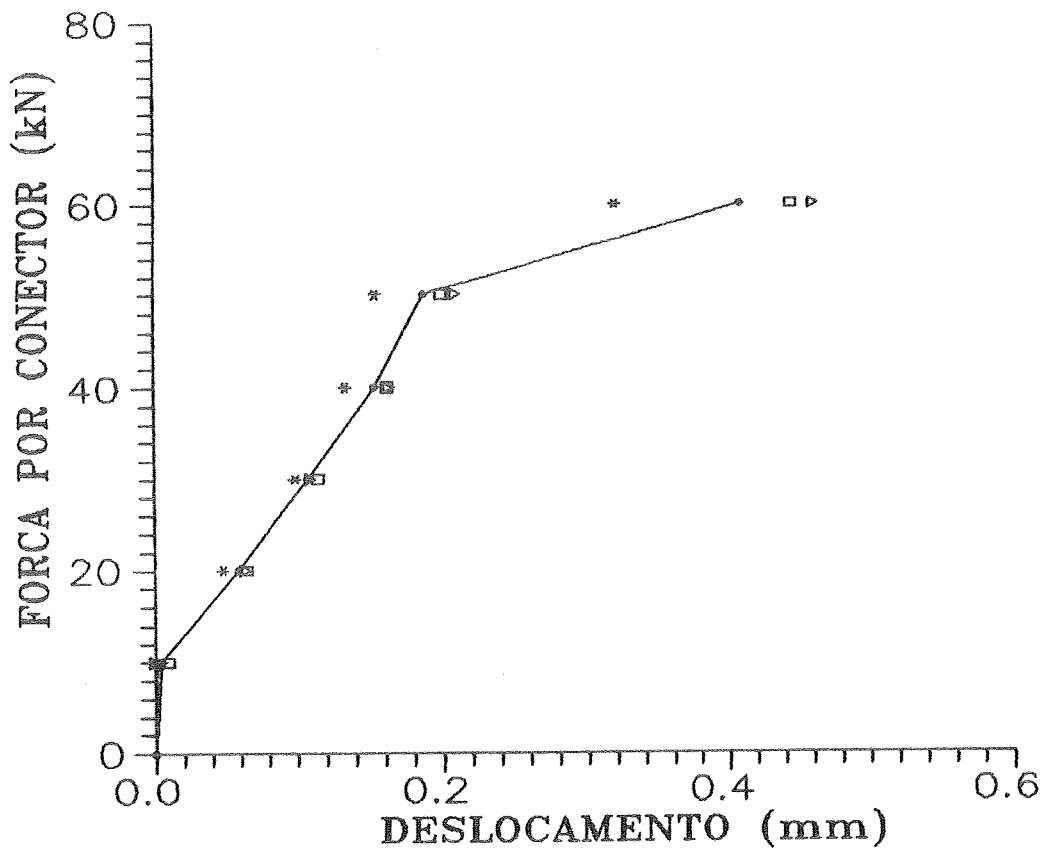
□□□□ POSICAO 3
▶▶▶▶ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS (posicoes 3,4)
POSICOES 1 e 2: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AI-3 (INVERTIDO)
P(ruptura): 75 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 1-2



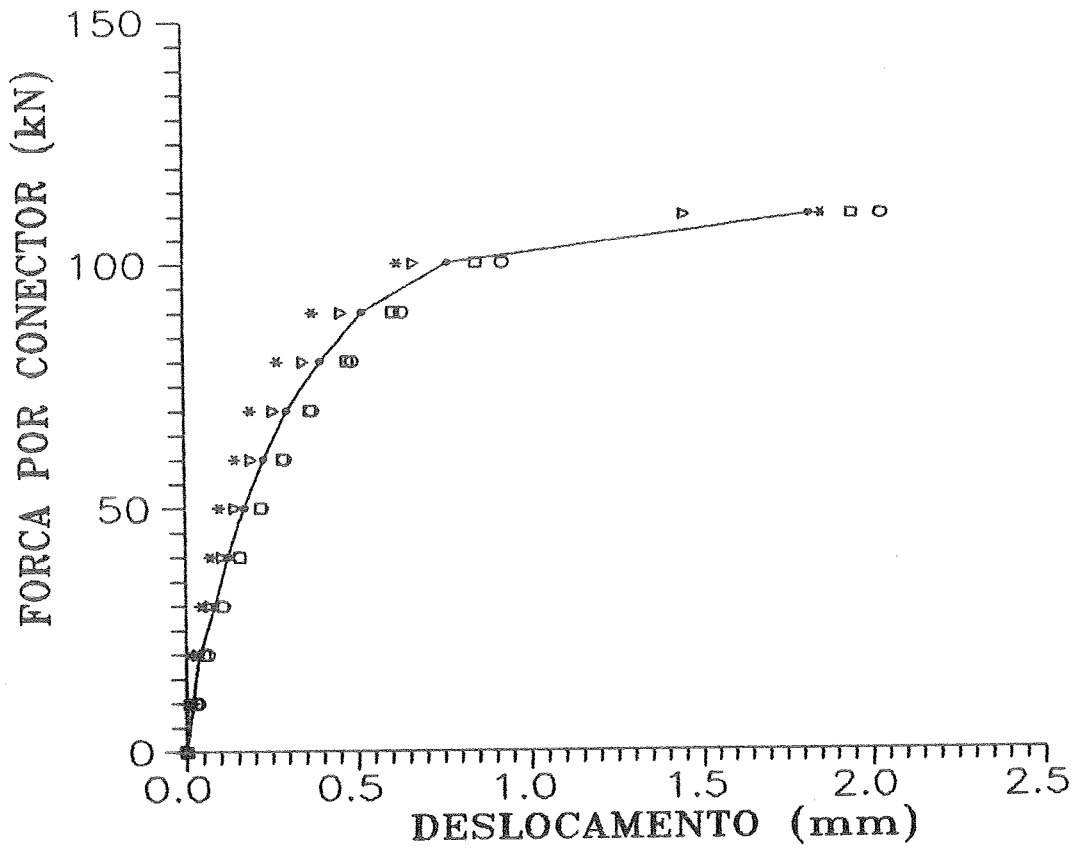
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
----- VALORES MEDIOS (posicoes 1,2)
POSICOES 3 e 4: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AH-1 (INVERTIDO)
P(ruptura): 65 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



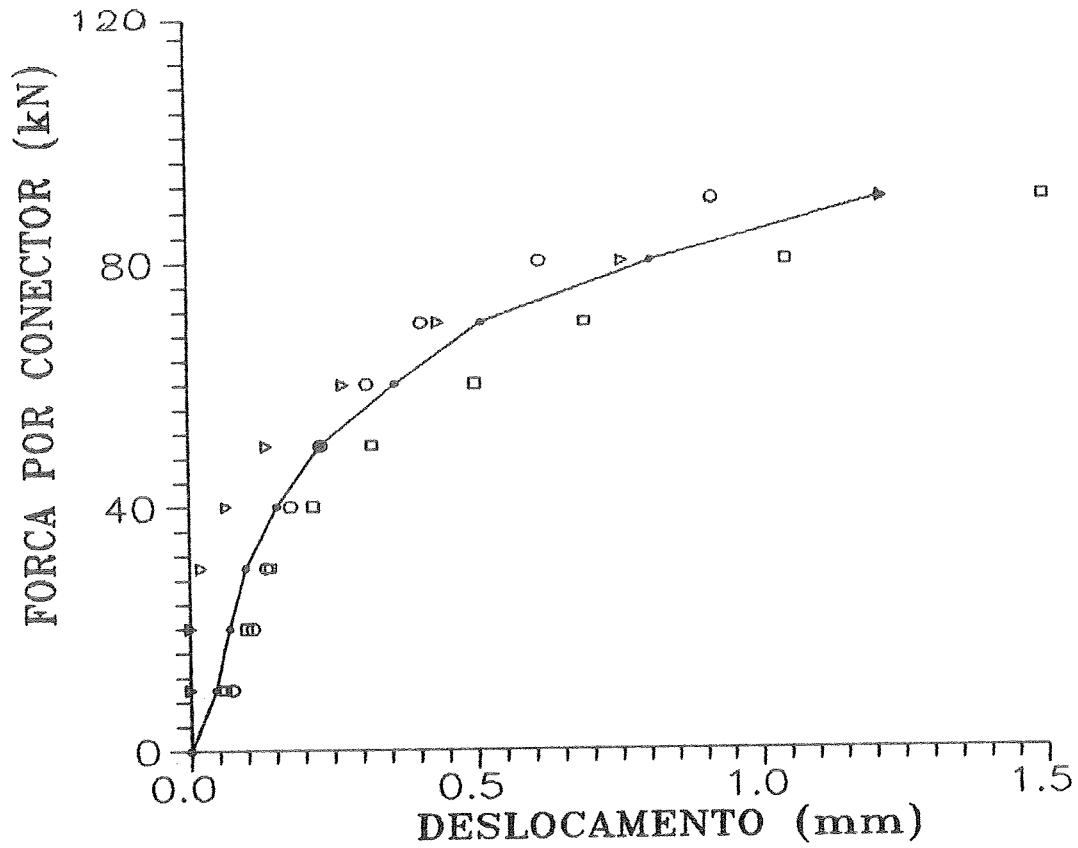
***** POSICAO 1
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS (posicoes 1,3,4)
POSICAO 2: sem leitura

CONECTOR TIPO A
MODELO AII-2
P(ruptura): 117,5 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



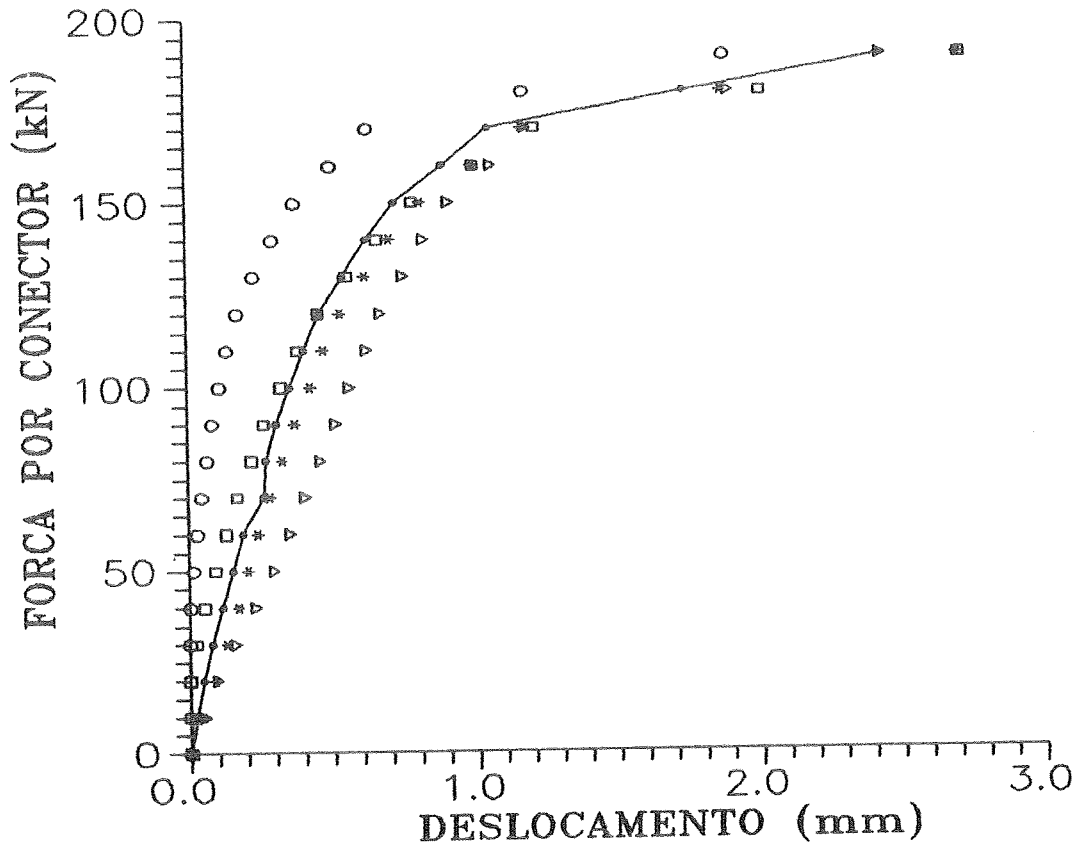
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽ POSICAO 4
----- VALORES MEDIOS (posicoes 1,2,3,4)

CONECTOR TIPO A
MODELO AII-3
P(ruptura): 120 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



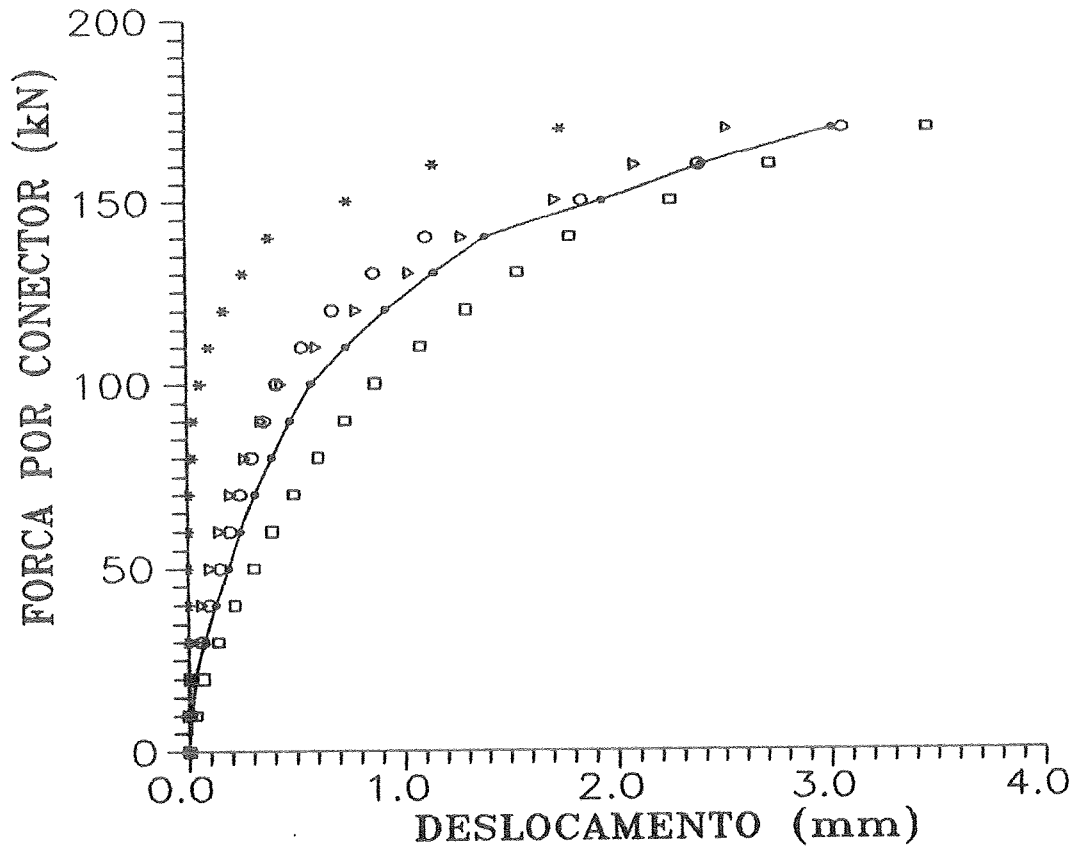
○ ○ ○ ○ POSICAO 2
□ □ □ □ POSICAO 3
▽ ▽ ▽ ▽ POSICAO 4
● ● ● ● VALORES MEDIOS
POSICAO 1: sem leitura

CONECTOR TIPO B
MODELO BI-1
P(ruptura): 195 kN
FALHA: ruptura do concreto
laje 3-4



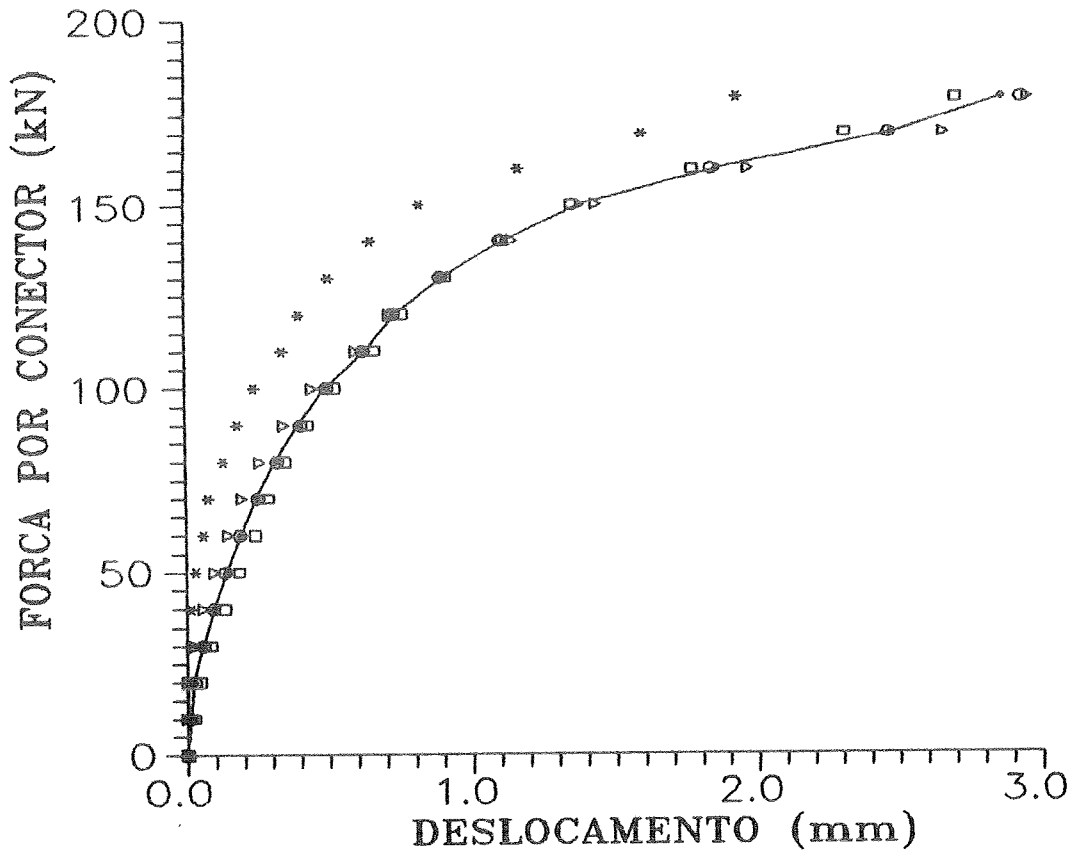
***** POSICAO 1
OOOOO POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽ POSICAO 4
----- VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO B
 MODELO BI-2
 P(ruptura): 175 kN
 FALHA: ruptura do concreto
 laje 3-4



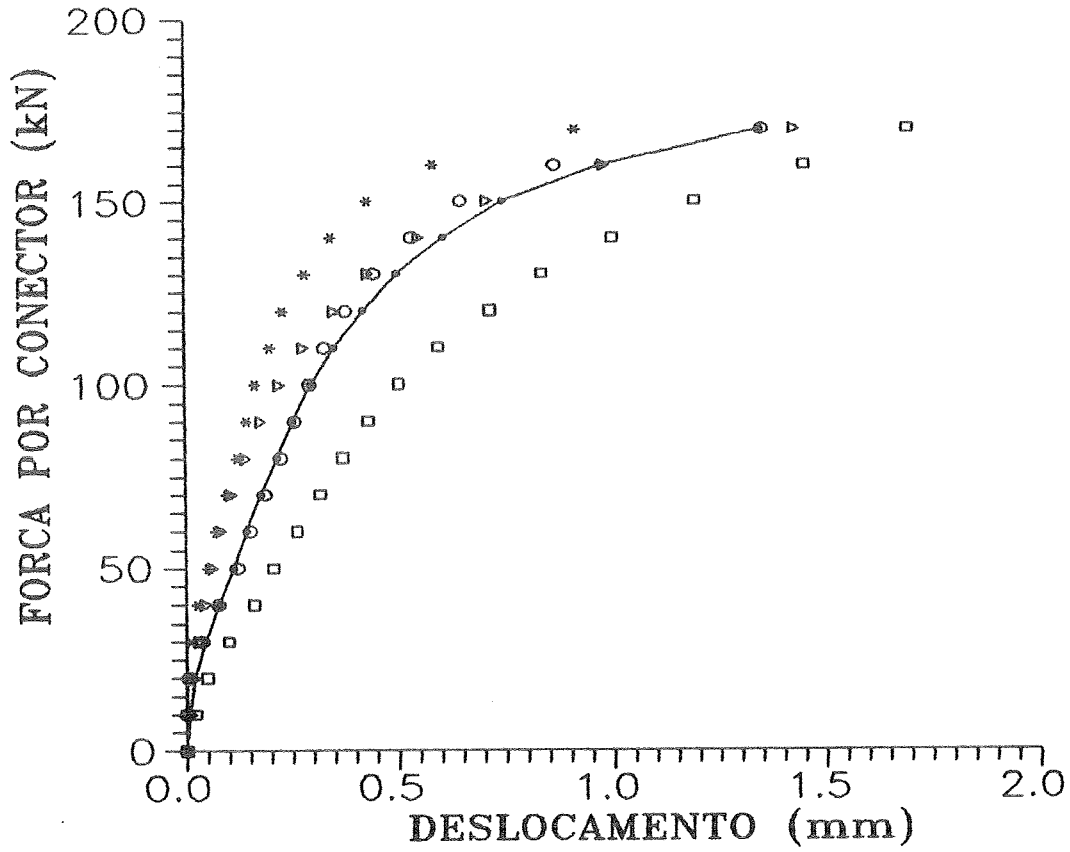
***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▼▼▼▼▼ POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BI-3
P(ruptura): 187,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



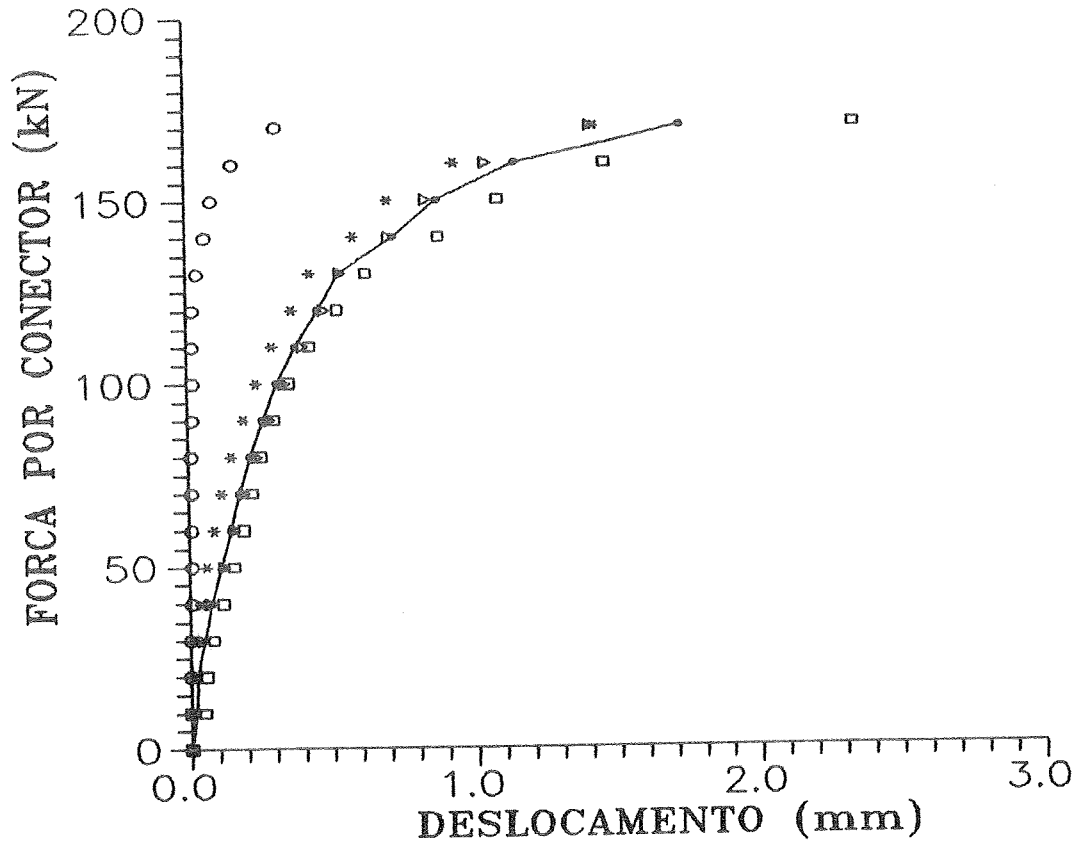
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽▽ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BII-1
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



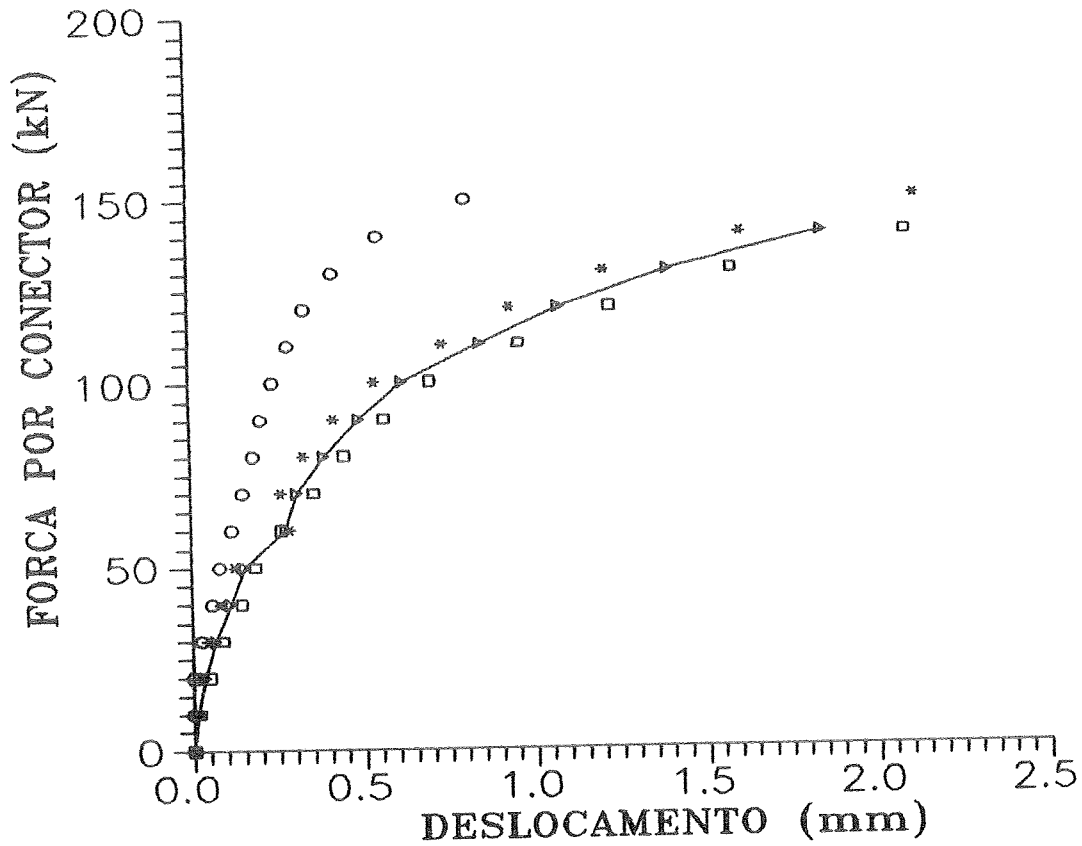
***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO B
MODELO BII-2
P(ruptura): 177,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



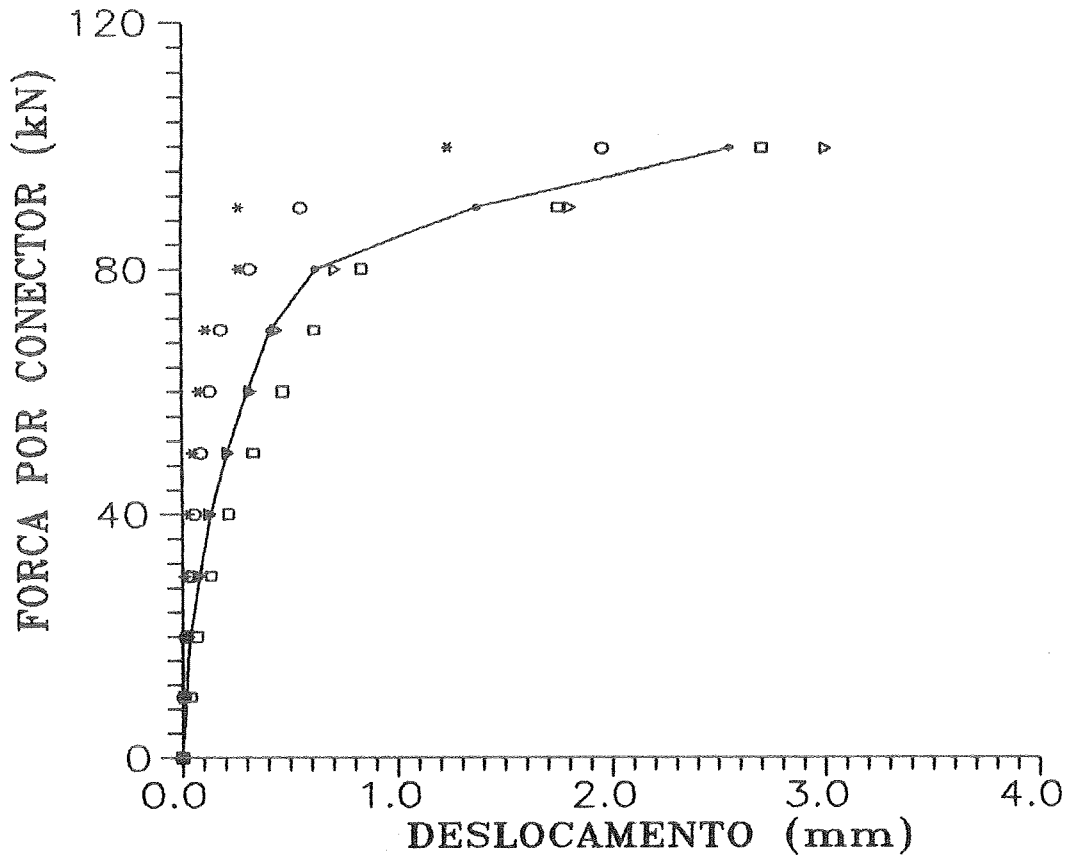
***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▷▷▷▷ POSICAO 4
 -.-.-.- VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO B
 MODELO BII-3
 P(ruptura): 157,5 kN
 FALHA: ruptura do concreto
 laje 3-4



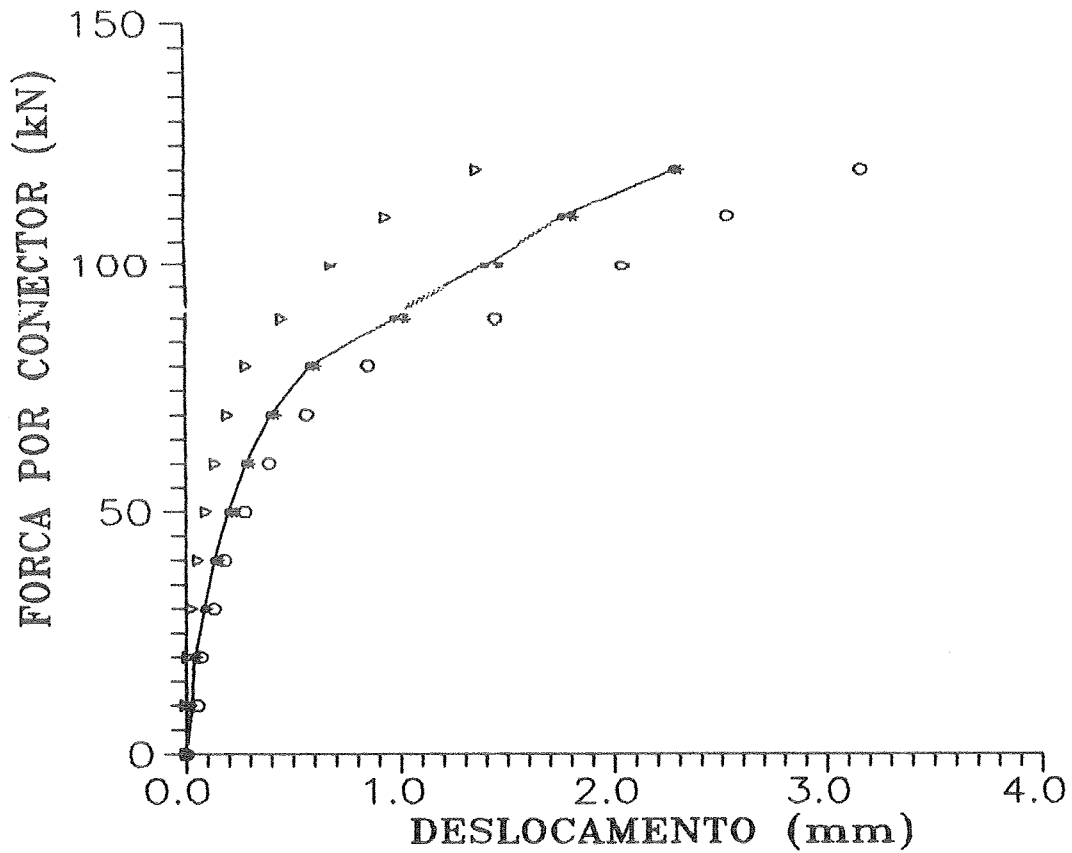
***** POSICAO 2
 ○○○○ POSICAO 3
 □□□□ POSICAO 4
 ▼▼▼▼ VALORES MEDIOS: posicoes 2,4
 POSICAO 1: sem leitura

CONECTOR TIPO C
 MODELO CI-1
 P(ruptura): 117,5 kN
 FALHA: ruptura do conector
 3-4



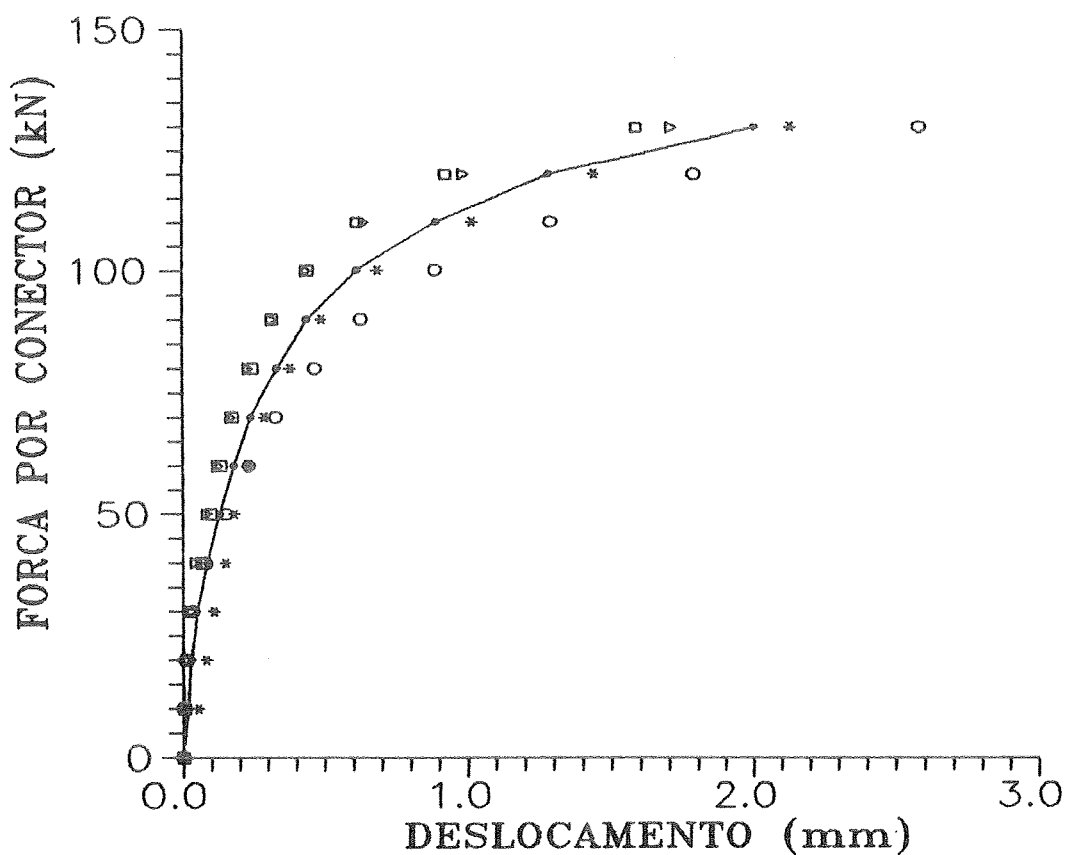
***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▷▷▷▷▷ POSICAO 4
 —●—●—● VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO C
MODELO CI-2
P(ruptura): 132,5 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



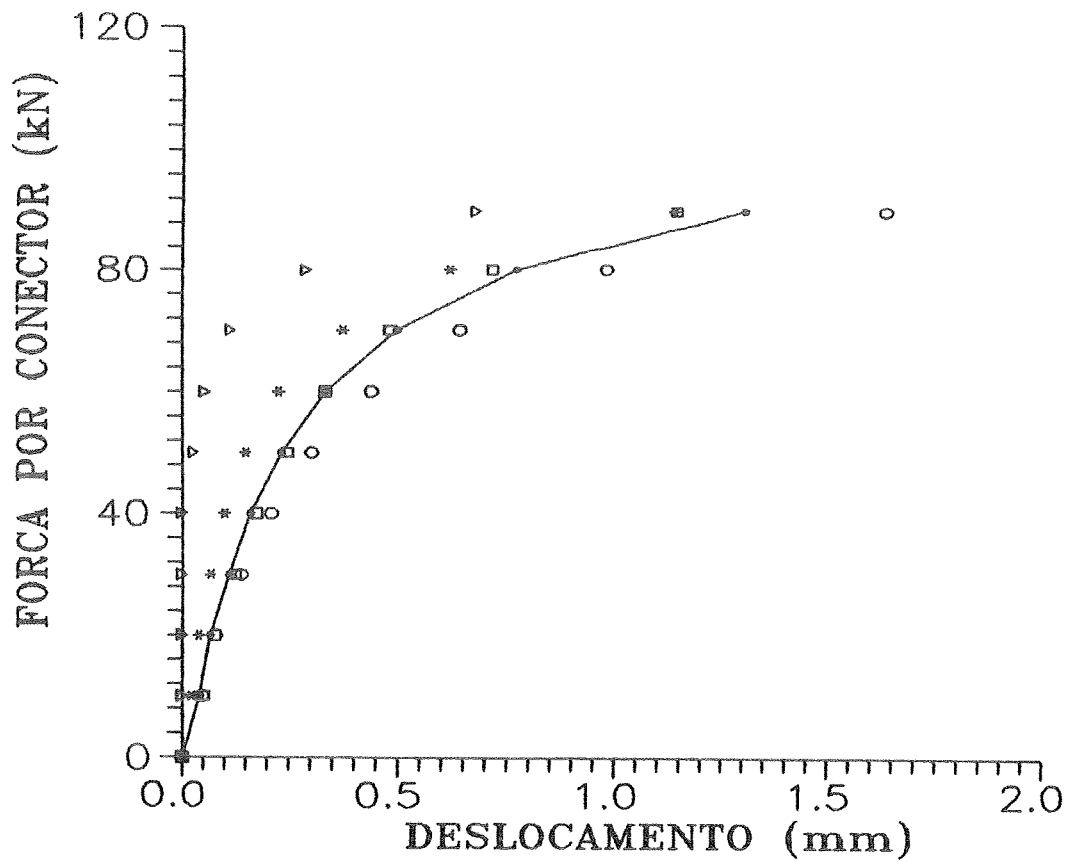
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
▷▷▷▷ POSICAO 4
--- VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4
POSICAO 3: sem leitura

CONECTOR TIPO C
 MODELO CI-3
 P(ruptura): 135 kN
 FALHA: ruptura dos conectores
 1-2 e 3-4



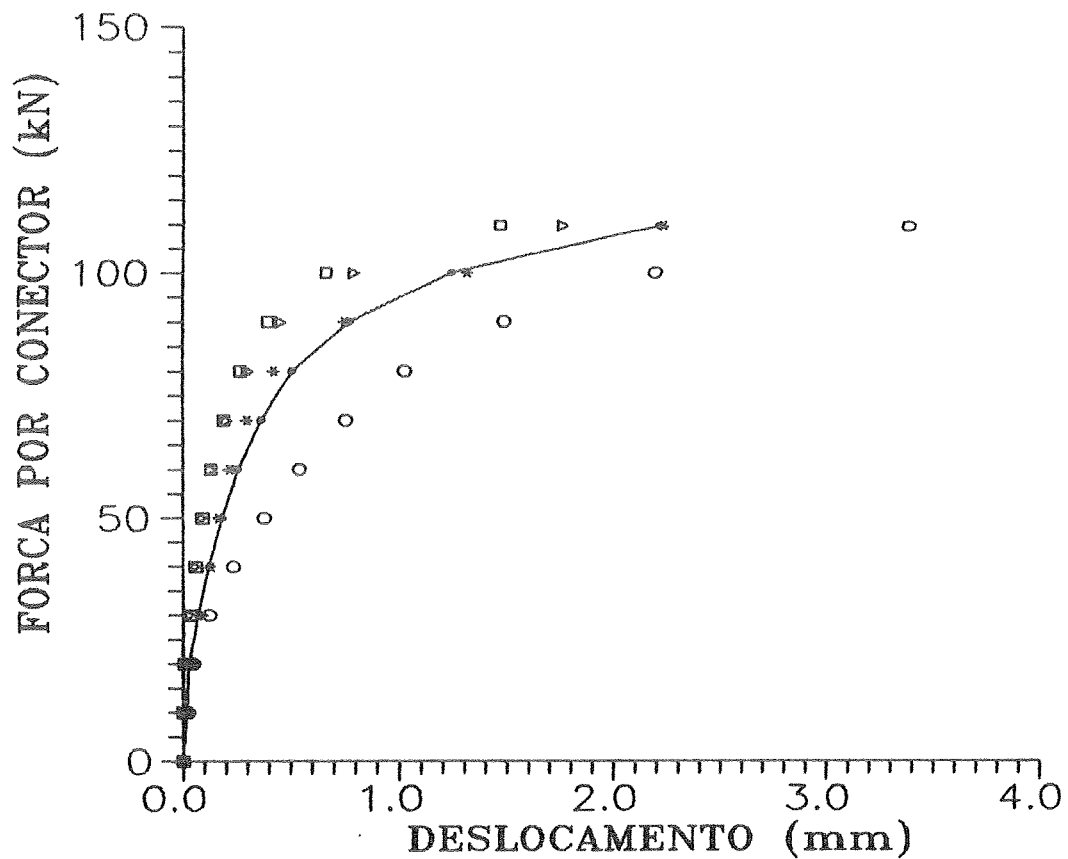
***** POSICAO 1
 ○○○○ POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3
 ▼▼▼▼ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-1
P(ruptura): 105 kN
FALHA: ruptura do conector
1-2



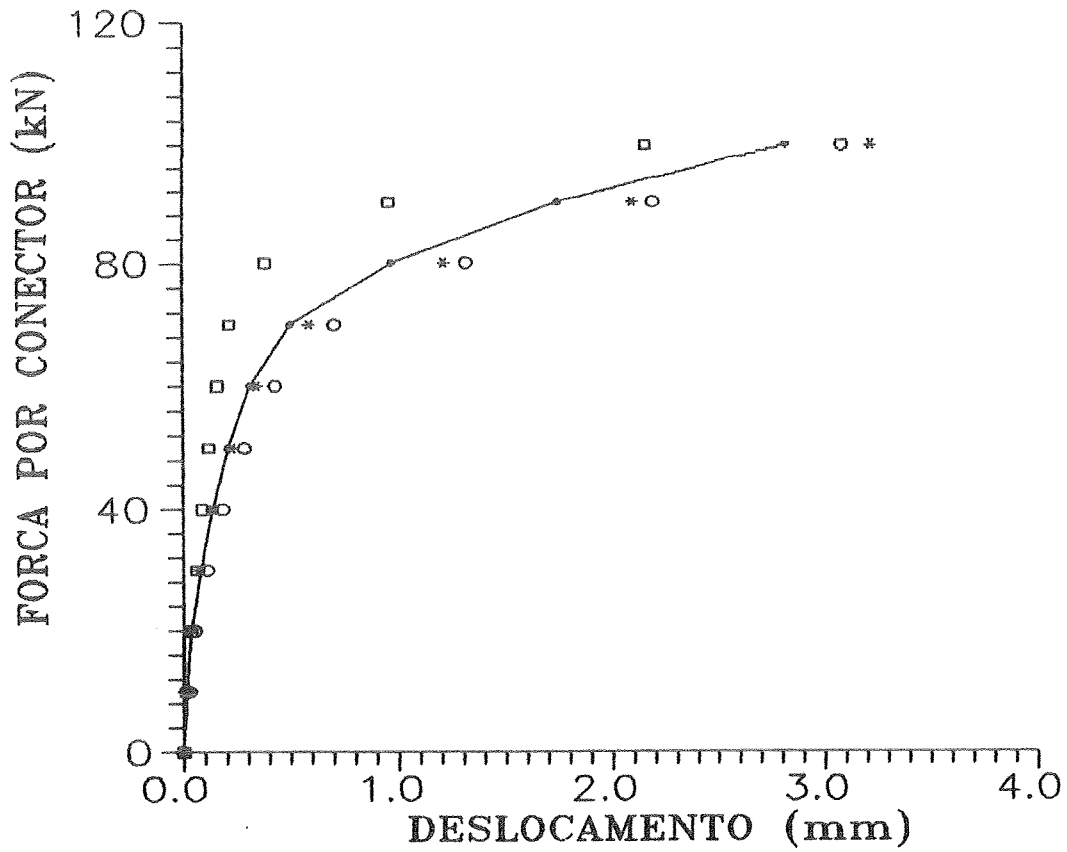
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
>>>> POSICAO 4
----- VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-2
P(ruptura): 115 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



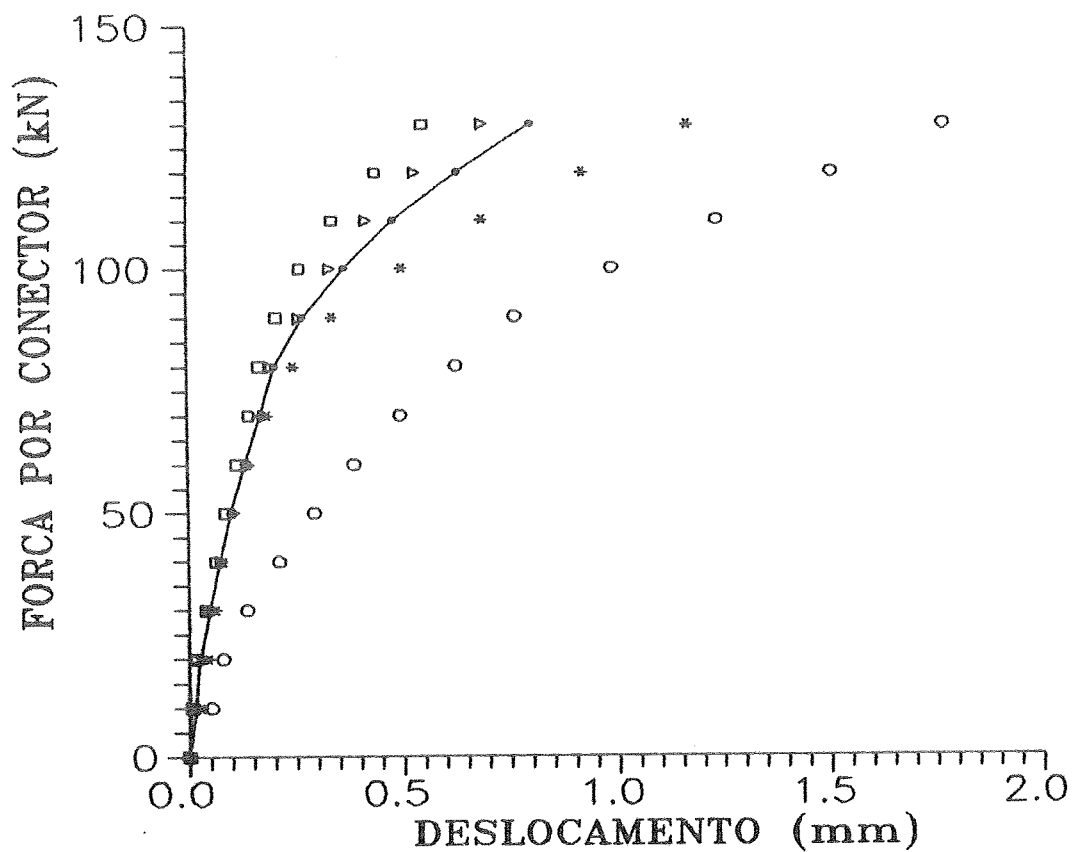
***** POSICAO 1
○○○○ POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO C
MODELO CII-3
P(ruptura): 105 kN
FALHA: ruptura do conector
1-2



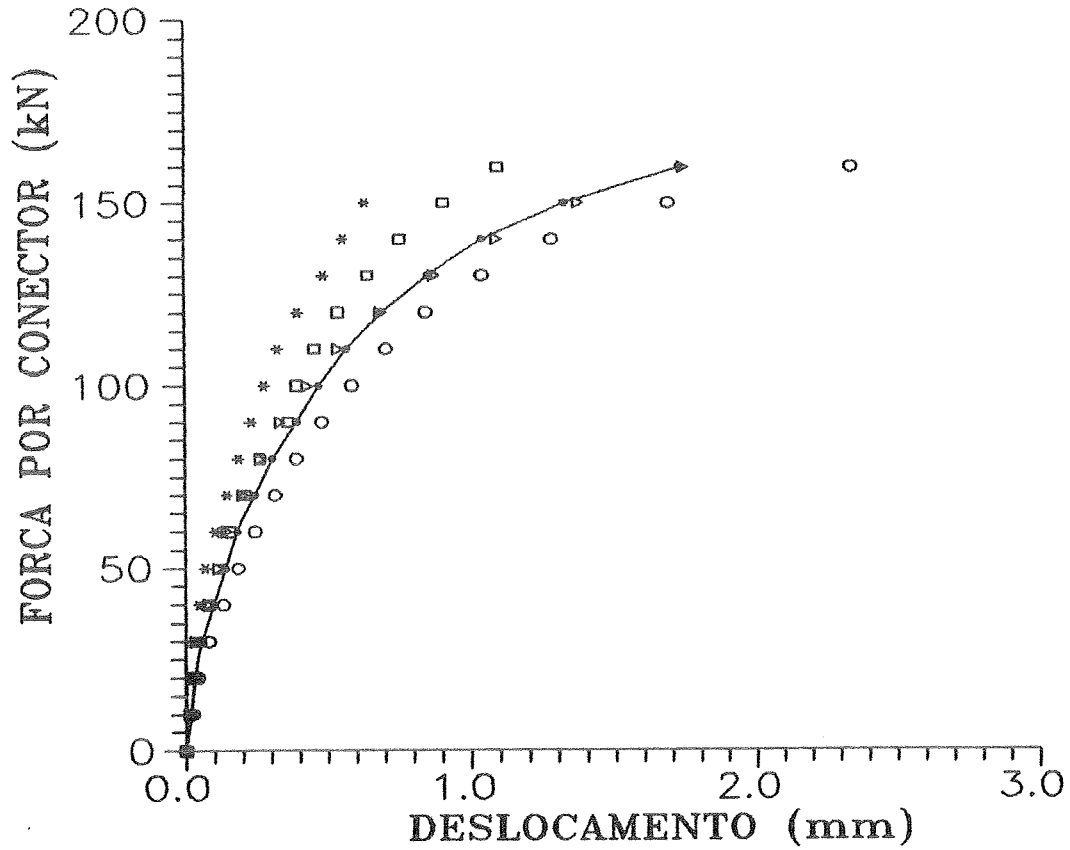
***** POSICAO 1
○○○○ POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
◆◆◆◆ VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3
POSICAO 4: sem leitura

CONECTOR TIPO D
MODELO DI-1
P(ruptura): 155 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



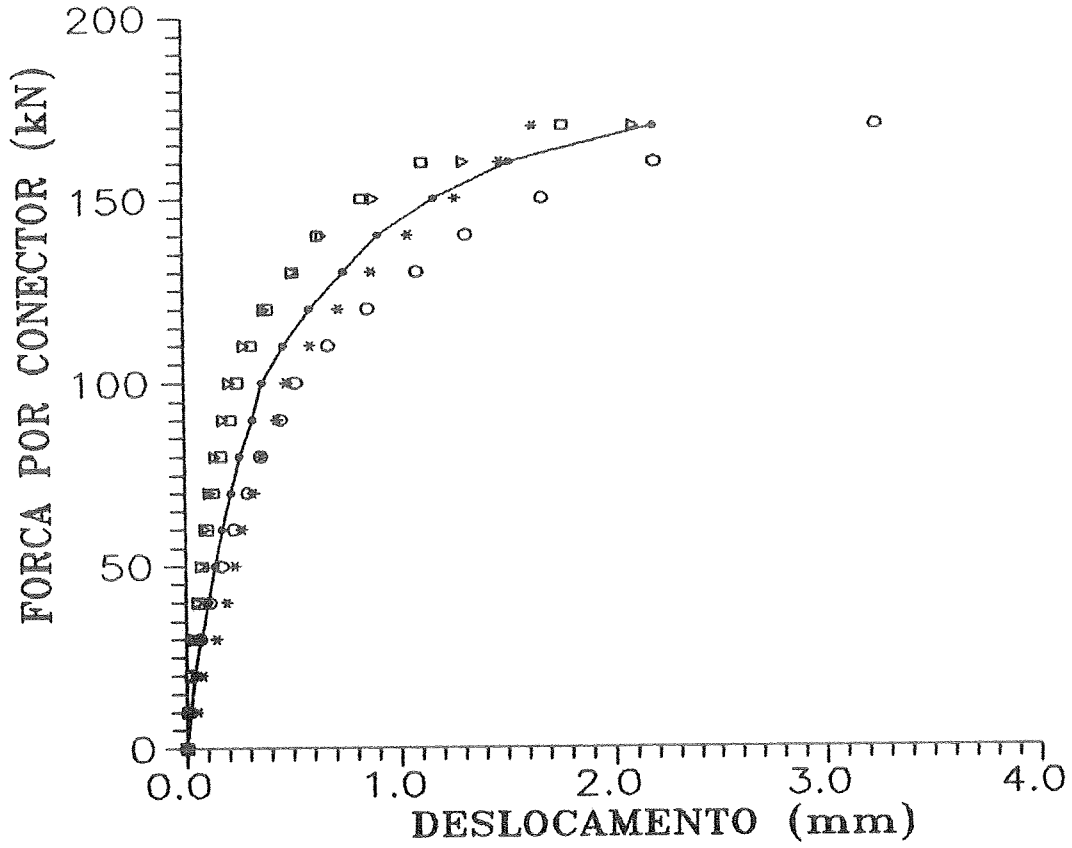
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▽▽▽▽▽ POSICAO 4
- - - - - VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DI-2
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



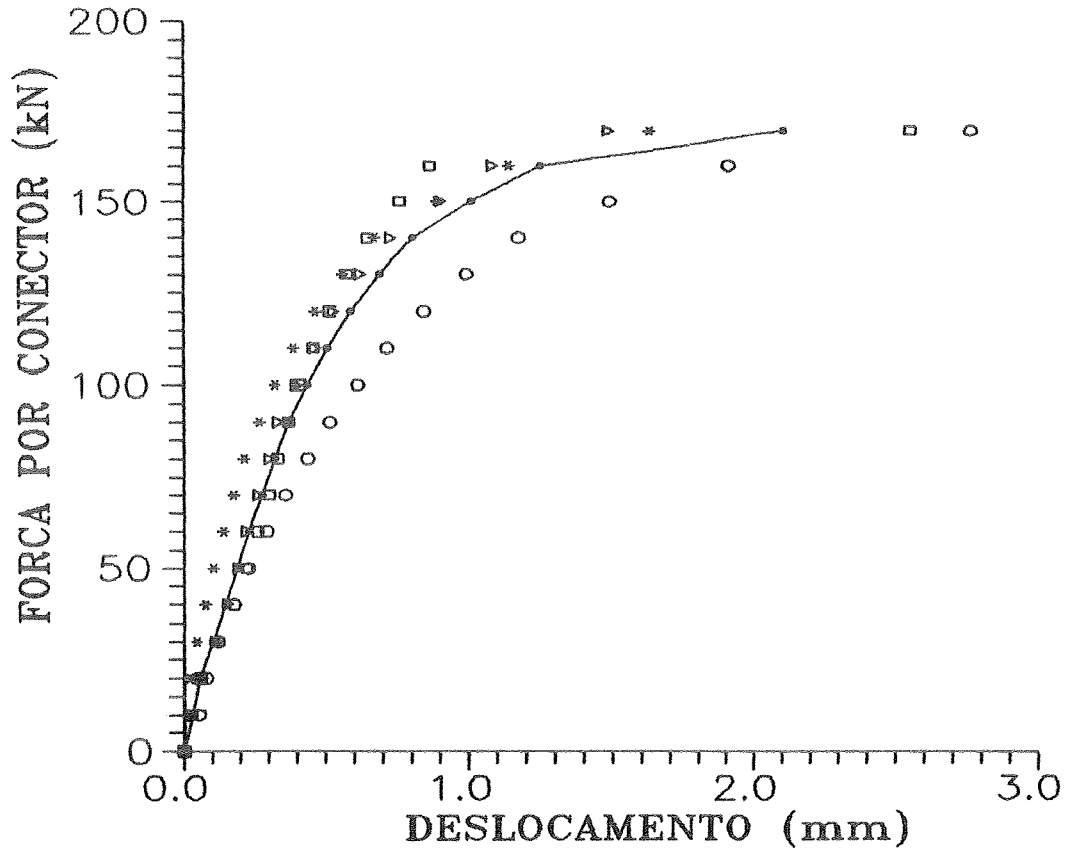
***** POSICAO 1
o o o o o POSICAO 2
□ □ □ □ □ POSICAO 3
▷ ▷ ▷ ▷ ▷ POSICAO 4
- - - - - VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4

CONECTOR TIPO D
 MODELO DI-3
 P(ruptura): 175 kN
 FALHA: ruptura do concreto
 lajes 1-2 e 3-4



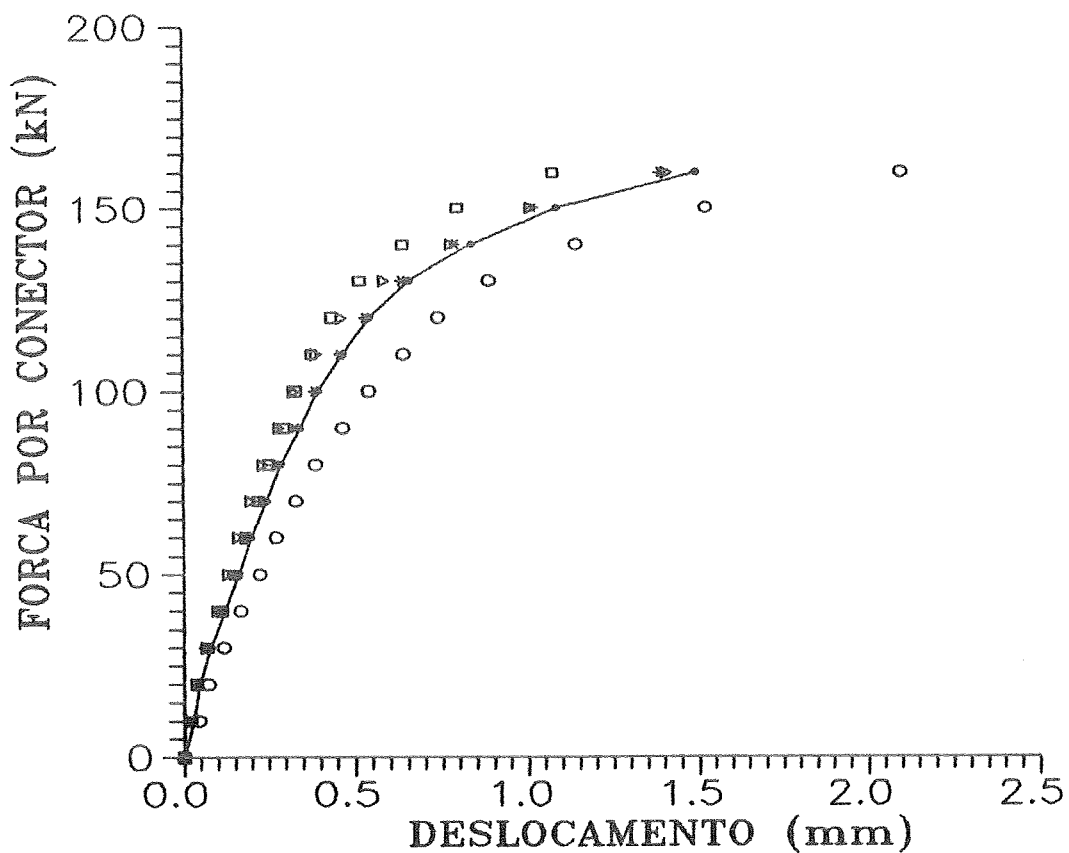
***** POSICAO 1
 ○○○○○ POSICAO 2
 □□□□□ POSICAO 3
 ▽▽▽▽▽ POSICAO 4
 ●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-1
P(ruptura): 177,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



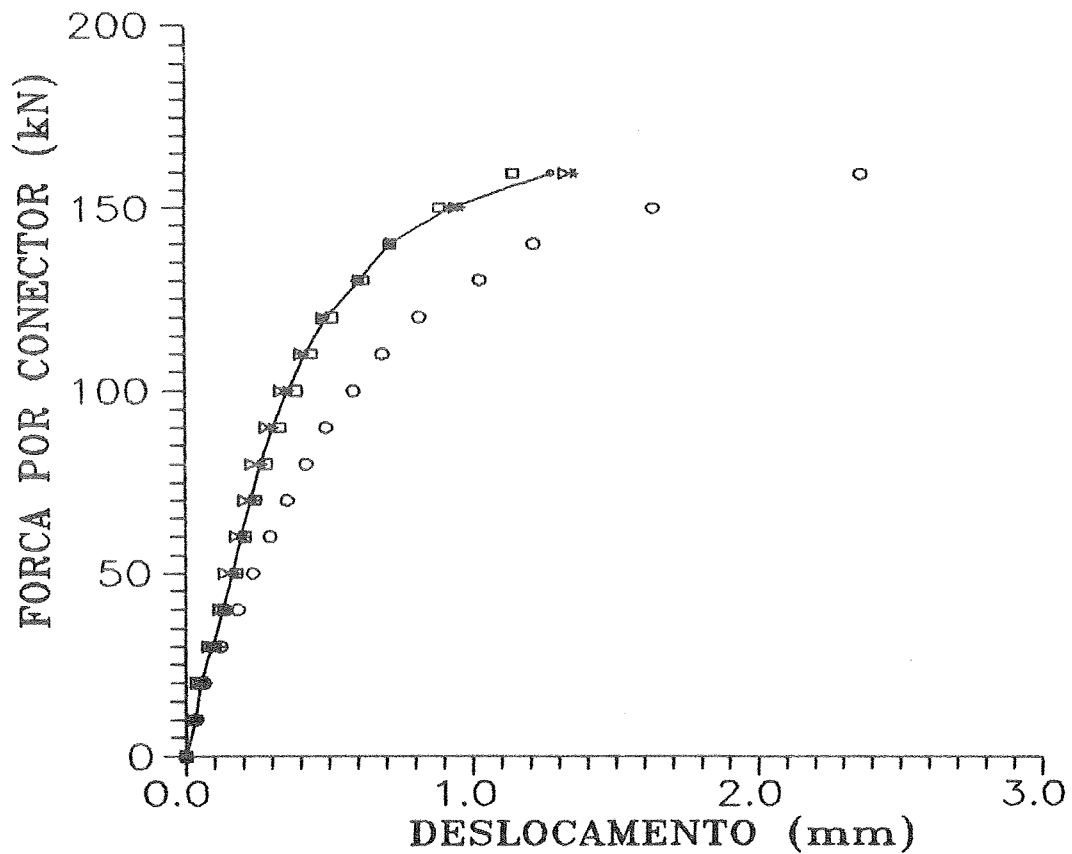
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
—●—●— VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-2
P(ruptura): 170 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO D
MODELO DII-3
P(ruptura): 167,5 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



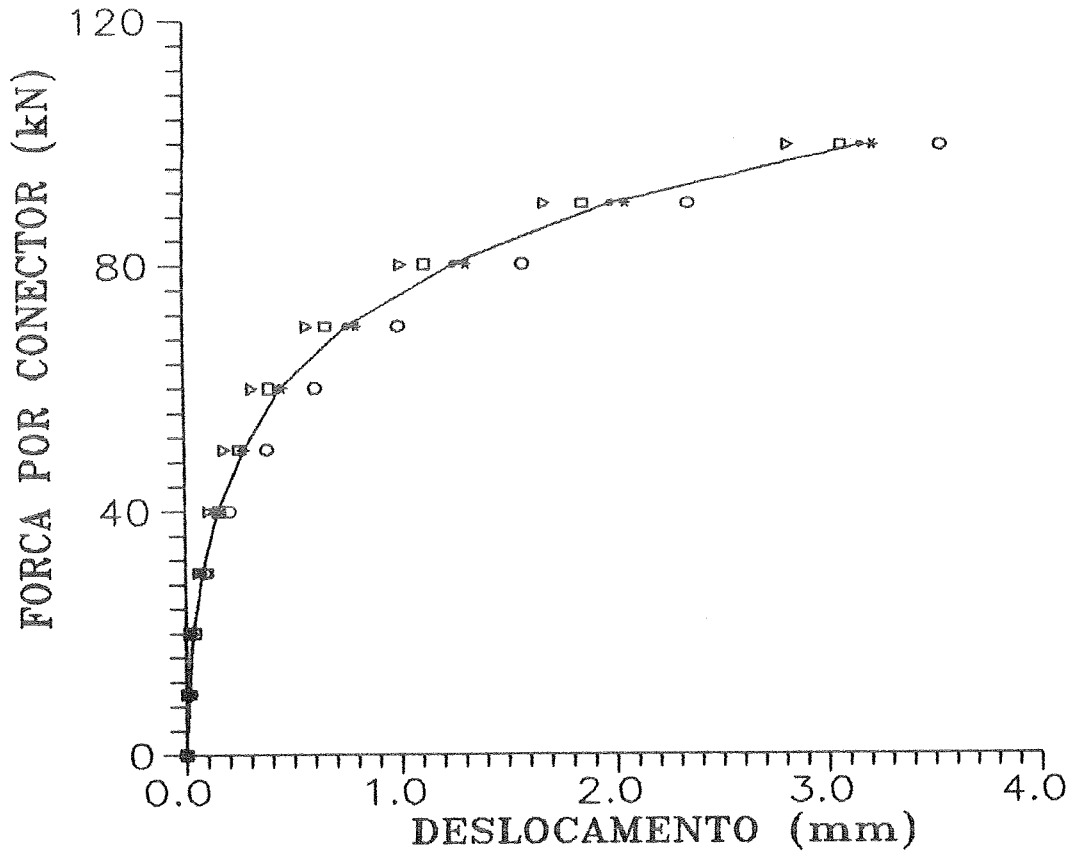
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

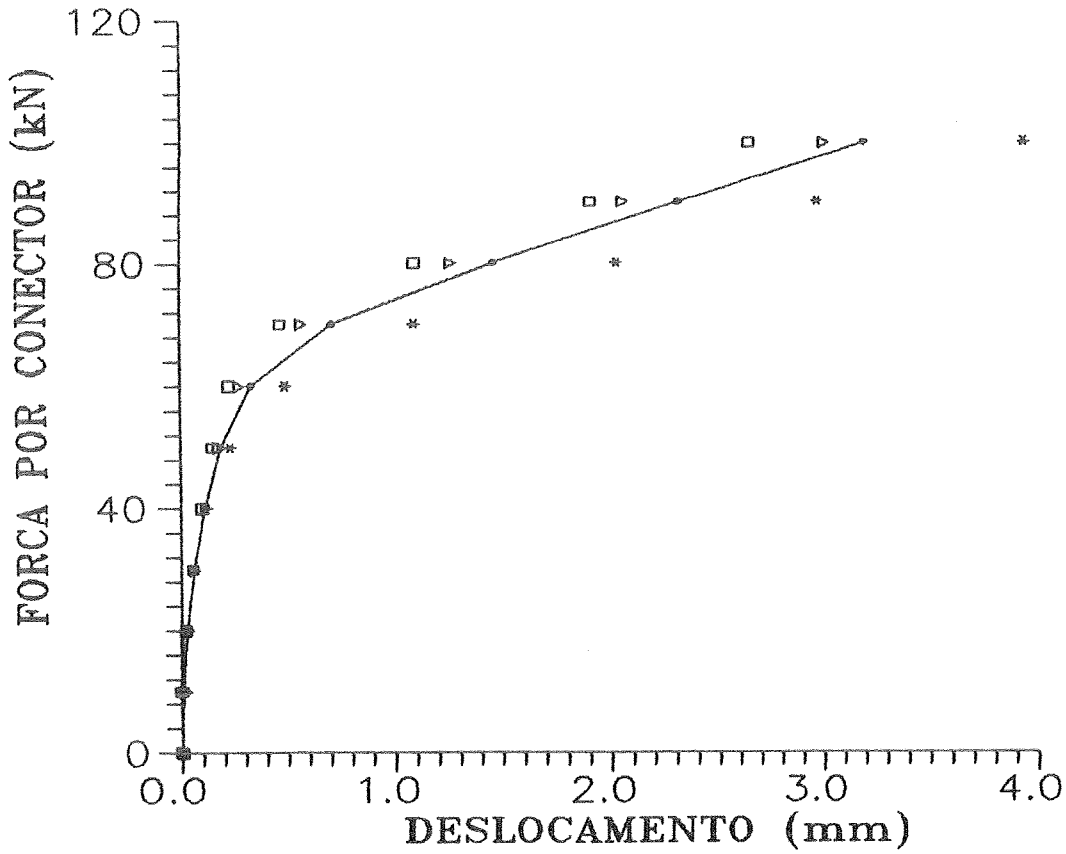
C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C004 E _a μE	C005 E _b μE	C006 E _c μE	E ₁ μE	E ₂ μE	σ ₁ KN/cm ²	σ ₂ KN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
2.4	2.6	2.4	2.6	-1.	-18.	+1.	+18.	-18.	+0.28	-0.28	-46.5
4.8	5.1	4.8	5.2	-2.	-33.	+0.	+31.	-33.	+0.48	-0.53	-45.8
0.1	0.0	0.1	0.1	+0.	-12.	+1.	+13.	-12.	+0.21	-0.19	-46.1
2.4	2.5	2.4	2.6	+0.	-22.	+1.	+23.	-22.	+0.36	-0.34	-45.6
4.8	5.1	4.8	5.2	-2.	-33.	+0.	+31.	-33.	+0.48	-0.53	-45.8
7.1	7.7	7.3	7.8	-3.	-48.	-1.	+44.	-48.	+0.66	-0.77	-45.6
9.5	10.4	9.9	10.5	-2.	-61.	-2.	+57.	-61.	+0.87	-0.98	-45.0
11.9	13.0	12.3	13.1	-3.	-75.	-5.	+67.	-75.	+1.00	-1.22	-44.6
14.2	15.6	14.7	15.7	-4.	-90.	-8.	+79.	-90.	+1.16	-1.49	-44.4
16.6	18.1	17.2	18.4	-6.	-105.	-10.	+88.	-105.	+1.27	-1.74	-44.3
19.0	20.6	19.6	21.0	-7.	-120.	-13.	+100.	-120.	+1.43	-2.00	-44.1
21.3	23.3	22.0	23.6	-9.	-135.	-17.	+109.	-135.	+1.54	-2.28	-44.0
23.8	25.7	24.5	26.3	-10.	-150.	-21.	+120.	-150.	+1.67	-2.55	-43.8
26.2	28.4	26.9	28.9	-11.	-165.	-25.	+129.	-166.	+1.78	-2.83	-43.7
28.5	30.8	29.3	31.5	-13.	-182.	-29.	+139.	-182.	+1.88	-3.12	-43.6
30.9	33.4	31.8	34.1	-16.	-201.	-36.	+149.	-201.	+1.97	-3.49	-43.4
33.3	36.0	34.1	36.7	-21.	-222.	-45.	+157.	-223.	+2.02	-3.92	-43.2
35.7	38.6	36.5	39.3	-26.	-243.	-53.	+165.	-244.	+2.05	-4.33	-43.1
38.1	40.9	38.4	41.9	-40.	-273.	-65.	+169.	-273.	+1.93	-4.97	-43.4
39.4	41.1	38.5	43.5	-82.	-317.	-76.	+160.	-317.	+1.44	-6.01	-45.3
0.1	0.1	0.1	0.1	-34.	-66.	-14.	+18.	-67.	-0.04	-1.37	-51.8

CONECTOR TIPO E
MODELO EI-1
P(ruptura): 130 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



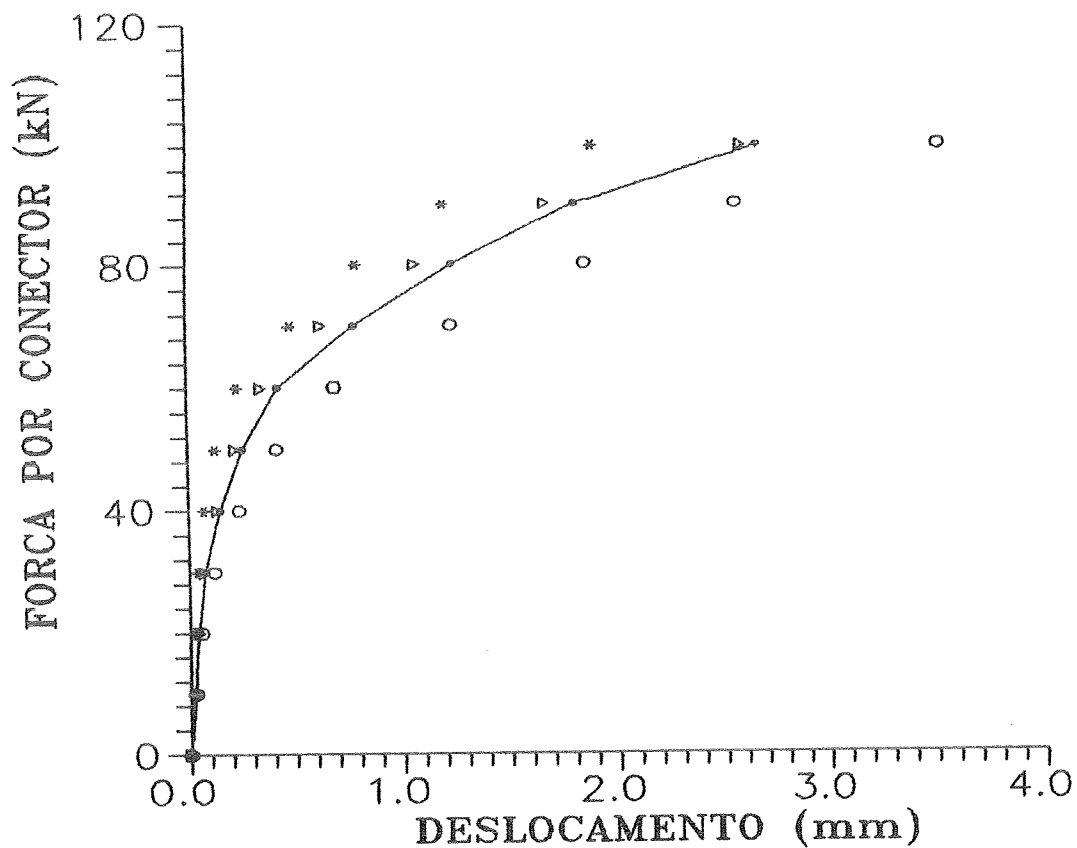
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO E
MODELO EI-2
P(ruptura): 120 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



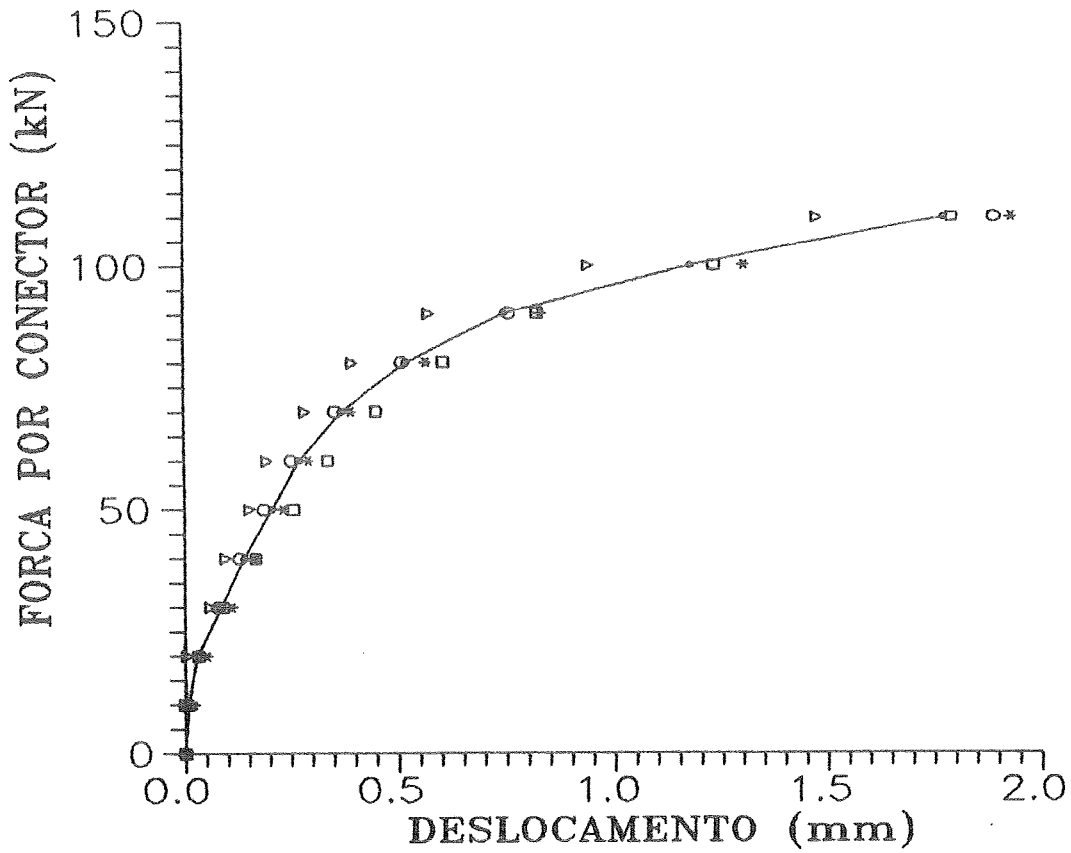
***** POSICAO 1
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4
POSICAO 2: sem leitura

CONECTOR TIPO E
 MODELO EI-3
 P(ruptura): 122,5 kN
 FALHA: ruptura dos conectores
 1-2 e 3-4



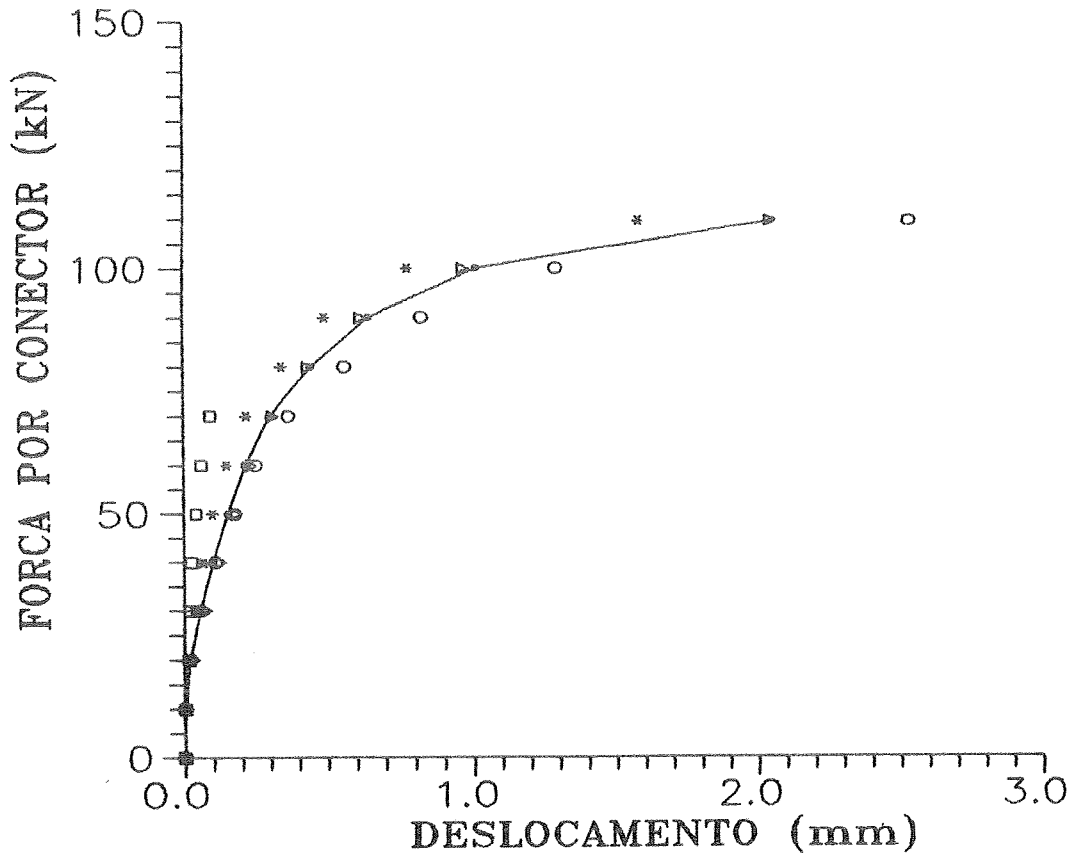
***** POSICAO 1
 ○○○○ POSICAO 2
 ▷▷▷▷ POSICAO 4
 ●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4
 POSICAO 3: sem leitura

CONECTOR TIPO E
MODELO EII-1
P(ruptura): 125 kN
FALHA: ruptura dos conectores
1-2 e 3-4



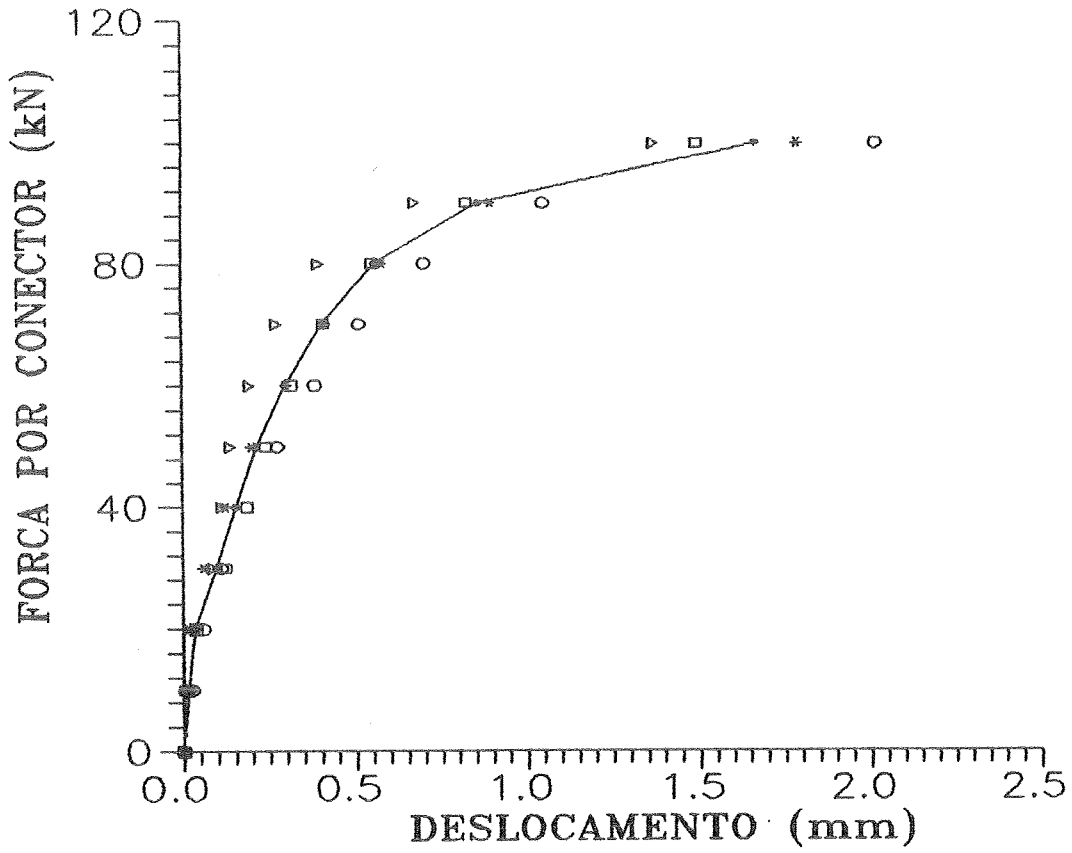
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▶▶▶▶ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO E
 MODELO EII-2
 P(ruptura): 115 kN
 FALHA: ruptura do conector
 3-4



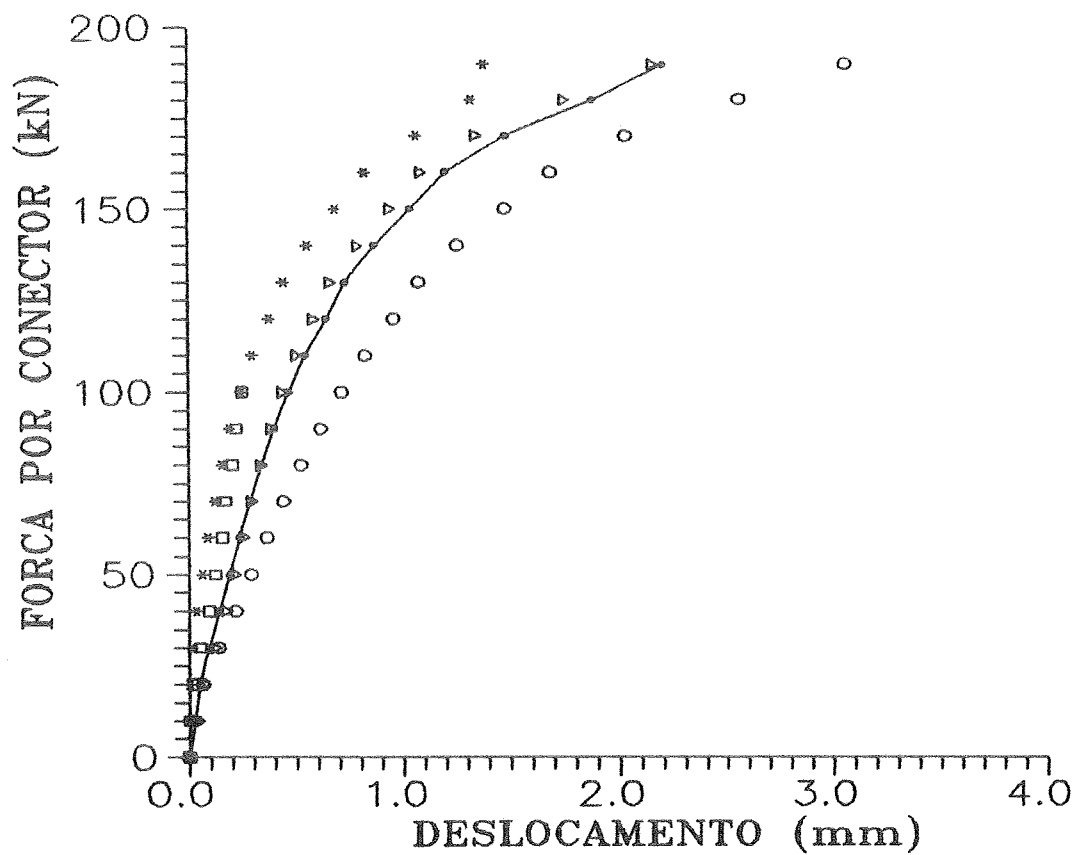
***** POSICAO 1
 oooooo POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3 (sem leitura apos 70 kN)
 >>>> POSICAO 4
 - - - - VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4

CONECTOR TIPO E
MODELO EII-3
P(ruptura): 125 kN
FALHA: ruptura do conector
3-4



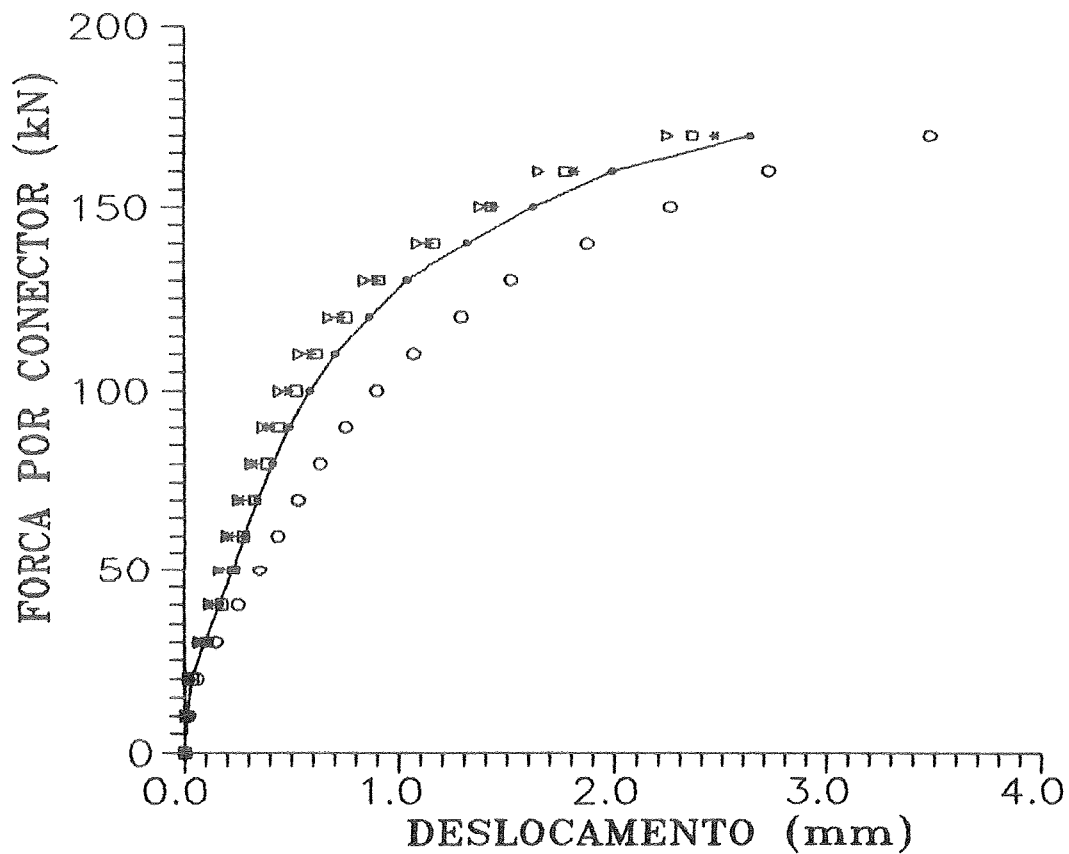
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
 MODELO FI-1
 P(ruptura): 215 kN
 FALHA: ruptura do concreto
 lajes 1-2 e 3-4



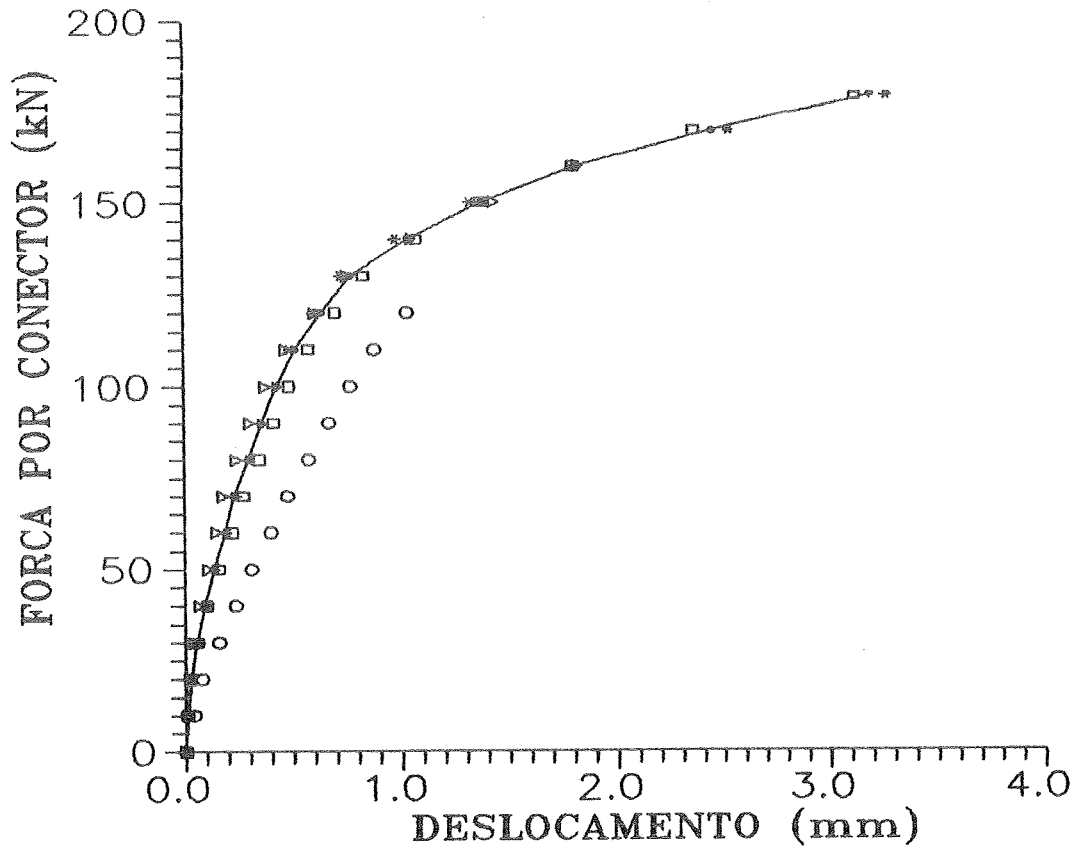
***** POSICAO 1
 ○○○○ POSICAO 2
 □□□□ POSICAO 3 (sem leitura apos 100 kN)
 ▽▽▽▽ POSICAO 4
 —●—●— VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FI-2
P(ruptura): 200 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



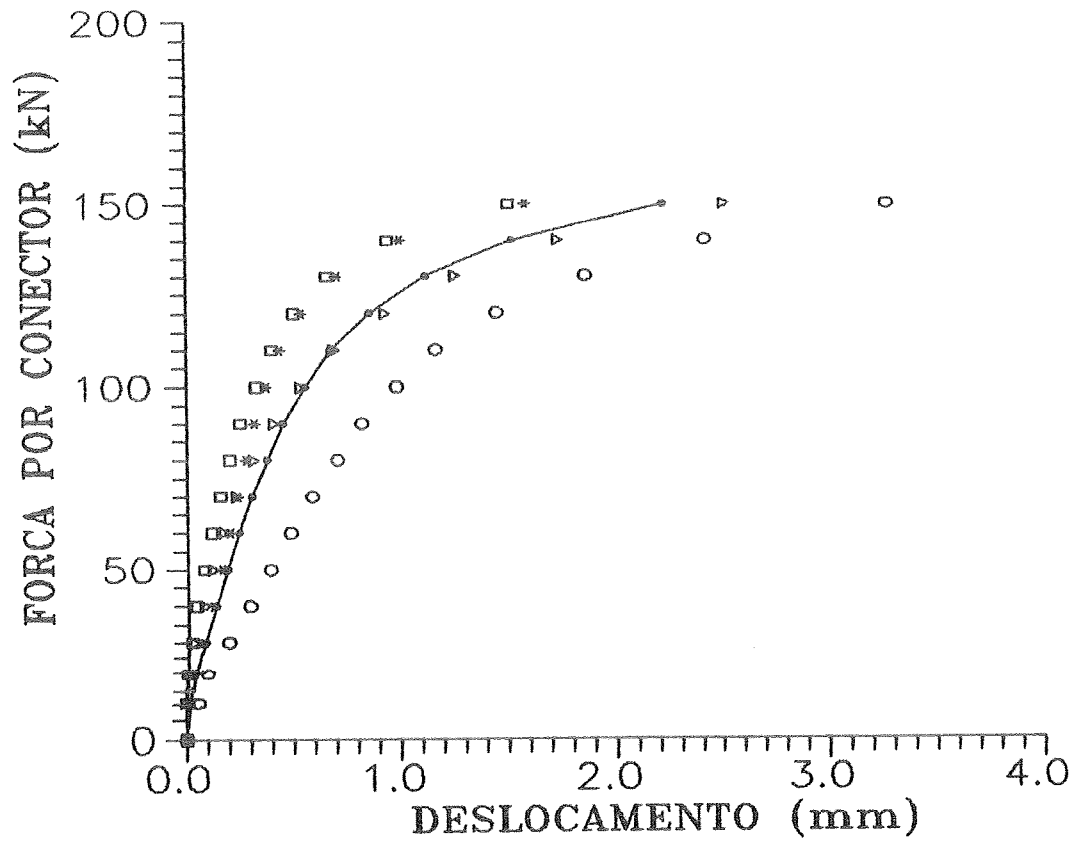
***** POSICAO 1
○○○○○ POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
●●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FI-3
P(ruptura): 195 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



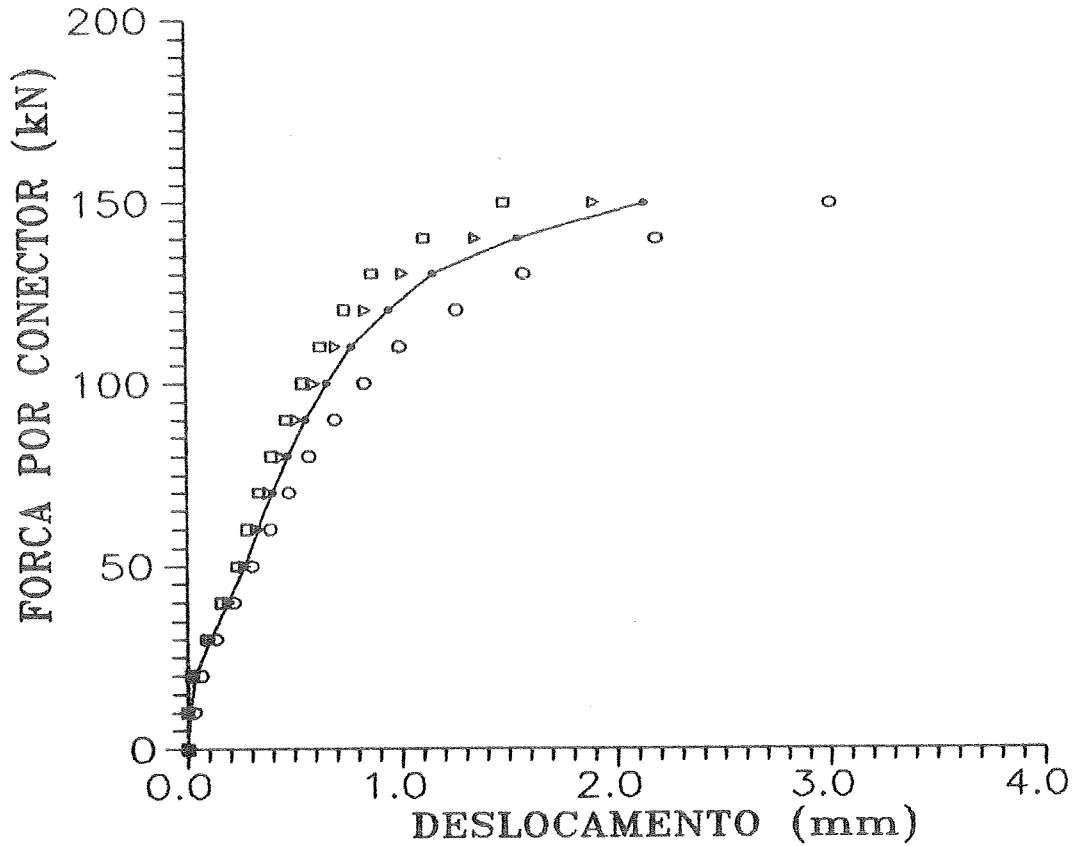
***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2 (sem leitura apos 120 kN)
□□□□ POSICAO 3
▴▴▴▴ POSICAO 4
●●●● VALORES MEDIOS: posicoes 1,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FII-1
P(ruptura): 155 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



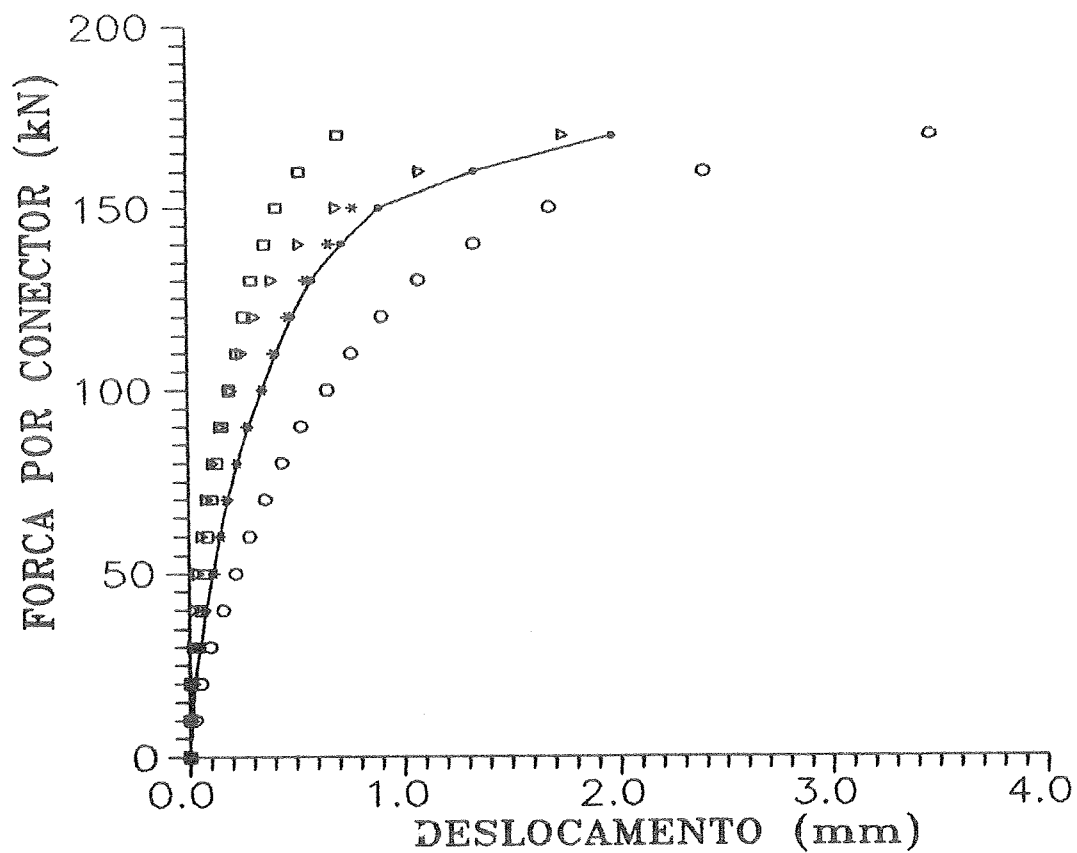
***** POSICAO 1
OOOOO POSICAO 2
□□□□□ POSICAO 3
▷▷▷▷▷ POSICAO 4
- - - - - VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

CONECTOR TIPO F
MODELO FII-2
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



○ ○ ○ ○ ○ POSICAO 2
□ □ □ □ □ POSICAO 3
△ △ △ △ △ POSICAO 4
— ● — ● — ● — VALORES MEDIOS: posicoes 2,3,4
POSICAO 1: sem leitura

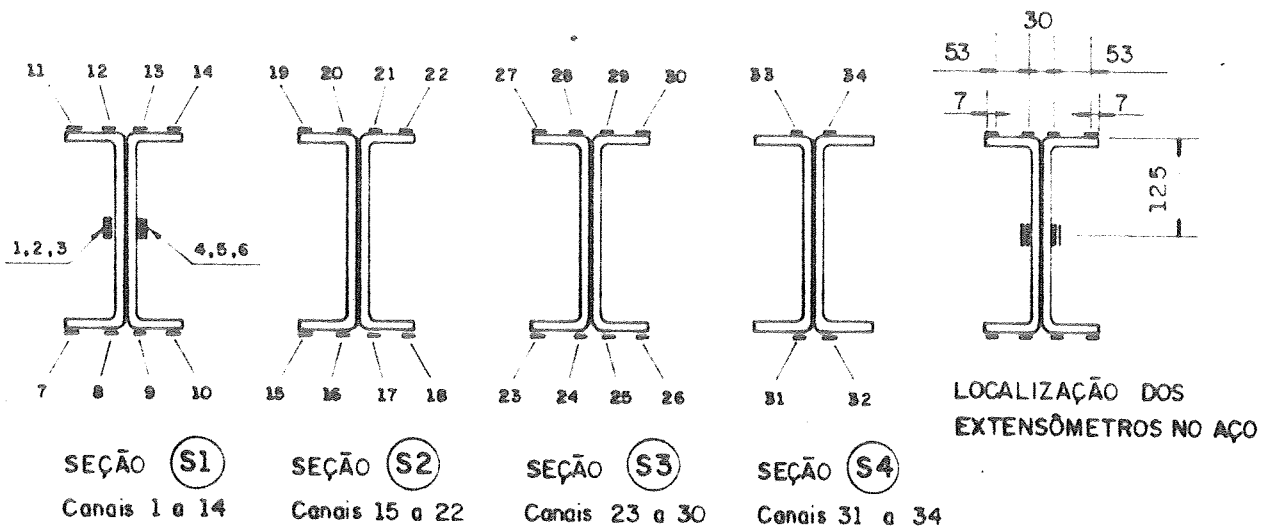
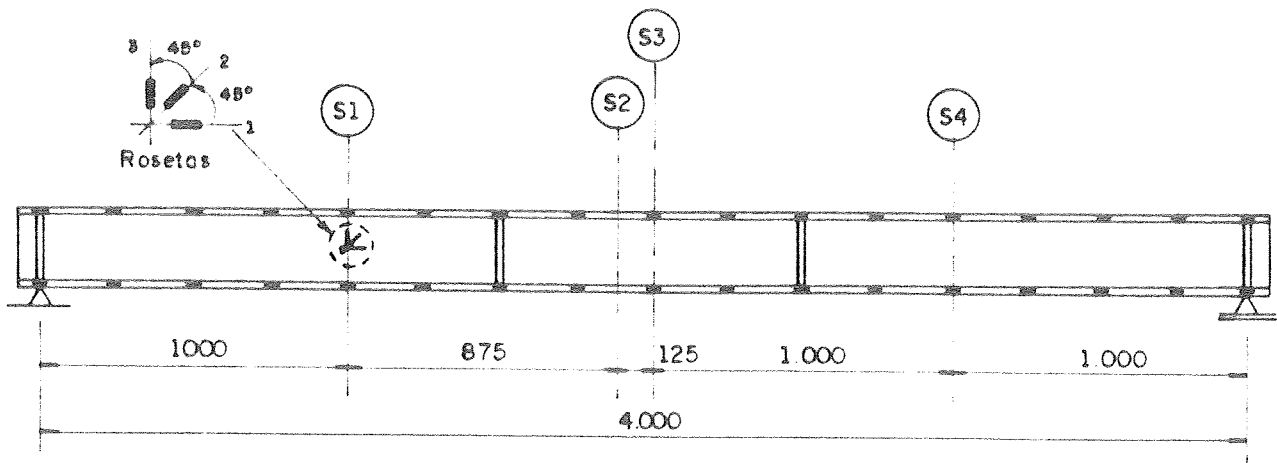
CONECTOR TIPO F
MODELO FII-3
P(ruptura): 175 kN
FALHA: ruptura do concreto
lajes 1-2 e 3-4



***** POSICAO 1
ooooo POSICAO 2
ooooo POSICAO 3
>>>>> POSICAO 4
----- VALORES MEDIOS: posicoes 1,2,3,4

ANEXO II

- DEFORMAÇÕES NOS EXTENSÔMETROS UNIAXIAIS E ROSETAS
RETANGULARES PARA AS VIGAS VA 1 , VA 2 , VM 1 A VM 4



— EXTENSÔMETRO UNIAXIAL

▬ ROSETA RETANGULAR

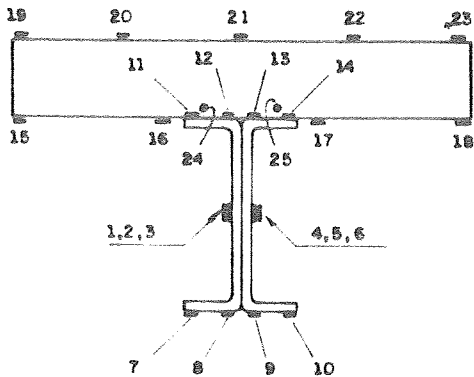
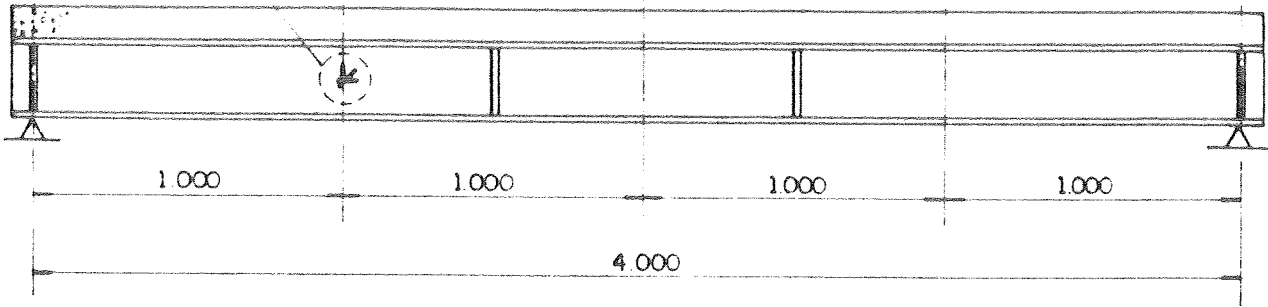
INSTRUMENTAÇÃO : EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA
PARA AS VIGAS VA1 e VA2



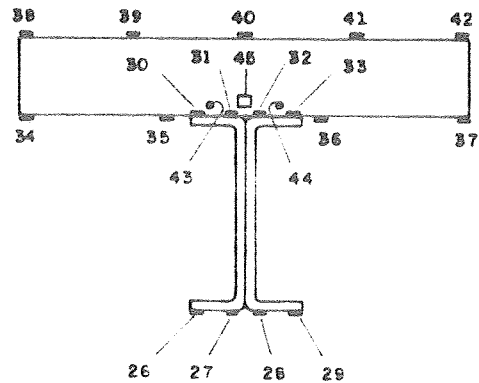
S1

S2

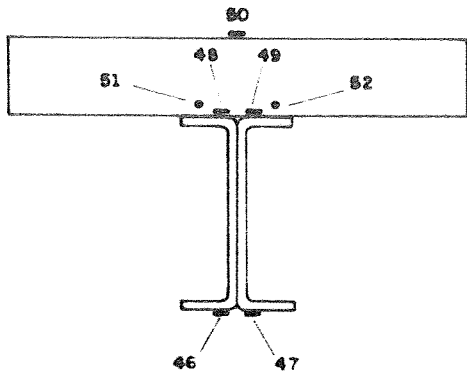
S3



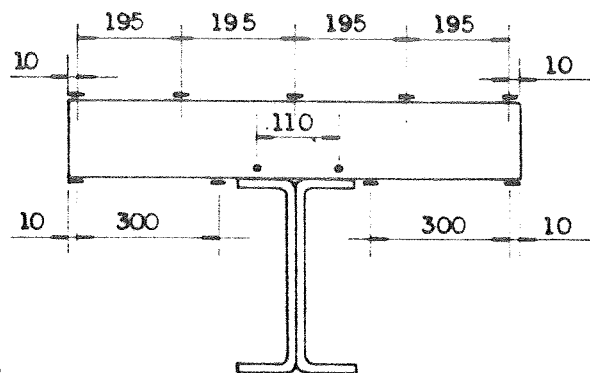
SEÇÃO S1 - Canais 1 a 25



SEÇÃO S2 - Canais 26 a 45



SEÇÃO S3 - Canais 46 a 52



LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NO CONCRETO

— EXTENSÔMETRO UNIAXIAL

≡ ROSETA RETANGULAR

• BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL

□ EXTENSÔMETRO EMBUTIDO NO CONCRETO

INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA PARA AS VIGAS VM1 a VM4

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECÃO S1

C062 P ₁ KN	C063 P ₂ KN	C007 Pto 7 µE	C008 Pto 8 µE	C009 Pto 9 µE	C010 Pto 10 µE	C011 Pto 11 µE	C012 Pto 12 µE	C013 Pto 13 µE	C014 Pto 14 µE
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+148.	+111.	+99.	+92.	-133.	-113.	-100.	-107.
10.0	10.2	+290.	+224.	+205.	+200.	-265.	-230.	-205.	-225.
0.0	0.0	+2.	+1.	+1.	+0.	-2.	+0.	+0.	+0.
5.0	5.2	+152.	+114.	+102.	+94.	-135.	-116.	-102.	-109.
10.0	10.2	+290.	+225.	+206.	+201.	-265.	-230.	-205.	-225.
14.8	15.1	+429.	+344.	+322.	+309.	-402.	-351.	-313.	-350.
19.9	20.1	+577.	+495.	+466.	+428.	-555.	-495.	-434.	-494.
25.0	25.0	+722.	+648.	+618.	+546.	-710.	-650.	-557.	-638.
30.0	30.1	+862.	+796.	+766.	+667.	-878.	-822.	-683.	-783.
34.9	35.0	+1006.	+953.	+921.	+787.	-1056.	-1031.	-817.	-932.
37.5	37.4	+1084.	+1031.	+999.	+846.	-1146.	-1146.	-898.	-1008.
39.9	40.0	+1166.	+1110.	+1080.	+897.	-1236.	-1262.	-981.	-1082.
41.9	42.2	+1278.	+1191.	+1159.	+905.	-1261.	-1372.	-1075.	-1196.
35.9	33.8	+1245.	+1093.	+1068.	+676.	-1247.	-1317.	-835.	-798.
-0.2	-0.2	-4.	+252.	+317.	+112.	-100.	-394.	-216.	-195.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S2

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
4.9	5.1	+213.	+175.	+155.	+120.	-175.	-166.	-164.	-166.
10.0	10.2	+418.	+354.	+321.	+265.	-355.	-340.	-336.	-343.
0.0	0.0	+3.	+2.	+1.	+0.	-1.	+0.	+0.	+1.
5.0	5.2	+219.	+179.	+159.	+123.	-178.	-169.	-166.	-168.
10.0	10.2	+418.	+355.	+322.	+266.	-356.	-340.	-336.	-342.
14.8	15.1	+628.	+529.	+486.	+419.	-539.	-515.	-509.	-515.
19.9	20.1	+855.	+714.	+660.	+592.	-738.	-706.	-695.	-699.
25.0	25.0	+1085.	+901.	+836.	+775.	-940.	-899.	-885.	-883.
30.0	30.1	+1319.	+1097.	+1019.	+971.	-1153.	-1100.	-1084.	-1069.
34.9	35.0	+1583.	+1312.	+1218.	+1189.	-1378.	-1321.	-1298.	-1252.
37.5	37.4	+1734.	+1434.	+1325.	+1306.	-1498.	-1441.	-1410.	-1333.
39.9	40.0	+1897.	+1563.	+1441.	+1435.	-1605.	-1571.	-1531.	-1389.
41.9	42.2	+2098.	+1720.	+1578.	+1613.	-1475.	-1696.	-1675.	-1274.
35.9	33.8	+1875.	+1539.	+1437.	+1562.	-1220.	-1630.	-1380.	-21.
-0.2	-0.2	+405.	+218.	+186.	+406.	+242.	-209.	-275.	+28.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S3

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C023 Pto 23 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε	C030 Pto 30 µε
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+226.	+165.	+149.	+132.	-195.	-165.	-155.	-173.
10.0	10.2	+441.	+335.	+309.	+289.	-404.	-339.	-316.	-354.
0.0	0.0	+4.	+2.	+1.	-1.	-1.	-1.	+0.	+0.
5.0	5.2	+231.	+169.	+152.	+135.	-199.	-168.	-158.	-176.
10.0	10.2	+442.	+336.	+310.	+290.	-404.	-339.	-316.	-354.
14.8	15.1	+656.	+525.	+492.	+451.	-633.	-545.	-480.	-535.
19.9	20.1	+879.	+772.	+737.	+627.	-916.	-825.	-662.	-735.
25.0	25.0	+1090.	+1012.	+968.	+806.	-1234.	-1182.	-852.	-936.
30.0	30.1	+1300.	+1253.	+1201.	+997.	-1618.	-1602.	-1068.	-1126.
34.9	35.0	+1511.	+1504.	+1444.	+1196.	-2165.	-2089.	-1314.	-1277.
37.5	37.4	+1621.	+1631.	+1564.	+1302.	-2572.	-2375.	-1424.	-1306.
39.9	40.0	+1735.	+1762.	+1694.	+1414.	-3234.	-2763.	-1503.	-1227.
41.9	42.2	+1876.	+1938.	+1864.	+1562.	-4355.	-3479.	-1535.	-564.
35.9	33.8	+1667.	+1788.	+1762.	+1469.	-4114.	-3512.	-1312.	+858.
-0.2	-0.2	+117.	+555.	+561.	+288.	-1168.	-1587.	-446.	+378.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAD S4

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε	C034 Pto 34 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.1	+111.	+102.	-102.	-108.
10.0	10.2	+225.	+211.	-212.	-220.
0.0	0.0	+1.	+1.	+0.	+0.
5.0	5.2	+113.	+104.	-104.	-110.
10.0	10.2	+225.	+211.	-212.	-220.
14.8	15.1	+340.	+324.	-320.	-327.
19.9	20.1	+481.	+460.	-434.	-440.
25.0	25.0	+633.	+599.	-550.	-554.
30.0	30.1	+791.	+749.	-668.	-675.
34.9	35.0	+960.	+902.	-786.	-803.
37.5	37.4	+1047.	+980.	-842.	-871.
39.9	40.0	+1137.	+1063.	-891.	-943.
41.9	42.2	+1234.	+1149.	-898.	-1029.
35.9	33.8	+1145.	+1061.	-673.	-881.
-0.2	-0.2	+281.	+321.	+14.	-112.

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

ENSAIO DE VIGA DE AÇO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	σ
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.9	5.1	+0.	-6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
10.0	10.2	+1.	-16.	+0.	+17.	-16.	+0.27	-0.25	-44.2
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
5.0	5.2	+0.	-6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
10.0	10.2	+1.	-16.	+0.	+17.	-16.	+0.27	-0.25	-44.2
14.8	15.1	+1.	-27.	+0.	+28.	-27.	+0.44	-0.41	-44.5
19.9	20.1	+3.	-36.	+0.	+39.	-36.	+0.63	-0.55	-43.9
25.0	25.0	+4.	-44.	+1.	+49.	-44.	+0.79	-0.65	-44.1
30.0	30.1	+4.	-51.	+2.	+57.	-51.	+0.93	-0.76	-44.5
34.9	35.0	+4.	-53.	+4.	+61.	-53.	+1.00	-0.78	-45.0
37.5	37.4	+3.	-49.	+7.	+59.	-49.	+0.98	-0.71	-46.0
39.9	40.0	+2.	-39.	+11.	+53.	-39.	+0.91	-0.52	-48.0
41.9	42.2	-4.	+4.	+23.	+24.	-5.	+0.50	+0.05	U/C
35.9	33.8	-52.	+151.	+31.	+157.	-177.	+2.30	-2.91	+52.3
-0.2	-0.2	+1.	+42.	+2.	+42.	-39.	+0.67	-0.59	+45.3

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 06/08/92
 VIGA VA 1 - CARREGAMENTO CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.9	5.1	+1.	-29.	+2.	+31.	-29.	+0.51	-0.43	-45.45
10.0	10.2	+3.	-54.	+3.	+60.	-54.	+0.97	-0.81	+45.00
0.0	0.0	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
5.0	5.2	+1.	-29.	+2.	+32.	-29.	+0.52	-0.44	-45.44
10.0	10.2	+3.	-54.	+3.	+60.	-54.	+0.97	-0.81	+45.00
14.8	15.1	+5.	-79.	+4.	+87.	-79.	+1.42	-1.18	-44.84
19.9	20.1	+8.	-107.	+4.	+118.	-107.	+1.92	-1.59	-44.51
25.0	25.0	+10.	-134.	+3.	+147.	-134.	+2.39	-2.01	-44.23
30.0	30.1	+13.	-165.	-1.	+177.	-165.	+2.85	-2.49	-43.80
34.9	35.0	+17.	-202.	-8.	+211.	-202.	+3.37	-3.09	-43.29
37.5	37.4	+20.	-226.	-13.	+234.	-227.	+3.69	-3.50	-42.93
39.9	40.0	+23.	-258.	-22.	+260.	-259.	+4.06	-4.03	-42.53
41.9	42.2	+22.	-329.	-48.	+304.	-331.	+4.57	-5.35	-41.82
35.9	33.8	+12.	-502.	-139.	+382.	-509.	+5.12	-8.79	-40.11
-0.2	-0.2	+14.	-52.	-11.	+57.	-54.	+0.90	-0.82	-38.28

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C007 Pto 7 µε	C008 Pto 8 µε	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+85.	+62.	+59.	+51.	-94.	-63.	-50.	-50.
4.8	5.1	4.8	5.2	+168.	+133.	+133.	+131.	-201.	-142.	-119.	-120.
0.1	0.0	0.1	0.1	+36.	+25.	+24.	+18.	-47.	-29.	-16.	-7.
2.4	2.5	2.4	2.6	+97.	+73.	+73.	+69.	-119.	-78.	-61.	-53.
4.8	5.1	4.8	5.2	+171.	+133.	+133.	+128.	-202.	-142.	-119.	-118.
7.1	7.7	7.3	7.8	+257.	+207.	+210.	+214.	-315.	-225.	-188.	-186.
9.5	10.4	9.9	10.5	+342.	+285.	+295.	+305.	-432.	-315.	-260.	-258.
11.9	13.0	12.3	13.1	+433.	+364.	+381.	+390.	-547.	-410.	-336.	-340.
14.2	15.6	14.7	15.7	+531.	+453.	+475.	+476.	-664.	-516.	-417.	-430.
16.6	18.1	17.2	18.4	+629.	+541.	+566.	+558.	-783.	-623.	-502.	-521.
19.0	20.6	19.6	21.0	+733.	+632.	+659.	+639.	-904.	-740.	-589.	-614.
21.3	23.3	22.0	23.6	+841.	+726.	+760.	+724.	-1029.	-877.	-680.	-714.
23.8	25.7	24.5	26.3	+955.	+824.	+859.	+814.	-1151.	-1025.	-779.	-826.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1075.	+922.	+960.	+915.	-1268.	-1176.	-893.	-955.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1195.	+1020.	+1060.	+1012.	-1370.	-1329.	-1021.	-1093.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1330.	+1124.	+1166.	+1123.	-1467.	-1481.	-1173.	-1263.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1476.	+1229.	+1270.	+1237.	-1541.	-1630.	-1354.	-1473.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1636.	+1332.	+1373.	+1341.	-1582.	-1757.	-1545.	-1720.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1818.	+1439.	+1475.	+1440.	-1506.	-1832.	-1816.	-2137.
39.4	41.1	38.5	43.5	+1965.	+1494.	+1516.	+1429.	-1177.	-1778.	-2091.	-2730.
0.1	0.1	0.1	0.1	+539.	+327.	+369.	+230.	-101.	-675.	-799.	-740.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S2

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+93.	+85.	+82.	+69.	-68.	-87.	-75.	-28.
4.8	5.1	4.8	5.2	+193.	+185.	+189.	+177.	-151.	-198.	-174.	-78.
0.1	0.0	0.1	0.1	+40.	+34.	+35.	+35.	-53.	-41.	-31.	-9.
2.4	2.5	2.4	2.6	+107.	+100.	+102.	+94.	-95.	-108.	-91.	-32.
4.8	5.1	4.8	5.2	+195.	+185.	+189.	+176.	-150.	-198.	-175.	-79.
7.1	7.7	7.3	7.8	+295.	+288.	+300.	+294.	-227.	-312.	-276.	-121.
9.5	10.4	9.9	10.5	+398.	+394.	+414.	+418.	-300.	-428.	-383.	-160.
11.9	13.0	12.3	13.1	+507.	+499.	+526.	+537.	-385.	-543.	-491.	-215.
14.2	15.6	14.7	15.7	+622.	+607.	+643.	+659.	-494.	-660.	-604.	-283.
16.6	18.1	17.2	18.4	+734.	+714.	+756.	+780.	-604.	-777.	-716.	-352.
19.0	20.6	19.6	21.0	+851.	+823.	+872.	+900.	-705.	-894.	-831.	-425.
21.3	23.3	22.0	23.6	+974.	+936.	+992.	+1028.	-806.	-1017.	-954.	-499.
23.8	25.7	24.5	26.3	+1101.	+1053.	+1121.	+1167.	-897.	-1143.	-1084.	-578.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1235.	+1180.	+1260.	+1319.	-959.	-1278.	-1230.	-667.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1373.	+1308.	+1406.	+1481.	-969.	-1412.	-1389.	-771.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1527.	+1455.	+1583.	+1688.	-901.	-1554.	-1579.	-893.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1696.	+1615.	+1793.	+1947.	-719.	-1688.	-1788.	-1003.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1885.	+1802.	+2045.	+2257.	-379.	-1808.	-2008.	-1059.
38.1	40.9	38.4	41.9	+2120.	+2060.	+2429.	+2713.	+785.	-2007.	-2394.	-926.
39.4	41.1	38.5	43.5	+2465.	+2530.	+3408.	+4300.	+5460.	-4814.	-4233.	+43.
0.1	0.1	0.1	0.1	+745.	+827.	+1527.	+2423.	+3247.	-2200.	-2087.	+179.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S3

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C023 Pto 23 µE	C024 Pto 24 µE	C025 Pto 25 µE	C026 Pto 26 µE	C027 Pto 27 µE	C028 Pto 28 µE	C029 Pto 29 µE	C030 Pto 30 µE
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+99.	+81.	+77.	+85.	-124.	-83.	-68.	-73.
4.8	5.1	4.8	5.2	+206.	+198.	+191.	+211.	-269.	-187.	-162.	-175.
0.1	0.0	0.1	0.1	+39.	+54.	+47.	+43.	-64.	-40.	-29.	-19.
2.4	2.5	2.4	2.6	+113.	+117.	+108.	+112.	-156.	-103.	-83.	-83.
4.8	5.1	4.8	5.2	+207.	+200.	+192.	+210.	-268.	-188.	-163.	-177.
7.1	7.7	7.3	7.8	+313.	+314.	+315.	+344.	-424.	-301.	-259.	-278.
9.5	10.4	9.9	10.5	+421.	+435.	+446.	+482.	-591.	-425.	-363.	-385.
11.9	13.0	12.3	13.1	+533.	+561.	+580.	+613.	-752.	-551.	-473.	-496.
14.2	15.6	14.7	15.7	+650.	+695.	+718.	+746.	-921.	-688.	-593.	-613.
16.6	18.1	17.2	18.4	+762.	+827.	+852.	+874.	-1090.	-828.	-713.	-733.
19.0	20.6	19.6	21.0	+878.	+960.	+986.	+997.	-1264.	-977.	-838.	-858.
21.3	23.3	22.0	23.6	+998.	+1095.	+1123.	+1124.	-1459.	-1149.	-971.	-992.
23.8	25.7	24.5	26.3	+1121.	+1232.	+1260.	+1257.	-1674.	-1355.	-1123.	-1139.
26.2	28.4	26.9	28.9	+1249.	+1375.	+1403.	+1397.	-1914.	-1606.	-1289.	-1302.
28.5	30.8	29.3	31.5	+1375.	+1513.	+1543.	+1536.	-2186.	-1885.	-1472.	-1479.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1511.	+1662.	+1695.	+1693.	-2538.	-2218.	-1685.	-1705.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1649.	+1815.	+1848.	+1858.	-3024.	-2583.	-1912.	-1990.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1792.	+1978.	+2005.	+2056.	-3803.	-3001.	-2121.	-2305.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1987.	+2212.	+2221.	+2358.	-8176.	-4497.	-2272.	-2059.
39.4	41.1	38.5	43.5	+2292.	+2910.	+2728.	+3118.	-16517.	-8186.	-2851.	+333.
0.1	0.1	0.1	0.1	+453.	+1254.	+1013.	+1067.	-13733.	-4548.	-1175.	-5.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS - SECAO S4

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε	C034 Pto 34 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
2.4	2.6	2.4	2.6	+60.	+65.	-58.	-63.
4.8	5.1	4.8	5.2	+134.	+143.	-137.	-134.
0.1	0.0	0.1	0.1	+20.	+25.	-23.	-22.
2.4	2.5	2.4	2.6	+68.	+76.	-69.	-70.
4.8	5.1	4.8	5.2	+134.	+142.	-138.	-135.
7.1	7.7	7.3	7.8	+207.	+222.	-221.	-208.
9.5	10.4	9.9	10.5	+281.	+307.	-312.	-283.
11.9	13.0	12.3	13.1	+356.	+393.	-403.	-359.
14.2	15.6	14.7	15.7	+437.	+486.	-502.	-442.
16.6	18.1	17.2	18.4	+518.	+579.	-604.	-527.
19.0	20.6	19.6	21.0	+601.	+673.	-706.	-612.
21.3	23.3	22.0	23.6	+688.	+769.	-822.	-703.
23.8	25.7	24.5	26.3	+777.	+868.	-950.	-799.
26.2	28.4	26.9	28.9	+870.	+968.	-1087.	-899.
28.5	30.8	29.3	31.5	+960.	+1067.	-1242.	-1002.
30.9	33.4	31.8	34.1	+1063.	+1174.	-1415.	-1113.
33.3	36.0	34.1	36.7	+1161.	+1276.	-1592.	-1238.
35.7	38.6	36.5	39.3	+1260.	+1384.	-1745.	-1385.
38.1	40.9	38.4	41.9	+1364.	+1487.	-1838.	-1589.
39.4	41.1	38.5	43.5	+1434.	+1532.	-1797.	-1804.
0.1	0.1	0.1	0.1	+228.	+346.	-656.	-518.

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

ENSAIO DE VIGA DE ACO - DATA DO ENSAIO: 13/08/92
 VIGA VA 2 - CARREGAMENTO DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAD S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
2.4	2.6	2.4	2.6	-1.	+5.	-1.	+5.	-7.	+0.06	-0.12	U/C
4.8	5.1	4.8	5.2	-1.	+2.	+0.	+2.	-3.	+0.02	-0.05	U/C
0.1	0.0	0.1	0.1	+0.	+5.	+0.	+5.	-5.	+0.07	-0.07	U/C
2.4	2.5	2.4	2.6	+0.	+6.	+0.	+6.	-6.	+0.09	-0.09	+45.0
4.8	5.1	4.8	5.2	-1.	+2.	-1.	+2.	-4.	+0.02	-0.07	U/C
7.1	7.7	7.3	7.8	-1.	-3.	-1.	+1.	-3.	+0.00	-0.06	U/C
9.5	10.4	9.9	10.5	-2.	-9.	+0.	+7.	-9.	+0.09	-0.15	-48.6
11.9	13.0	12.3	13.1	-3.	-14.	+0.	+11.	-14.	+0.16	-0.24	-48.2
14.2	15.6	14.7	15.7	-5.	-19.	+0.	+14.	-19.	+0.19	-0.33	-49.1
16.6	18.1	17.2	18.4	-6.	-26.	+0.	+20.	-26.	+0.28	-0.44	-48.6
19.0	20.6	19.6	21.0	-7.	-30.	+0.	+24.	-31.	+0.33	-0.52	-48.5
21.3	23.3	22.0	23.6	-9.	-35.	+1.	+28.	-36.	+0.39	-0.61	-49.3
23.8	25.7	24.5	26.3	-10.	-41.	+1.	+33.	-41.	+0.45	-0.70	-49.1
26.2	28.4	26.9	28.9	-10.	-47.	+2.	+38.	-47.	+0.54	-0.79	-49.2
28.5	30.8	29.3	31.5	-11.	-51.	+2.	+42.	-52.	+0.60	-0.87	-49.1
30.9	33.4	31.8	34.1	-12.	-55.	+4.	+47.	-56.	+0.68	-0.93	-49.5
33.3	36.0	34.1	36.7	-13.	-60.	+5.	+52.	-61.	+0.76	-1.00	-49.6
35.7	38.6	36.5	39.3	-11.	-61.	+8.	+58.	-62.	+0.88	-0.99	-49.6
38.1	40.9	38.4	41.9	-6.	-56.	+12.	+63.	-57.	+1.04	-0.84	-49.3
39.4	41.1	38.5	43.5	+8.	-29.	+19.	+56.	-30.	+1.06	-0.29	-48.8
0.1	0.1	0.1	0.1	-10.	+10.	-11.	+10.	-32.	+0.02	-0.65	+44.4

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	+8.	+8.	+8.	+8.	+5.	+7.
20.0	20.0	+18.	+18.	+16.	+17.	+10.	+13.
0.1	0.2	+2.	+2.	+3.	+2.	+2.	+3.
10.1	10.0	+10.	+10.	+9.	+9.	+6.	+9.
20.0	19.9	+19.	+19.	+17.	+18.	+10.	+15.
30.0	29.8	+28.	+28.	+25.	+25.	+15.	+23.
40.2	40.0	+38.	+39.	+34.	+34.	+20.	+29.
50.3	49.8	+46.	+48.	+43.	+41.	+24.	+38.
60.4	59.7	+41.	+31.	+32.	+32.	+65.	+87.
70.5	69.7	+23.	-6.	-4.	+16.	-75.	-45.
80.5	79.2	+29.	-5.	-4.	+24.	-107.	-68.
90.5	89.3	+36.	-9.	-8.	+29.	-141.	-85.
100.7	99.4	+42.	-15.	-13.	+35.	-167.	-94.
110.7	109.3	+47.	-25.	-21.	+38.	-189.	-95.
120.6	119.4	+51.	-37.	-29.	+41.	-203.	-91.
130.2	129.4	+49.	-58.	-50.	+36.	-214.	-91.
136.0	135.4	+49.	-71.	-60.	+36.	-223.	-93.
0.0	-0.1	-26.	-56.	-48.	-23.	+18.	+7.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	-80.	-33.	-25.	-31.	-24.
20.0	20.0	-167.	-67.	-52.	-63.	-48.
0.1	0.2	-20.	-1.	+0.	+0.	+3.
10.1	10.0	-94.	-34.	-25.	-31.	-23.
20.0	19.9	-169.	-66.	-51.	-63.	-47.
30.0	29.8	-257.	-101.	-77.	-96.	-71.
40.2	40.0	-346.	-137.	-106.	-131.	-96.
50.3	49.8	-434.	-173.	-133.	-165.	-122.
60.4	59.7	-557.	-233.	-151.	-221.	-168.
70.5	69.7	-592.	-236.	-138.	-222.	-170.
80.5	79.2	-642.	-268.	-162.	-253.	-201.
90.5	89.3	-702.	-300.	-186.	-284.	-230.
100.7	99.4	-765.	-335.	-212.	-318.	-263.
110.7	109.3	-831.	-371.	-240.	-353.	-298.
120.6	119.4	-900.	-409.	-270.	-390.	-335.
130.2	129.4	-959.	-437.	-292.	-416.	-369.
136.0	135.4	-998.	-456.	-302.	-432.	-393.
0.0	-0.1	-193.	-39.	-23.	-26.	-28.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO ACO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε	C030 Pto 30 µε	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε
0.0	0.1	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.0	9.9	+161.	+166.	+170.	+187.	+14.	+16.	+14.	+13.
20.0	20.0	+330.	+362.	+367.	+383.	+29.	+33.	+29.	+28.
0.1	0.2	+14.	+55.	+55.	+16.	+3.	+20.	+3.	+4.
10.1	10.0	+172.	+208.	+212.	+199.	+17.	+34.	+16.	+16.
20.0	19.9	+333.	+366.	+372.	+383.	+31.	+51.	+29.	+29.
30.0	29.8	+504.	+568.	+584.	+581.	+46.	+68.	+44.	+44.
40.2	40.0	+678.	+791.	+810.	+781.	+63.	+87.	+59.	+59.
50.3	49.8	+850.	+1024.	+1037.	+982.	+81.	+107.	+75.	+74.
60.4	59.7	+1028.	+1268.	+1270.	+1193.	+101.	+126.	+92.	+91.
70.5	69.7	+1203.	+1524.	+1505.	+1411.	+122.	+149.	+111.	+112.
80.5	79.2	+1376.	+1779.	+1723.	+1634.	+145.	+173.	+132.	+133.
90.5	89.3	+1560.	+2053.	+1935.	+1857.	+174.	+203.	+157.	+159.
100.7	99.4	+1765.	+2355.	+2152.	+2087.	+209.	+237.	+186.	+195.
110.7	109.3	+2009.	+2735.	+2390.	+2335.	+261.	+282.	+226.	+245.
120.6	119.4	+2310.	+3217.	+2668.	+2610.	+330.	+343.	+280.	+313.
130.2	129.4	+2742.	+4219.	+3021.	+2948.	+401.	+359.	+277.	+371.
136.0	135.4	+3290.	+5300.	+3330.	+3162.	+372.	+363.	+261.	+350.
0.0	-0.1	+874.	+2886.	+1041.	+543.	+221.	+236.	+120.	+172.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε	C037 Pto 37 µε	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.
10.0	9.9	+17.	+11.	+12.	+11.	+9.	+10.	+21.
20.0	20.0	+35.	+23.	+25.	+24.	+16.	+19.	+42.
0.1	0.2	+3.	+3.	+3.	+2.	+4.	+4.	+41.
10.1	10.0	+19.	+13.	+14.	+13.	+10.	+11.	+57.
20.0	19.9	+37.	+24.	+27.	+25.	+18.	+20.	+75.
30.0	29.8	+54.	+35.	+41.	+37.	+28.	+30.	+96.
40.2	40.0	+72.	+46.	+56.	+48.	+37.	+41.	+115.
50.3	49.8	+81.	+58.	+71.	+57.	+47.	+52.	+135.
60.4	59.7	+95.	+72.	+84.	+67.	+59.	+66.	+158.
70.5	69.7	+90.	+83.	+90.	+73.	+71.	+81.	+181.
80.5	79.2	+99.	+91.	+103.	+73.	+85.	+95.	+207.
90.5	89.3	+104.	+100.	+98.	+76.	+103.	+115.	+238.
100.7	99.4	+111.	+115.	+103.	+82.	+126.	+142.	+276.
110.7	109.3	+111.	+123.	+113.	+76.	+161.	+181.	+327.
120.6	119.4	+98.	+146.	+118.	+68.	+212.	+238.	+403.
130.2	129.4	+69.	+178.	+115.	+33.	+276.	+301.	+521.
136.0	135.4	+77.	+67.	+77.	+26.	+507.	+545.	+792.
0.0	-0.1	-7.	+26.	-18.	-27.	+365.	+396.	+581.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C038 Pto 38 µε	C039 Pto 39 µε	C040 Pto 40 µε	C041 Pto 41 µε	C042 Pto 42 µε
0.0	0.1	+1.	+0.	+0.	+0.	+1.
10.0	9.9	-21.	-49.	-36.	-41.	-46.
20.0	20.0	-45.	-101.	-72.	-82.	-95.
0.1	0.2	+8.	-1.	+6.	+3.	+1.
10.1	10.0	-14.	-50.	-30.	-38.	-45.
20.0	19.9	-43.	-100.	-70.	-80.	-94.
30.0	29.8	-76.	-154.	-109.	-123.	-147.
40.2	40.0	-114.	-210.	-154.	-169.	-205.
50.3	49.8	-156.	-268.	-204.	-214.	-262.
60.4	59.7	-203.	-329.	-261.	-262.	-321.
70.5	69.7	-252.	-397.	-328.	-314.	-385.
80.5	79.2	-304.	-468.	-405.	-369.	-452.
90.5	89.3	-361.	-549.	-493.	-433.	-526.
100.7	99.4	-425.	-641.	-594.	-505.	-612.
110.7	109.3	-504.	-761.	-724.	-592.	-723.
120.6	119.4	-601.	-916.	-885.	-696.	-854.
130.2	129.4	-786.	-1177.	-1088.	-873.	-1105.
136.0	135.4	-906.	-1389.	-1275.	-1015.	-1270.
0.0	-0.1	-279.	-564.	-399.	-347.	-473.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C046 Pto 46 µε	C047 Pto 47 µε	C048 Pto 48 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε	C051 Pto 51 µε	C052 Pto 52 µε
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
10.0	9.9	+107.	+102.	+14.	+17.	-31.	+6.	+6.
20.0	20.0	+219.	+205.	+29.	+33.	-63.	+12.	+11.
0.1	0.2	+9.	+2.	+8.	+19.	+3.	+3.	+3.
10.1	10.0	+114.	+105.	+21.	+34.	-29.	+8.	+8.
20.0	19.9	+221.	+207.	+33.	+49.	-62.	+13.	+13.
30.0	29.8	+339.	+321.	+47.	+68.	-95.	+20.	+19.
40.2	40.0	+466.	+438.	+60.	+84.	-129.	+27.	+26.
50.3	49.8	+602.	+564.	+73.	+100.	-165.	+32.	+32.
60.4	59.7	+745.	+701.	+91.	+115.	-200.	+41.	+41.
70.5	69.7	+893.	+842.	+105.	+120.	-235.	+49.	+50.
80.5	79.2	+1104.	+1039.	+85.	+101.	-224.	-63.	-69.
90.5	89.3	+1277.	+1199.	+92.	+96.	-259.	-68.	-97.
100.7	99.4	+1446.	+1351.	+104.	-5444.	-298.	-76.	-117.
110.7	109.3	+1622.	+1504.	+117.	-6001.	-342.	-80.	-119.
120.6	119.4	+1787.	+1652.	+142.	+23.	-385.	-86.	-118.
130.2	129.4	+1930.	+1779.	+213.	-8525.	-414.	-81.	-138.
136.0	135.4	+2010.	+1853.	+253.	-7967.	-432.	-76.	-155.
0.0	-0.1	+458.	+341.	+84.	-10009.	-72.	+61.	+22.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAD S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.1	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.01	-0.01	U/C
10.0	9.9	+58.	-2.	-16.	+64.	-23.	+1.29	-0.07	-15.8
20.0	20.0	+117.	-3.	-32.	+130.	-45.	+2.59	-0.14	-15.6
0.1	0.2	+5.	+4.	+3.	+5.	+3.	+0.13	+0.10	U/C
10.1	10.0	+62.	+1.	-14.	+68.	-21.	+1.38	-0.00	-15.5
20.0	19.9	+119.	-1.	-31.	+131.	-44.	+2.63	-0.10	-15.4
30.0	29.8	+179.	-2.	-47.	+198.	-66.	+3.97	-0.14	-15.6
40.2	40.0	+241.	-2.	-64.	+265.	-89.	+5.33	-0.20	-15.3
50.3	49.8	+303.	-1.	-81.	+334.	-111.	+6.70	-0.25	-15.1
60.4	59.7	+358.	+0.	-98.	+392.	-132.	+7.86	-0.33	-14.8
70.5	69.7	+425.	-24.	-106.	+482.	-163.	+9.67	-0.40	-17.3
80.5	79.2	+493.	-27.	-122.	+559.	-188.	+11.21	-0.45	-17.3
90.5	89.3	+567.	-26.	-140.	+640.	-213.	+12.85	-0.47	-17.0
100.7	99.4	+645.	-26.	-159.	+726.	-240.	+14.59	-0.50	-16.9
110.7	109.3	+727.	-22.	-180.	+815.	-268.	+16.40	-0.51	-16.6
120.6	119.4	+816.	-15.	-203.	+909.	-296.	+18.30	-0.51	-16.1
130.2	129.4	+924.	+5.	-231.	+1018.	-325.	+20.53	-0.43	-15.3
136.0	135.4	+988.	+18.	-247.	+1081.	-341.	+21.85	-0.36	-14.9
0.0	-0.1	+202.	+92.	-49.	+203.	-50.	+4.18	+0.23	+3.7

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 03/09/92
 VIGA VM 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECÃO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.0	9.9	+48.	-6.	-17.	+54.	-23.	+1.04	-0.16	-16.5
20.0	20.0	+97.	-11.	-33.	+110.	-46.	+2.14	-0.30	-16.8
0.1	0.2	+4.	+2.	+2.	+4.	+2.	+0.10	+0.06	U/C
10.1	10.0	+50.	-5.	-15.	+57.	-22.	+1.13	-0.11	-17.1
20.0	19.9	+98.	-10.	-32.	+111.	-45.	+2.17	-0.27	-16.8
30.0	29.8	+147.	-15.	-48.	+167.	-68.	+3.27	-0.40	-16.7
40.2	40.0	+200.	-20.	-66.	+226.	-92.	+4.42	-0.53	-16.6
50.3	49.8	+251.	-24.	-82.	+283.	-114.	+5.56	-0.65	-16.5
60.4	59.7	+295.	-29.	-98.	+332.	-135.	+6.51	-0.80	-16.4
70.5	69.7	+348.	-56.	-107.	+408.	-168.	+7.99	-1.01	-18.9
80.5	79.2	+402.	-65.	-124.	+472.	-193.	+9.24	-1.16	-18.9
90.5	89.3	+464.	-71.	-143.	+543.	-221.	+10.62	-1.30	-18.7
100.7	99.4	+528.	-77.	-163.	+615.	-249.	+12.04	-1.45	-18.5
110.7	109.3	+597.	-82.	-185.	+692.	-280.	+13.55	-1.61	-18.2
120.6	119.4	+675.	-83.	-210.	+776.	-311.	+15.23	-1.74	-17.7
130.2	129.4	+769.	-75.	-241.	+873.	-344.	+17.17	-1.83	-17.0
136.0	135.4	+826.	-69.	-260.	+931.	-364.	+18.33	-1.89	-16.5
0.0	-0.1	+180.	+54.	-62.	+180.	-62.	+3.60	-0.18	-1.1

Calculos feitos com: E_m = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C007 Pto 7 µε	C008 Pto 8 µε	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+91.	+82.	+81.	+88.
10.0	10.3	10.0	9.4	+187.	+167.	+166.	+178.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+89.	+79.	+79.	+86.
10.1	10.4	10.0	9.6	+183.	+162.	+161.	+173.
15.2	15.5	15.0	14.3	+280.	+252.	+248.	+264.
20.4	20.6	20.1	19.4	+381.	+350.	+344.	+357.
25.6	25.7	25.1	24.2	+482.	+448.	+442.	+449.
30.9	30.8	30.2	29.0	+589.	+556.	+550.	+546.
36.0	35.9	35.2	34.1	+694.	+667.	+658.	+643.
41.1	40.8	40.2	38.9	+801.	+779.	+763.	+740.
46.1	45.7	45.1	43.3	+906.	+888.	+870.	+836.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1018.	+1003.	+978.	+941.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1138.	+1120.	+1086.	+1049.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1348.	+1314.	+1263.	+1258.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1500.	+1453.	+1386.	+1414.
71.7	70.7	70.0	68.3	+1674.	+1589.	+1511.	+1580.
77.1	76.0	75.3	73.2	+1862.	+1727.	+1636.	+1755.
82.2	81.1	80.4	78.3	+2026.	+1840.	+1735.	+1892.
87.5	86.5	85.8	82.4	+2240.	+1977.	+1860.	+2084.
92.5	91.2	90.5	88.1	+2514.	+2123.	+1989.	+2282.
97.4	96.0	95.1	92.6	+2816.	+2266.	+2125.	+2487.
103.0	101.5	100.5	97.0	+3131.	+2412.	+2270.	+2705.
108.4	106.8	105.2	101.0	+3486.	+2577.	+2435.	+2874.
108.7	106.2	104.4	102.1	+3539.	+2592.	+2453.	+2882.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+1287.	+727.	+632.	+818.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+10.	+10.	+12.	+10.
10.0	10.3	10.0	9.4	+19.	+21.	+23.	+20.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+8.	+9.	+10.	+8.
10.1	10.4	10.0	9.6	+16.	+18.	+20.	+17.
15.2	15.5	15.0	14.3	+24.	+28.	+30.	+26.
20.4	20.6	20.1	19.4	+33.	+38.	+41.	+35.
25.6	25.7	25.1	24.2	+42.	+49.	+52.	+44.
30.9	30.8	30.2	29.0	+53.	+60.	+65.	+53.
36.0	35.9	35.2	34.1	+64.	+72.	+77.	+63.
41.1	40.8	40.2	38.9	+73.	+83.	+89.	+71.
46.1	45.7	45.1	43.3	+84.	+94.	+102.	+80.
51.3	50.5	49.9	48.6	+95.	+109.	+115.	+88.
56.4	55.0	55.1	53.3	+108.	+123.	+132.	+95.
61.7	60.8	60.4	58.4	-14.	+10.	+18.	+1.
66.5	65.7	64.9	62.5	-31.	+0.	+5.	-25.
71.7	70.7	70.0	68.3	-49.	-12.	-4.	-45.
77.1	76.0	75.3	73.2	-61.	-21.	-10.	-61.
82.2	81.1	80.4	78.3	-32.	+28.	+61.	+1.
87.5	86.5	85.8	82.4	-45.	+26.	+68.	+0.
92.5	91.2	90.5	88.1	-59.	+25.	+79.	-1.
97.4	96.0	95.1	92.6	-63.	+36.	+101.	+9.
103.0	101.5	100.5	97.0	-59.	+58.	+133.	+20.
108.4	106.8	105.2	101.0	-65.	+86.	+177.	+26.
108.7	106.2	104.4	102.1	-74.	+85.	+178.	+19.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-107.	+0.	+69.	-50.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	-1.	-1.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+5.	+5.	+12.	+6.	+7.	+9.
10.0	10.3	10.0	9.4	+8.	+8.	+24.	+10.	+11.	+15.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	-1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+5.	+4.	+10.	+5.	+3.	+6.
10.1	10.4	10.0	9.6	+9.	+9.	+23.	+10.	+9.	+12.
15.2	15.5	15.0	14.3	+12.	+11.	+34.	+15.	+12.	+18.
20.4	20.6	20.1	19.4	+13.	+12.	+45.	+20.	+18.	+25.
25.6	25.7	25.1	24.2	+13.	+15.	+57.	+24.	+24.	+31.
30.9	30.8	30.2	29.0	+11.	+18.	+66.	+29.	+31.	+40.
36.0	35.9	35.2	34.1	+6.	+20.	+72.	+34.	+37.	+48.
41.1	40.8	40.2	38.9	+0.	+21.	+74.	+38.	+43.	+58.
46.1	45.7	45.1	43.3	-5.	+23.	+75.	+41.	+48.	+67.
51.3	50.5	49.9	48.6	-8.	+24.	+73.	+45.	+53.	+74.
56.4	55.8	55.1	53.3	-10.	+25.	+72.	+50.	+60.	+80.
61.7	60.8	60.4	58.4	-25.	+9.	-41.	+80.	+33.	+7.
66.5	65.7	64.9	62.5	-29.	+11.	-78.	+86.	+23.	-3.
71.7	70.7	70.0	68.3	-31.	+17.	-98.	+94.	+19.	-6.
77.1	76.0	75.3	73.2	-33.	+20.	-107.	+102.	+11.	-7.
82.2	81.1	80.4	78.3	-35.	+9.	-114.	+103.	-35.	-45.
87.5	86.5	85.8	82.4	-36.	+3.	-67.	+111.	-43.	-49.
92.5	91.2	90.5	88.1	-39.	-7.	-24.	+122.	-44.	-51.
97.4	96.0	95.1	92.6	-41.	-23.	-3.	+139.	-25.	-44.
103.0	101.5	100.5	97.0	-43.	-34.	+10.	+157.	+12.	-21.
108.4	106.8	105.2	101.0	-46.	-55.	-7.	+167.	+74.	+79.
108.7	106.2	104.4	102.1	-48.	-61.	-16.	+165.	+86.	+107.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-69.	-72.	-106.	+55.	+173.	+184.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	-19.	-25.	-20.	-20.	-20.
10.0	10.3	10.0	9.4	-40.	-54.	-41.	-63.	-43.
0.1	0.1	0.1	0.1	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	-21.	-27.	-23.	-33.	-24.
10.1	10.4	10.0	9.6	-41.	-55.	-42.	-65.	-45.
15.2	15.5	15.0	14.3	-60.	-84.	-62.	-102.	-67.
20.4	20.6	20.1	19.4	-80.	-113.	-80.	-130.	-89.
25.6	25.7	25.1	24.2	-98.	-142.	-95.	-176.	-109.
30.9	30.8	30.2	29.0	-117.	-172.	-110.	-216.	-129.
36.0	35.9	35.2	34.1	-137.	-202.	-127.	-254.	-148.
41.1	40.8	40.2	38.9	-157.	-234.	-147.	-294.	-170.
46.1	45.7	45.1	43.3	-180.	-266.	-168.	-333.	-191.
51.3	50.5	49.9	48.6	-204.	-302.	-192.	-374.	-216.
56.4	55.8	55.1	53.3	-231.	-337.	-219.	-414.	-240.
61.7	60.8	60.4	58.4	-275.	-370.	-217.	-460.	-279.
66.5	65.7	64.9	62.5	-306.	-411.	-241.	-505.	-308.
71.7	70.7	70.0	68.3	-341.	-450.	-269.	-550.	-340.
77.1	76.0	75.3	73.2	-379.	-491.	-300.	-596.	-375.
82.2	81.1	80.4	78.3	-405.	-523.	-326.	-628.	-398.
87.5	86.5	85.8	82.4	-448.	-570.	-366.	-679.	-438.
92.5	91.2	90.5	88.1	-495.	-619.	-410.	-732.	-478.
97.4	96.0	95.1	92.6	-543.	-671.	-454.	-784.	-518.
103.0	101.5	100.5	97.0	-595.	-729.	-502.	-839.	-564.
108.4	106.8	105.2	101.0	-660.	-799.	-559.	-908.	-617.
108.7	106.2	104.4	102.1	-670.	-810.	-565.	-918.	-625.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-149.	-199.	-111.	-252.	-134.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061	C062	C063	C064	C026	C027	C028	C029
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	Pto 26	Pto 27	Pto 28	Pto 29
kN	kN	kN	kN	µE	µE	µE	µE
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+106.	+107.	+111.	+126.
10.0	10.3	10.0	9.4	+224.	+219.	+232.	+265.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+102.	+105.	+107.	+122.
10.1	10.4	10.0	9.6	+210.	+214.	+220.	+248.
15.2	15.5	15.0	14.3	+327.	+331.	+347.	+393.
20.4	20.6	20.1	19.4	+450.	+461.	+483.	+553.
25.6	25.7	25.1	24.2	+574.	+597.	+621.	+719.
30.9	30.8	30.2	29.0	+701.	+752.	+769.	+905.
36.0	35.9	35.2	34.1	+827.	+903.	+919.	+1112.
41.1	40.8	40.2	38.9	+958.	+1057.	+1068.	+1348.
46.1	45.7	45.1	43.3	+1092.	+1213.	+1215.	+1611.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1242.	+1371.	+1368.	+1923.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1411.	+1531.	+1522.	+2294.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1615.	+1694.	+1685.	+2714.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1863.	+1847.	+1840.	+3170.
71.7	70.7	70.0	68.3	+2216.	+2030.	+2026.	+3786.
77.1	76.0	75.3	73.2	+2692.	+2231.	+2233.	+4494.
82.2	81.1	80.4	78.3	+3392.	+2483.	+2484.	+5224.
87.5	86.5	85.8	82.4	+3682.	+2804.	+2807.	+6093.
92.5	91.2	90.5	88.1	+3996.	+3270.	+3191.	+7361.
97.4	96.0	95.1	92.6	+5014.	+3964.	+3681.	+7698.
103.0	101.5	100.5	97.0	+7484.	+4667.	+4260.	+8296.
108.4	106.8	105.2	101.0	+10115.	+5948.	+5127.	+9848.
108.7	106.2	104.4	102.1	+10590.	+6271.	+5406.	+10445.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+7807.	+3614.	+2735.	+7074.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C030 Pto 30 µε	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε	C033 Pto 33 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+22.	+11.	+12.	+29.
10.0	10.3	10.0	9.4	+26.	+12.	+24.	+27.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	-1.	+0.	+1.
5.1	5.2	5.0	4.8	+17.	+8.	+10.	+21.
10.1	10.4	10.0	9.6	+22.	+11.	+21.	+22.
15.2	15.5	15.0	14.3	+34.	+15.	+32.	+32.
20.4	20.6	20.1	19.4	+46.	+20.	+44.	+45.
25.6	25.7	25.1	24.2	+59.	+25.	+56.	+57.
30.9	30.8	30.2	29.0	+73.	+29.	+69.	+69.
36.0	35.9	35.2	34.1	+87.	+32.	+83.	+83.
41.1	40.8	40.2	38.9	+101.	+33.	+97.	+96.
46.1	45.7	45.1	43.3	+116.	+35.	+110.	+109.
51.3	50.5	49.9	48.6	+132.	+21.	+126.	+123.
56.4	55.8	55.1	53.3	+151.	+19.	+142.	+139.
61.7	60.8	60.4	58.4	+172.	+17.	+160.	+156.
66.5	65.7	64.9	62.5	+193.	+18.	+179.	+176.
71.7	70.7	70.0	68.3	+223.	+29.	+204.	+201.
77.1	76.0	75.3	73.2	+256.	+48.	+232.	+229.
82.2	81.1	80.4	78.3	+287.	+61.	+256.	+257.
87.5	86.5	85.8	82.4	+333.	+83.	+289.	+297.
92.5	91.2	90.5	88.1	+380.	+98.	+328.	+354.
97.4	96.0	95.1	92.6	+437.	+118.	+346.	+373.
103.0	101.5	100.5	97.0	+551.	+179.	+430.	+494.
108.4	106.8	105.2	101.0	+773.	+317.	+596.	+704.
108.7	106.2	104.4	102.1	+817.	+351.	+636.	+741.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+601.	+169.	+443.	+549.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε	C037 Pto 37 µε	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.	+1.
4.9	5.0	5.0	4.7	+9.	+9.	+9.	+11.	+7.	+9.	+12.
10.0	10.3	10.0	9.4	+19.	+17.	+15.	+23.	+13.	+14.	+21.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+7.	+8.	+7.	+8.	+5.	+5.	+8.
10.1	10.4	10.0	9.6	+16.	+16.	+14.	+17.	+10.	+11.	+18.
15.2	15.5	15.0	14.3	+24.	+23.	+20.	+27.	+17.	+17.	+27.
20.4	20.6	20.1	19.4	+29.	+29.	+26.	+38.	+23.	+24.	+37.
25.6	25.7	25.1	24.2	+34.	+36.	+33.	+50.	+29.	+31.	+48.
30.9	30.8	30.2	29.0	-11.	+42.	+40.	+61.	+38.	+40.	+61.
36.0	35.9	35.2	34.1	-20.	+42.	+44.	+75.	+45.	+48.	+74.
41.1	40.8	40.2	38.9	-24.	+40.	+50.	+90.	+53.	+56.	+86.
46.1	45.7	45.1	43.3	-25.	+37.	+48.	+109.	+61.	+65.	+98.
51.3	50.5	49.9	48.6	-28.	+33.	+52.	+130.	+69.	+74.	+111.
56.4	55.8	55.1	53.3	-30.	+38.	+58.	+157.	+81.	+87.	+127.
61.7	60.8	60.4	58.4	-32.	+40.	+57.	+194.	+92.	+100.	+144.
66.5	65.7	64.9	62.5	-33.	+41.	+49.	+217.	+104.	+114.	+163.
71.7	70.7	70.0	68.3	-34.	+42.	+49.	+185.	+121.	+133.	+188.
77.1	76.0	75.3	73.2	-34.	+37.	+51.	+169.	+142.	+156.	+218.
82.2	81.1	80.4	78.3	-38.	+31.	+48.	+149.	+163.	+180.	+245.
87.5	86.5	85.8	82.4	-44.	+18.	+45.	+146.	+203.	+214.	+290.
92.5	91.2	90.5	88.1	-55.	+8.	+41.	+129.	+270.	+267.	+376.
97.4	96.0	95.1	92.6	-61.	-5.	+34.	+257.	+409.	+417.	+568.
103.0	101.5	100.5	97.0	-72.	-16.	+19.	+512.	+586.	+574.	+826.
108.4	106.8	105.2	101.0	-79.	-40.	-12.	+1122.	+881.	+834.	+1193.
108.7	106.2	104.4	102.1	-80.	-43.	-17.	+1275.	+940.	+886.	+1267.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-90.	-79.	-57.	+968.	+796.	+741.	+1056.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C038 Pto 38 µε	C039 Pto 39 µε	C040 Pto 40 µε	C041 Pto 41 µε	C042 Pto 42 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	-1.	+1.
4.9	5.0	5.0	4.7	-21.	-33.	-20.	-33.	-13.
10.0	10.3	10.0	9.4	-40.	-69.	-42.	-69.	-25.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	-23.	-34.	-22.	-35.	-15.
10.1	10.4	10.0	9.6	-41.	-69.	-44.	-69.	-27.
15.2	15.5	15.0	14.3	-59.	-106.	-71.	-106.	-41.
20.4	20.6	20.1	19.4	-80.	-145.	-100.	-144.	-58.
25.6	25.7	25.1	24.2	-103.	-185.	-133.	-183.	-77.
30.9	30.8	30.2	29.0	-129.	-228.	-170.	-223.	-99.
36.0	35.9	35.2	34.1	-159.	-272.	-208.	-265.	-123.
41.1	40.8	40.2	38.9	-194.	-319.	-251.	-309.	-153.
46.1	45.7	45.1	43.3	-232.	-367.	-296.	-355.	-185.
51.3	50.5	49.9	48.6	-275.	-421.	-348.	-406.	-220.
56.4	55.8	55.1	53.3	-321.	-477.	-401.	-460.	-258.
61.7	60.8	60.4	58.4	-374.	-538.	-462.	-518.	-301.
66.5	65.7	64.9	62.5	-426.	-598.	-522.	-577.	-344.
71.7	70.7	70.0	68.3	-490.	-672.	-595.	-647.	-399.
77.1	76.0	75.3	73.2	-562.	-755.	-678.	-727.	-460.
82.2	81.1	80.4	78.3	-652.	-857.	-793.	-829.	-540.
87.5	86.5	85.8	82.4	-764.	-986.	-928.	-953.	-640.
92.5	91.2	90.5	88.1	-912.	-1155.	-1096.	-1110.	-771.
97.4	96.0	95.1	92.6	-1114.	-1398.	-1340.	-1335.	-952.
103.0	101.5	100.5	97.0	-1399.	-1714.	-1664.	-1625.	-1189.
108.4	106.8	105.2	101.0	-1849.	-2254.	-2239.	-2113.	-1576.
108.7	106.2	104.4	102.1	-1943.	-2374.	-2367.	-2217.	-1658.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	-967.	-1375.	-1261.	-1261.	-829.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C046 Pto 46 µε	C047 Pto 47 µε	C048 Pto 48 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε	C051 Pto 51 µε	C052 Pto 52 µε
0.0	0.0	0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.
4.9	5.0	5.0	4.7	+81.	+82.	+10.	+10.	-18.	+6.	+5.
10.0	10.3	10.0	9.4	+168.	+168.	+14.	+13.	-38.	+10.	+8.
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.2	5.0	4.8	+79.	+79.	+7.	+6.	-20.	+3.	+2.
10.1	10.4	10.0	9.6	+161.	+162.	+11.	+10.	-39.	+9.	+6.
15.2	15.5	15.0	14.3	+248.	+250.	+17.	+17.	-58.	+12.	+10.
20.4	20.6	20.1	19.4	+344.	+347.	+23.	+23.	-79.	+17.	+13.
25.6	25.7	25.1	24.2	+443.	+444.	+29.	+30.	-99.	+23.	+17.
30.9	30.8	30.2	29.0	+548.	+547.	+37.	+39.	-118.	+28.	+23.
36.0	35.9	35.2	34.1	+658.	+650.	+45.	+48.	-138.	+33.	+28.
41.1	40.8	40.2	38.9	+769.	+755.	+52.	+55.	-158.	+37.	+31.
46.1	45.7	45.1	43.3	+880.	+857.	+59.	+64.	-179.	+41.	+36.
51.3	50.5	49.9	48.6	+1000.	+966.	+67.	+75.	-202.	+41.	+40.
56.4	55.8	55.1	53.3	+1118.	+1076.	+77.	+86.	-223.	+43.	+46.
61.7	60.8	60.4	58.4	+1319.	+1255.	+0.	+20.	-219.	-32.	-23.
66.5	65.7	64.9	62.5	+1444.	+1367.	+12.	+34.	-232.	-47.	-50.
71.7	70.7	70.0	68.3	+1586.	+1493.	+10.	+32.	-252.	-47.	-61.
77.1	76.0	75.3	73.2	+1727.	+1617.	+5.	+28.	-271.	-42.	-69.
82.2	81.1	80.4	78.3	+1856.	+1732.	+64.	+89.	-285.	-28.	-101.
87.5	86.5	85.8	82.4	+1981.	+1849.	+79.	+110.	-309.	-13.	-108.
92.5	91.2	90.5	88.1	+2120.	+1990.	+92.	+130.	-334.	+3.	-113.
97.4	96.0	95.1	92.6	+2261.	+2147.	+111.	+157.	-358.	+22.	-113.
103.0	101.5	100.5	97.0	+2403.	+2317.	+141.	+195.	-386.	+31.	-118.
108.4	106.8	105.2	101.0	+2565.	+2491.	+181.	+243.	-425.	+42.	-122.
108.7	106.2	104.4	102.1	+2583.	+2511.	+182.	+248.	-430.	+48.	-110.
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+716.	+648.	+52.	+124.	-89.	+130.	+72.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.0	+0.0	U/C
4.9	5.0	5.0	4.7	+45.	+5.	-10.	+47.	-13.	+1.0	+0.0	-12.1
10.0	10.3	10.0	9.4	+88.	+9.	-24.	+93.	-29.	+1.9	-0.0	-11.5
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
5.1	5.2	5.0	4.8	+41.	+2.	-13.	+43.	-16.	+0.9	-0.1	-11.8
10.1	10.4	10.0	9.6	+84.	+6.	-25.	+89.	-30.	+1.8	-0.1	-11.8
15.2	15.5	15.0	14.3	+128.	+9.	-38.	+136.	-46.	+2.7	-0.1	-11.9
20.4	20.6	20.1	19.4	+174.	+13.	-51.	+184.	-61.	+3.7	-0.1	-11.5
25.6	25.7	25.1	24.2	+221.	+18.	-64.	+233.	-76.	+4.7	-0.1	-11.5
30.9	30.8	30.2	29.0	+270.	+24.	-76.	+285.	-91.	+5.7	-0.1	-11.5
36.0	35.9	35.2	34.1	+319.	+30.	-89.	+335.	-106.	+6.8	-0.1	-11.2
41.1	40.8	40.2	38.9	+367.	+36.	-102.	+386.	-121.	+7.8	-0.1	-11.2
46.1	45.7	45.1	43.3	+417.	+42.	-115.	+438.	-137.	+8.9	-0.1	-11.1
51.3	50.5	49.9	48.6	+468.	+48.	-129.	+491.	-153.	+9.9	-0.1	-11.0
56.4	55.8	55.1	53.3	+522.	+55.	-145.	+548.	-170.	+11.1	-0.1	-10.9
61.7	60.8	60.4	58.4	+537.	+54.	-138.	+567.	-168.	+11.5	+0.1	-11.7
66.5	65.7	64.9	62.5	+585.	+62.	-148.	+617.	-180.	+12.6	+0.1	-11.6
71.7	70.7	70.0	68.3	+645.	+70.	-163.	+679.	-197.	+13.8	+0.1	-11.5
77.1	76.0	75.3	73.2	+708.	+82.	-179.	+745.	-215.	+15.2	+0.2	-11.2
82.2	81.1	80.4	78.3	+794.	+104.	-201.	+830.	-237.	+16.9	+0.3	-10.6
87.5	86.5	85.8	82.4	+870.	+125.	-220.	+906.	-255.	+18.5	+0.4	-10.1
92.5	91.2	90.5	88.1	+960.	+150.	-243.	+994.	-278.	+20.3	+0.4	-9.5
97.4	96.0	95.1	92.6	+1061.	+184.	-267.	+1094.	-300.	+22.4	+0.6	-8.9
103.0	101.5	100.5	97.0	+1175.	+223.	-298.	+1206.	-329.	+24.7	+0.7	-8.2
108.4	106.8	105.2	101.0	+1324.	+274.	-338.	+1352.	-366.	+27.7	+0.9	-7.4
108.7	106.2	104.4	102.1	+1344.	+284.	-343.	+1371.	-370.	+28.1	+0.9	-7.2
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+446.	+193.	-135.	+448.	-137.	+9.1	-0.1	+3.7

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 10/09/92
 VIGA VM 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. COMPLETA)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C061	C062	C063	C064	C004	C005	C006	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P_1	P_2	P_3	P_4	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.0	0.0	0.0	0.0	+1.	+0.	+1.	+2.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
4.9	5.0	5.0	4.7	+48.	+8.	-6.	+51.	-9.	+1.1	+0.1	-13.3
10.0	10.3	10.0	9.4	+95.	+12.	-15.	+102.	-22.	+2.1	+0.2	-13.3
0.1	0.1	0.1	0.1	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.0	+0.0	U/C
5.1	5.2	5.0	4.8	+44.	+4.	-10.	+47.	-13.	+1.0	+0.0	-13.3
10.1	10.4	10.0	9.6	+90.	+9.	-18.	+97.	-25.	+2.0	+0.1	-13.5
15.2	15.5	15.0	14.3	+137.	+13.	-28.	+147.	-37.	+3.0	+0.1	-13.3
20.4	20.6	20.1	19.4	+186.	+20.	-38.	+199.	-50.	+4.1	+0.2	-12.9
25.6	25.7	25.1	24.2	+237.	+26.	-48.	+253.	-63.	+5.2	+0.3	-12.9
30.9	30.8	30.2	29.0	+289.	+33.	-57.	+308.	-76.	+6.4	+0.4	-12.8
36.0	35.9	35.2	34.1	+340.	+41.	-67.	+362.	-88.	+7.5	+0.5	-12.6
41.1	40.8	40.2	38.9	+392.	+48.	-77.	+416.	-101.	+8.6	+0.5	-12.6
46.1	45.7	45.1	43.3	+443.	+54.	-88.	+470.	-116.	+9.7	+0.6	-12.4
51.3	50.5	49.9	48.6	+496.	+62.	-100.	+526.	-130.	+10.9	+0.6	-12.3
56.4	55.8	55.1	53.3	+553.	+70.	-112.	+586.	-145.	+12.1	+0.7	-12.1
61.7	60.8	60.4	58.4	+570.	+70.	-105.	+607.	-142.	+12.6	+0.9	-12.8
66.5	65.7	64.9	62.5	+621.	+78.	-114.	+661.	-154.	+13.7	+1.0	-12.8
71.7	70.7	70.0	68.3	+682.	+89.	-126.	+724.	-168.	+15.0	+1.1	-12.5
77.1	76.0	75.3	73.2	+748.	+102.	-141.	+792.	-185.	+16.4	+1.2	-12.2
82.2	81.1	80.4	78.3	+840.	+128.	-161.	+882.	-203.	+18.3	+1.4	-11.4
87.5	86.5	85.8	82.4	+921.	+148.	-182.	+963.	-224.	+20.0	+1.4	-10.9
92.5	91.2	90.5	88.1	+1015.	+176.	-205.	+1056.	-247.	+21.9	+1.6	-10.3
97.4	96.0	95.1	92.6	+1122.	+210.	-232.	+1162.	-272.	+24.1	+1.7	-9.6
103.0	101.5	100.5	97.0	+1244.	+247.	-263.	+1282.	-302.	+26.6	+1.9	-8.9
108.4	106.8	105.2	101.0	+1400.	+300.	-308.	+1435.	-343.	+29.7	+2.0	-8.0
108.7	106.2	104.4	102.1	+1420.	+309.	-315.	+1453.	-348.	+30.1	+2.0	-7.8
2.4	-0.5	-0.5	0.2	+482.	+217.	-117.	+484.	-119.	+10.0	+0.6	+3.3

Calculos feitos com: $E_a = 203.000$ MPa e $\nu = 0,3$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD 51 - DEFORMACOES NO ACO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C007 Pto 7 µε	C008 Pto 8 µε	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+1.
10.1	9.8	+130.	+98.	+106.	+120.	+10.	+11.	+10.
20.4	19.6	+261.	+189.	+214.	+245.	+21.	+23.	+19.
0.0	0.0	+11.	-15.	+9.	+10.	+2.	+3.	+3.
0.0	0.0	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+125.	+103.	+103.	+117.	+10.	+10.	+9.
20.3	19.6	+250.	+205.	+206.	+236.	+19.	+21.	+17.
30.5	29.5	+381.	+293.	+324.	+362.	+29.	+30.	+27.
40.7	39.4	+515.	+388.	+458.	+491.	+39.	+41.	+35.
50.8	49.1	+648.	+486.	+598.	+620.	+48.	+52.	+44.
61.1	59.0	+787.	+580.	+751.	+754.	+59.	+67.	+53.
71.2	69.0	+1057.	+785.	+1046.	+982.	+766.	-84.	-85.
81.1	78.7	+1265.	+923.	+1273.	+1152.	+922.	-143.	-157.
91.2	88.9	+1498.	+1110.	+1525.	+1347.	+785.	-234.	-281.
101.2	98.6	+1785.	+1324.	+1841.	+1586.	+785.	-406.	-495.
110.8	108.8	+2078.	+1488.	+2168.	+1852.	+800.	-597.	-734.
0.4	-0.2	+525.	+173.	+887.	+376.	+462.	-411.	-459.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε
0.0	0.0	+1.	+0.	+1.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+10.	+8.	+8.	+8.	+3.	+3.
20.4	19.6	+20.	+16.	+16.	+14.	+6.	+7.
0.0	0.0	+3.	+2.	+2.	+1.	+2.	+1.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.
10.2	9.8	+9.	+8.	+8.	+8.	+2.	+4.
20.3	19.6	+18.	+15.	+15.	+14.	+4.	+7.
30.5	29.5	+27.	+23.	+23.	+21.	+7.	+9.
40.7	39.4	+37.	+31.	+28.	+26.	+9.	+11.
50.8	49.1	+45.	+39.	+33.	+33.	+10.	+14.
61.1	59.0	+54.	+45.	+36.	+39.	+13.	+17.
71.2	69.0	+56.	-40.	-46.	+38.	-43.	-76.
81.1	78.7	+64.	-46.	-55.	+45.	-59.	-91.
91.2	88.9	+74.	-49.	-60.	+54.	-71.	-104.
101.2	98.6	+83.	-44.	-59.	+62.	-76.	-108.
110.8	108.8	+86.	-40.	-56.	+68.	-80.	-111.
0.4	-0.2	-1.	-23.	-20.	-2.	+25.	-11.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	-24.	-29.	-27.	-49.	-32.
20.4	19.6	-49.	-58.	-55.	-98.	-65.
0.0	0.0	+9.	+1.	+2.	-5.	+1.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
10.2	9.8	-26.	-28.	-27.	-47.	-32.
20.3	19.6	-56.	-58.	-56.	-92.	-66.
30.5	29.5	-85.	-89.	-84.	-142.	-100.
40.7	39.4	-117.	-121.	-113.	-192.	-138.
50.8	49.1	-152.	-153.	-142.	-243.	-175.
61.1	59.0	-193.	-189.	-171.	-296.	-218.
71.2	69.0	-178.	-173.	-154.	-268.	-203.
81.1	78.7	-208.	-193.	-172.	-294.	-233.
91.2	88.9	-239.	-214.	-191.	-318.	-264.
101.2	98.6	-268.	-233.	-205.	-340.	-295.
110.8	108.8	-300.	-253.	-220.	-363.	-326.
0.4	-0.2	+0.	-6.	+26.	+7.	-10.

* CANAL 11: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO 52 - DEFORMACOES NO AÇO

C062 P ₁ KN	C063 P ₂ KN	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε	C030 Pto 30 µε	C031 Pto 31 µε	C032 Pto 32 µε
0.0	0.0	+0.	+1.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+189.	+185.	+184.	+198.	+12.	+12.	+13.
20.4	19.6	+383.	+387.	+389.	+401.	+24.	+25.	+26.
0.0	0.0	+19.	+80.	+72.	+21.	+3.	+3.	+4.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	-2.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+182.	+155.	+159.	+189.	+11.	+12.	+11.
20.3	19.6	+366.	+312.	+320.	+381.	+23.	+24.	+23.
30.5	29.5	+560.	+526.	+559.	+585.	+34.	+36.	+35.
40.7	39.4	+759.	+767.	+809.	+793.	+48.	+48.	+48.
50.8	49.1	+956.	+1019.	+1063.	+994.	+60.	+62.	+62.
61.1	59.0	+1166.	+1271.	+1339.	+1204.	+75.	+77.	+77.
71.2	69.0	+1522.	+1670.	+1758.	+1539.	-150.	-79.	-152.
81.1	78.7	+1870.	+2022.	+2137.	+1831.	-257.	-110.	-248.
91.2	88.9	+2330.	+2414.	+2606.	+2220.	-409.	-98.	-383.
101.2	98.6	+3103.	+3034.	+3542.	+2794.	-704.	-254.	-652.
110.8	108.8	+4053.	+4220.	+5492.	+3680.	-1355.	-707.	-1253.
0.4	-0.2	+1821.	+2536.	+4451.	+1959.	-1194.	-706.	-1430.

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C062 P ₁ KN	C063 P ₂ KN	C034 Pto 34 µE	C035 Pto 35 µE	C036 Pto 36 µE	C037 Pto 37 µE	C043 Pto 43 µE	C044 Pto 44 µE	C045 Pto 45 µE
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	+12.	+7.	+10.	+12.	+7.	+10.	+11.
20.4	19.6	+24.	+13.	+21.	+24.	+13.	+19.	+23.
0.0	0.0	+3.	+2.	+3.	+3.	+3.	+3.	+3.
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
10.2	9.8	+12.	+7.	+10.	+12.	+6.	+9.	+11.
20.3	19.6	+23.	+13.	+20.	+24.	+12.	+17.	+21.
30.5	29.5	+34.	+19.	+29.	+34.	+18.	+26.	+33.
40.7	39.4	+45.	+25.	+40.	+45.	+25.	+34.	+44.
50.8	49.1	+56.	+32.	+51.	+56.	+31.	+44.	+57.
61.1	59.0	+65.	+38.	+61.	+59.	+39.	+54.	+71.
71.2	69.0	+57.	+39.	+8.	+61.	+103.	+111.	+124.
81.1	78.7	+61.	+42.	+8.	+65.	+112.	+124.	+139.
91.2	88.9	+64.	+46.	+8.	+66.	+123.	+136.	+153.
101.2	98.6	+64.	+51.	+7.	+65.	+139.	+157.	+173.
110.8	108.8	+50.	+55.	+1.	+63.	+178.	+203.	+211.
0.4	-0.2	-22.	+15.	-28.	+8.	0/S-	0/S-	0/S-

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C062 P ₁ KN	C063 P ₂ KN	C038 Pto 34 µE	C039 Pto 35 µE	C040 Pto 36 µE	C041 Pto 37 µE	C042 Pto 43 µE
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.1	9.8	-36.	-45.	-22.	-30.	-30.
20.4	19.6	-72.	-95.	-46.	-62.	-62.
0.0	0.0	+6.	-3.	+7.	+4.	+5.
0.0	0.0	+0.	+0.	+1.	+0.	+0.
10.2	9.8	-37.	-44.	-23.	-31.	-30.
20.3	19.6	-76.	-93.	-51.	-65.	-65.
30.5	29.5	-116.	-147.	-80.	-98.	-100.
40.7	39.4	-160.	-204.	-112.	-134.	-137.
50.8	49.1	-209.	-263.	-146.	-170.	-177.
61.1	59.0	-266.	-326.	-184.	-210.	-222.
71.2	69.0	-321.	-400.	-230.	-256.	-260.
81.1	78.7	-370.	-452.	-275.	-292.	-309.
91.2	88.9	-422.	-507.	-313.	-331.	-354.
101.2	98.6	-475.	-562.	-352.	-370.	-399.
110.8	108.8	-543.	-633.	-394.	-426.	-459.
0.4	-0.2	-92.	-158.	0/8-	0/8-	0/8-

CANAL 33: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S3 - DEFORMACOES NO ACO E NO CONCRETO

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C046 Pto 46 µε	C047 Pto 47 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε	C051 Pto 51 µε	C052 Pto 52 µε
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.	+1.	+0.
10.1	9.8	+120.	+120.	+6.	-47.	+7.	+5.
20.4	19.6	+233.	+261.	+11.	-100.	+12.	+10.
0.0	0.0	+27.	+48.	+1.	-19.	+3.	+3.
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.	+0.
10.2	9.8	+104.	+107.	+6.	-40.	+6.	+5.
20.3	19.6	+208.	+217.	+11.	-82.	+10.	+9.
30.5	29.5	+327.	+344.	+14.	-133.	+16.	+12.
40.7	39.4	+460.	+488.	+22.	-184.	+22.	+16.
50.8	49.1	+600.	+636.	+30.	-233.	+28.	+21.
61.1	59.0	+770.	+806.	+40.	-282.	+34.	+26.
71.2	69.0	+1077.	+1121.	-117.	-281.	-54.	-54.
81.1	78.7	+1289.	+1340.	-177.	-304.	-68.	-68.
91.2	88.9	+1518.	+1561.	-255.	-331.	-79.	-77.
101.2	98.6	+1761.	+1810.	-402.	-353.	-86.	-84.
110.8	108.8	+2065.	+2111.	-688.	-355.	-37.	-108.
0.4	-0.2	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-	0/S-

* CANAL 48: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.1	9.8	+60.	+1.	-14.	+66.	-20.	+1.33	-0.01	-15.3
20.4	19.6	+122.	+2.	-29.	+134.	-41.	+2.72	-0.01	-15.4
0.0	0.0	+6.	+3.	+2.	+6.	+2.	+0.14	+0.08	U/C
0.0	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
10.2	9.8	+58.	+0.	-14.	+64.	-20.	+1.29	-0.03	-15.6
20.3	19.6	+117.	-1.	-29.	+130.	-42.	+2.61	-0.07	-15.7
30.5	29.5	+180.	+0.	-44.	+199.	-63.	+4.01	-0.07	-15.7
40.7	39.4	+244.	+1.	-60.	+270.	-85.	+5.45	-0.10	-15.5
50.8	49.1	+309.	+2.	-76.	+341.	-108.	+6.88	-0.12	-15.4
61.1	59.0	+378.	+3.	-93.	+416.	-131.	+8.39	-0.15	-15.3
71.2	69.0	+421.	-18.	-101.	+476.	-156.	+9.58	-0.29	-17.2
81.1	78.7	+480.	-22.	-114.	+544.	-178.	+10.95	-0.33	-17.3
91.2	88.9	+537.	-27.	-127.	+610.	-200.	+12.27	-0.38	-17.4
101.2	98.6	+589.	-34.	-143.	+670.	-224.	+13.45	-0.51	-17.6
110.8	108.8	+660.	-37.	-167.	+748.	-255.	+14.97	-0.69	-17.2
0.4	-0.2	+92.	+54.	-29.	+96.	-33.	+1.93	-0.08	+10.2

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 17/09/92
 VIGA VM 3 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C062 P ₁ kN	C063 P ₂ kN	C004 ε _a μE	C005 ε _b μE	C006 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
10.1	9.8	+61.	-5.	-17.	+69.	-25.	+1.37	-0.10	-17.2
20.4	19.6	+123.	-9.	-35.	+138.	-51.	+2.75	-0.21	-16.8
0.0	0.0	+6.	+2.	+1.	+6.	+1.	+0.14	+0.05	U/C
0.0	0.0	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
10.2	9.8	+59.	-5.	-17.	+67.	-25.	+1.32	-0.11	-17.0
20.3	19.6	+118.	-10.	-34.	+134.	-50.	+2.65	-0.22	-17.0
30.5	29.5	+181.	-12.	-52.	+204.	-75.	+4.04	-0.32	-16.7
40.7	39.4	+245.	-15.	-70.	+276.	-101.	+5.48	-0.40	-16.5
50.8	49.1	+310.	-17.	-88.	+348.	-126.	+6.91	-0.48	-16.4
61.1	59.0	+379.	-19.	-107.	+425.	-153.	+8.45	-0.56	-16.2
71.2	69.0	+420.	-59.	-122.	+491.	-192.	+9.67	-1.01	-18.8
81.1	78.7	+476.	-70.	-137.	+559.	-220.	+11.00	-1.16	-19.0
91.2	88.9	+531.	-84.	-153.	+626.	-248.	+12.30	-1.35	-19.3
101.2	98.6	+577.	-103.	-167.	+688.	-278.	+13.48	-1.60	-19.8
110.8	108.8	+644.	-114.	-186.	+767.	-310.	+15.04	-1.77	-19.8
0.4	-0.2	+73.	+21.	-14.	+74.	-15.	+1.55	+0.16	-5.5

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA INFERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C007 Pto 7 #E	C008 Pto 8 #E	C009 Pto 9 #E	C010 Pto 10 #E
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+1.
5.2	5.0	4.9	4.8	+90.	+75.	+79.	+93.
10.3	10.2	9.8	9.7	+184.	+145.	+165.	+188.
1.2	0.1	0.0	0.1	+6.	-7.	+7.	+8.
0.1	0.0	-0.1	0.0	+1.	+1.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+91.	+77.	+81.	+92.
10.2	10.2	9.8	9.8	+184.	+154.	+163.	+186.
15.3	15.2	14.8	14.8	+279.	+246.	+257.	+284.
20.6	20.2	19.6	19.5	+376.	+339.	+349.	+382.
25.9	25.4	24.6	24.3	+475.	+440.	+446.	+482.
31.0	30.5	29.6	29.1	+574.	+542.	+549.	+584.
36.2	35.4	34.4	33.8	+743.	+725.	+733.	+754.
41.4	40.4	39.3	38.7	+856.	+884.	+875.	+869.
46.5	45.6	44.3	43.8	+976.	+1032.	+1016.	+989.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1082.	+1179.	+1158.	+1101.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1192.	+1317.	+1303.	+1215.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1327.	+1467.	+1466.	+1350.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1468.	+1624.	+1622.	+1490.
72.6	70.6	68.4	67.9	+1640.	+1802.	+1806.	+1669.
77.9	75.5	73.2	73.6	+1832.	+1998.	+2003.	+1890.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2040.	+2163.	+2186.	+2136.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2245.	+2330.	+2385.	+2428.
92.9	89.8	86.9	86.5	+2513.	+2531.	+2582.	+2732.
98.0	94.4	91.2	91.1	+2782.	+2717.	+2780.	+3049.
99.5	95.0	91.6	91.4	+2857.	+2776.	+2841.	+3159.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+892.	+1133.	+1132.	+1141.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO ACO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+5.	+8.	+7.	+7.
10.3	10.2	9.8	9.7	+10.	+16.	+13.	+15.
1.2	0.1	0.0	0.1	-6.	+2.	+1.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+6.	+9.	+8.	+8.
10.2	10.2	9.8	9.8	+12.	+15.	+14.	+16.
15.3	15.2	14.8	14.8	+18.	+23.	+22.	+24.
20.6	20.2	19.6	19.5	+25.	+31.	+29.	+31.
25.9	25.4	24.6	24.3	+30.	+38.	+36.	+39.
31.0	30.5	29.6	29.1	+38.	+47.	+44.	+47.
36.2	35.4	34.4	33.8	-83.	-68.	-86.	-100.
41.4	40.4	39.3	38.7	-85.	-74.	-88.	-100.
46.5	45.6	44.3	43.8	-99.	-89.	-105.	-119.
51.6	50.4	49.0	48.7	-74.	-77.	-89.	-107.
56.7	55.5	53.8	53.1	-58.	-69.	-83.	-101.
62.0	60.4	58.5	58.4	-77.	-87.	-103.	-127.
67.0	64.9	62.8	63.4	-102.	-110.	-128.	-165.
72.6	70.6	68.4	67.9	-134.	-141.	-165.	-212.
77.9	75.5	73.2	73.6	-190.	-193.	-222.	-286.
82.9	80.5	78.0	76.9	-253.	-249.	-286.	-369.
88.1	85.2	82.7	82.7	-324.	-310.	-358.	-459.
92.9	89.8	86.9	86.5	-412.	-384.	-448.	-576.
98.0	94.4	91.2	91.1	-500.	-452.	-533.	-695.
99.5	95.0	91.6	91.4	-568.	-504.	-597.	-768.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-382.	-288.	-362.	-522.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε	C024 Pto 24 µε	C025 Pto 25 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+9.	+8.	+8.	+7.	+4.	+4.
10.3	10.2	9.8	9.7	+19.	+14.	+15.	+13.	+8.	+9.
1.2	0.1	0.0	0.1	+1.	+2.	+2.	+1.	+2.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+9.	+8.	+8.	+7.	+5.	+5.
10.2	10.2	9.8	9.8	+19.	+14.	+15.	+13.	+9.	+9.
15.3	15.2	14.8	14.8	+27.	+21.	+22.	+20.	+12.	+13.
20.6	20.2	19.6	19.5	+33.	+27.	+28.	+25.	+17.	+17.
25.9	25.4	24.6	24.3	+36.	+33.	+35.	+31.	+20.	+22.
31.0	30.5	29.6	29.1	+39.	+37.	+40.	+37.	+25.	+26.
36.2	35.4	34.4	33.8	+36.	+21.	+24.	+15.	+46.	+47.
41.4	40.4	39.3	38.7	+39.	+19.	+22.	+15.	+39.	+40.
46.5	45.6	44.3	43.8	+42.	+22.	+25.	+17.	+39.	+41.
51.6	50.4	49.0	48.7	+45.	+11.	+14.	+15.	+22.	+25.
56.7	55.5	53.8	53.1	+47.	+7.	+10.	+14.	+12.	+16.
62.0	60.4	58.5	58.4	+57.	+8.	+13.	+19.	+9.	+14.
67.0	64.9	62.8	63.4	+65.	+7.	+14.	+21.	+5.	+11.
72.6	70.6	68.4	67.9	+71.	+7.	+17.	+24.	+1.	+10.
77.9	75.5	73.2	73.6	+74.	+8.	+20.	+23.	-2.	+9.
82.9	80.5	78.0	76.9	+75.	+10.	+24.	+20.	-1.	+10.
88.1	85.2	82.7	82.7	+75.	+13.	+30.	+16.	+1.	+11.
92.9	89.8	86.9	86.5	+74.	+18.	+39.	+8.	+10.	+14.
98.0	94.4	91.2	91.1	+75.	+27.	+48.	+5.	+26.	+21.
99.5	95.0	91.6	91.4	+72.	+32.	+53.	+0.	+39.	+29.
0.1	-0.1	-0.2	0.5	-30.	+9.	+19.	-73.	+71.	+63.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C019 Pto 19 µε	C020 Pto 20 µε	C021 Pto 21 µε	C022 Pto 22 µε	C023 Pto 23 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	-20.	-22.	-24.	-34.	-12.
10.3	10.2	9.8	9.7	-39.	-45.	-51.	-73.	-22.
1.2	0.1	0.0	0.1	+1.	+0.	+0.	-4.	+1.
0.1	0.0	0.1	0.0	-1.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	-20.	-22.	-25.	-35.	-11.
10.2	10.2	9.8	9.8	-40.	-45.	-51.	-71.	-22.
15.3	15.2	14.8	14.8	-59.	-69.	-78.	-111.	-31.
20.6	20.2	19.6	19.5	-78.	-93.	-106.	-154.	-40.
25.9	25.4	24.6	24.3	-99.	-119.	-134.	-195.	-50.
31.0	30.5	29.6	29.1	-120.	-146.	-163.	-237.	-61.
36.2	35.4	34.4	33.8	-143.	-178.	-187.	-282.	-78.
41.4	40.4	39.3	38.7	-161.	-202.	-209.	-308.	-91.
46.5	45.6	44.3	43.8	-181.	-230.	-236.	-342.	-107.
51.6	50.4	49.0	48.7	-194.	-249.	-258.	-367.	-119.
56.7	55.5	53.8	53.1	-211.	-271.	-283.	-396.	-135.
62.0	60.4	58.5	58.4	-231.	-297.	-309.	-429.	-154.
67.0	64.9	62.8	63.4	-249.	-320.	-331.	-459.	-170.
72.6	70.6	68.4	67.9	-270.	-346.	-356.	-493.	-193.
77.9	75.5	73.2	73.6	-293.	-374.	-381.	-526.	-214.
82.9	80.5	78.0	76.9	-317.	-401.	-405.	-559.	-238.
88.1	85.2	82.7	82.7	-342.	-428.	-430.	-593.	-265.
92.9	89.8	86.9	86.5	-371.	-458.	-467.	-627.	-292.
98.0	94.4	91.2	91.1	-408.	-490.	-506.	-662.	-324.
99.5	95.0	91.6	91.4	-424.	-501.	-517.	-674.	-334.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-86.	-98.	-38.	-99.	-46.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S2 - DEFORMACOES NO AÇO: MESA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C026 Pto 26 µε	C027 Pto 27 µε	C028 Pto 28 µε	C029 Pto 29 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+117.	+122.	+120.	+129.
10.3	10.2	9.8	9.7	+240.	+269.	+265.	+265.
1.2	0.1	0.0	0.1	+10.	+69.	+52.	+16.
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+0.	+1.	+1.
5.1	5.0	5.0	4.9	+117.	+102.	+109.	+127.
10.2	10.2	9.8	9.8	+235.	+208.	+221.	+256.
15.3	15.2	14.8	14.8	+361.	+364.	+375.	+394.
20.6	20.2	19.6	19.5	+488.	+545.	+550.	+533.
25.9	25.4	24.6	24.3	+621.	+746.	+726.	+677.
31.0	30.5	29.6	29.1	+753.	+935.	+915.	+820.
36.2	35.4	34.4	33.8	+884.	+1114.	+1101.	+955.
41.4	40.4	39.3	38.7	+1020.	+1304.	+1296.	+1098.
46.5	45.6	44.3	43.8	+1160.	+1489.	+1493.	+1245.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1305.	+1670.	+1698.	+1396.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1488.	+1863.	+1941.	+1596.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1674.	+2036.	+2162.	+1788.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1872.	+2222.	+2388.	+1984.
72.6	70.6	68.4	67.9	+2107.	+2428.	+2641.	+2214.
77.9	75.5	73.2	73.6	+2357.	+2651.	+2953.	+2472.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2628.	+2921.	+3332.	+2760.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2925.	+3320.	+3837.	+3163.
92.9	89.8	86.9	86.5	+3326.	+3882.	+4621.	+3619.
98.0	94.4	91.2	91.1	+3784.	+4747.	+5594.	+3926.
99.5	95.0	91.6	91.4	+3956.	+5233.	+5960.	+4012.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+1440.	+3035.	+3641.	+1465.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S2 - DEFORMACOES NO AÇO: MESA SUPERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C030 Pto 30 µE	C032 Pto 32 µE	C033 Pto 33 µE
0.1	0.1	0.1	0.0	+1.	+1.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+10.	+10.	+8.
10.3	10.2	9.8	9.7	+21.	+18.	+15.
1.2	0.1	0.0	0.1	+3.	+2.	+2.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+10.	+9.	+8.
10.2	10.2	9.8	9.8	+19.	+17.	+15.
15.3	15.2	14.8	14.8	+29.	+26.	+23.
20.6	20.2	19.6	19.5	+40.	+35.	+30.
25.9	25.4	24.6	24.3	+50.	+45.	+39.
31.0	30.5	29.6	29.1	+61.	+55.	+48.
36.2	35.4	34.4	33.8	+72.	+65.	+56.
41.4	40.4	39.3	38.7	+84.	+75.	+65.
46.5	45.6	44.3	43.8	+96.	+87.	+74.
51.6	50.4	49.0	48.7	+108.	+96.	+82.
56.7	55.5	53.8	53.1	+39.	+26.	-5.
62.0	60.4	58.5	58.4	+15.	+10.	-23.
67.0	64.9	62.8	63.4	-4.	-26.	-64.
72.6	70.6	68.4	67.9	-23.	-66.	-128.
77.9	75.5	73.2	73.6	-146.	-132.	-212.
82.9	80.5	78.0	76.9	-211.	-210.	-301.
88.1	85.2	82.7	82.7	-300.	-313.	-416.
92.9	89.8	86.9	86.5	-456.	-488.	-619.
98.0	94.4	91.2	91.1	-631.	-703.	-878.
99.5	95.0	91.6	91.4	-767.	-890.	-1051.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-668.	-757.	-803.

* CANAL 31: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C034 Pto 34 µε	C035 Pto 35 µε	C036 Pto 36 µε	C037 Pto 37 µε	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+2.	+8.	+9.	+5.	+5.	+6.	+9.
10.3	10.2	9.8	9.7	+5.	+14.	+21.	+8.	+10.	+11.	+18.
1.2	0.1	0.0	0.1	+2.	+1.	+3.	+1.	+2.	+2.	+3.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+2.	+7.	+9.	+5.	+6.	+7.	+9.
10.2	10.2	9.8	9.8	+4.	+14.	+21.	+8.	+10.	+12.	+18.
15.3	15.2	14.8	14.8	+7.	+22.	+35.	+10.	+15.	+17.	+26.
20.6	20.2	19.6	19.5	+9.	+28.	+56.	+11.	+21.	+25.	+36.
25.9	25.4	24.6	24.3	+11.	+37.	+81.	+12.	+27.	+30.	+46.
31.0	30.5	29.6	29.1	+14.	+44.	+162.	+12.	+32.	+38.	+56.
36.2	35.4	34.4	33.8	+17.	+53.	+294.	+12.	+38.	+46.	+66.
41.4	40.4	39.3	38.7	+22.	+61.	+361.	+14.	+44.	+53.	+76.
46.5	45.6	44.3	43.8	+25.	+70.	+428.	+16.	+50.	+61.	+87.
51.6	50.4	49.0	48.7	+35.	+77.	+520.	+17.	+56.	+68.	+97.
56.7	55.5	53.8	53.1	+86.	+106.	+757.	+23.	+73.	+94.	+123.
62.0	60.4	58.5	58.4	+98.	+144.	+935.	+24.	+88.	+115.	+150.
67.0	64.9	62.8	63.4	+104.	+199.	+1096.	+26.	+106.	+132.	+172.
72.6	70.6	68.4	67.9	+100.	+279.	+1394.	+30.	+133.	+184.	+213.
77.9	75.5	73.2	73.6	+76.	+741.	+2166.	+33.	+268.	+292.	+418.
82.9	80.5	78.0	76.9	+39.	+1042.	+2741.	+34.	+367.	+390.	+587.
88.1	85.2	82.7	82.7	-31.	+1171.	+3443.	+31.	+512.	+527.	+826.
92.9	89.8	86.9	86.5	-81.	+895.	0/S+	+41.	+791.	+793.	+1242.
98.0	94.4	91.2	91.1	-115.	+862.	0/S+	+78.	+1214.	+1217.	+1825.
99.5	95.0	91.6	91.4	-141.	+807.	0/S+	+89.	+1382.	+1396.	+2047.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-97.	+471.	0/S+	+20.	+1007.	+1020.	+1476.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NO CONCRETO: FIBRA SUPERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C038 Pto 38 µE	C039 Pto 39 µE	C040 Pto 40 µE	C041 Pto 41 µE	C042 Pto 42 µE
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	-41.	-29.	-34.	-29.	-18.
10.3	10.2	9.8	9.7	-89.	-58.	-68.	-57.	-34.
1.2	0.1	0.0	0.1	-5.	+0.	-1.	-1.	+3.
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	-41.	-28.	-34.	-28.	-19.
10.2	10.2	9.8	9.8	-86.	-57.	-67.	-56.	-36.
15.3	15.2	14.8	14.8	-133.	-87.	-102.	-85.	-51.
20.6	20.2	19.6	19.5	-179.	-116.	-136.	-114.	-67.
25.9	25.4	24.6	24.3	-224.	-147.	-172.	-146.	-84.
31.0	30.5	29.6	29.1	-266.	-177.	-210.	-179.	-103.
36.2	35.4	34.4	33.8	-306.	-209.	-250.	-213.	-121.
41.4	40.4	39.3	38.7	-349.	-242.	-291.	-249.	-140.
46.5	45.6	44.3	43.8	-390.	-277.	-334.	-287.	-161.
51.6	50.4	49.0	48.7	-435.	-314.	-385.	-330.	-183.
56.7	55.5	53.8	53.1	-502.	-364.	-458.	-391.	-218.
62.0	60.4	58.5	58.4	-566.	-414.	-518.	-446.	-246.
67.0	64.9	62.8	63.4	-636.	-468.	-577.	-504.	-276.
72.6	70.6	68.4	67.9	-726.	-538.	-658.	-579.	-315.
77.9	75.5	73.2	73.6	-843.	-628.	-783.	-675.	-363.
82.9	80.5	78.0	76.9	-969.	-723.	-906.	-776.	-415.
88.1	85.2	82.7	82.7	-1143.	-849.	-1063.	-903.	-481.
92.9	89.8	86.9	86.5	-1423.	-1038.	-1305.	-1094.	-577.
98.0	94.4	91.2	91.1	-1821.	-1275.	-1610.	-1335.	-708.
99.5	95.0	91.6	91.4	-2015.	-1376.	-1741.	-1437.	-749.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	-981.	-449.	-671.	-510.	-208.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S3 - DEFORMACOES NO AÇO E NO CONCRETO

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C046 Pto 46 µε	C047 Pto 47 µε	C048 Pto 48 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε	C051 Pto 51 µε	C052 Pto 52 µε
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.2	5.0	4.9	4.8	+77.	+83.	+7.	+5.	-23.	+6.	+4.
10.3	10.2	9.8	9.7	+178.	+179.	+15.	+10.	-47.	+11.	+8.
1.2	0.1	0.0	0.1	+30.	+25.	+2.	+1.	-1.	+2.	+2.
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+1.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
5.1	5.0	5.0	4.9	+76.	+80.	+8.	+5.	-23.	+7.	+4.
10.2	10.2	9.8	9.8	+155.	+160.	+15.	+10.	-45.	+12.	+8.
15.3	15.2	14.8	14.8	+270.	+262.	+22.	+14.	-70.	+19.	+11.
20.6	20.2	19.6	19.5	+371.	+359.	+30.	+20.	-95.	+26.	+16.
25.9	25.4	24.6	24.3	+483.	+464.	+37.	+24.	-122.	+31.	+19.
31.0	30.5	29.6	29.1	+598.	+572.	+44.	+28.	-151.	+37.	+23.
36.2	35.4	34.4	33.8	+717.	+691.	+51.	+32.	-179.	+43.	+27.
41.4	40.4	39.3	38.7	+846.	+814.	+59.	+37.	-208.	+49.	+31.
46.5	45.6	44.3	43.8	+975.	+929.	+68.	+44.	-238.	+57.	+35.
51.6	50.4	49.0	48.7	+1110.	+1052.	+78.	+49.	-270.	+63.	+39.
56.7	55.5	53.8	53.1	+1306.	+1304.	-76.	-107.	-286.	+22.	+5.
62.0	60.4	58.5	58.4	+1546.	+1449.	-100.	-133.	-316.	+23.	+6.
67.0	64.9	62.8	63.4	+1705.	+1591.	-130.	-166.	-345.	+23.	+5.
72.6	70.6	68.4	67.9	+1882.	+1755.	-170.	-207.	-376.	+24.	+5.
77.9	75.5	73.2	73.6	+2089.	+1933.	-233.	-276.	-409.	+27.	+7.
82.9	80.5	78.0	76.9	+2300.	+2121.	-304.	-354.	-436.	+29.	+10.
88.1	85.2	82.7	82.7	+2530.	+2315.	-393.	-458.	-466.	+31.	+25.
92.9	89.8	86.9	86.5	+2815.	+2533.	-505.	-609.	-487.	+36.	+66.
98.0	94.4	91.2	91.1	+3101.	+2739.	-609.	-773.	-503.	+38.	+171.
99.5	95.0	91.6	91.4	+3192.	+2790.	-688.	-868.	-506.	+42.	+213.
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+1502.	+1050.	-396.	-529.	-72.	+71.	+227.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 1 - SECAO S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C001 ε _a με	C002 ε _b με	C003 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
											U/C
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	-11.5
5.2	5.0	4.9	4.8	+47.	+7.	-10.	+49.	-12.	+1.01	+0.06	-11.5
10.3	10.2	9.8	9.7	+94.	+14.	-18.	+99.	-23.	+2.05	+0.15	U/C
1.2	0.1	0.0	0.1	+5.	+2.	+1.	+5.	+1.	+0.12	+0.05	U/C
0.1	0.0	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
											-11.5
5.1	5.0	5.0	4.9	+47.	+7.	-10.	+49.	-12.	+1.01	+0.06	-11.1
10.2	10.2	9.8	9.8	+93.	+14.	-19.	+98.	-23.	+2.02	+0.13	-11.0
15.3	15.2	14.8	14.8	+141.	+22.	-29.	+147.	-35.	+3.05	+0.20	-10.9
20.6	20.2	19.6	19.5	+190.	+30.	-38.	+199.	-47.	+4.13	+0.29	-10.9
25.9	25.4	24.6	24.3	+241.	+39.	-48.	+252.	-59.	+5.22	+0.38	-10.9
											-10.8
31.0	30.5	29.6	29.1	+291.	+48.	-58.	+304.	-71.	+6.31	+0.45	-11.4
36.2	35.4	34.4	33.8	+306.	+46.	-61.	+322.	-76.	+6.67	+0.45	-11.5
41.4	40.4	39.3	38.7	+356.	+51.	-71.	+374.	-90.	+7.75	+0.50	-11.5
46.5	45.6	44.3	43.8	+402.	+58.	-81.	+423.	-102.	+8.76	+0.56	-11.5
51.6	50.4	49.0	48.7	+464.	+70.	-95.	+486.	-117.	+10.07	+0.63	-11.1
											-10.7
56.7	55.5	53.8	53.1	+521.	+83.	-109.	+544.	-133.	+11.26	+0.69	-10.6
62.0	60.4	58.5	58.4	+573.	+92.	-121.	+598.	-146.	+12.37	+0.75	-10.5
67.0	64.9	62.8	63.4	+626.	+102.	-131.	+653.	-158.	+13.50	+0.84	-10.5
72.6	70.6	68.4	67.9	+688.	+114.	-145.	+717.	-173.	+14.84	+0.93	-10.4
77.9	75.5	73.2	73.6	+749.	+126.	-159.	+780.	-189.	+16.13	+1.00	-10.2
											-9.9
82.9	80.5	78.0	76.9	+815.	+143.	-173.	+846.	-204.	+17.51	+1.11	-9.5
88.1	85.2	82.7	82.7	+890.	+164.	-189.	+922.	-221.	+19.08	+1.24	-9.1
92.9	89.8	86.9	86.5	+972.	+188.	-207.	+1003.	-238.	+20.78	+1.39	-8.6
98.0	94.4	91.2	91.1	+1061.	+218.	-228.	+1091.	-258.	+22.61	+1.54	-8.5
99.5	95.0	91.6	91.4	+1076.	+223.	-233.	+1106.	-263.	+22.92	+1.54	-8.5
											+2.7
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+281.	+135.	-42.	+282.	-43.	+6.01	+0.94	+2.7

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

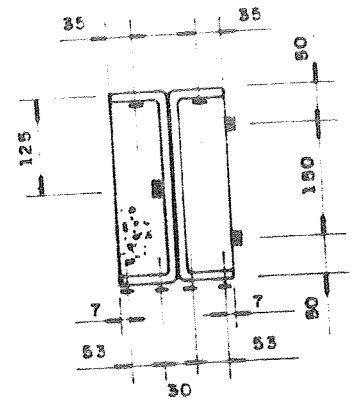
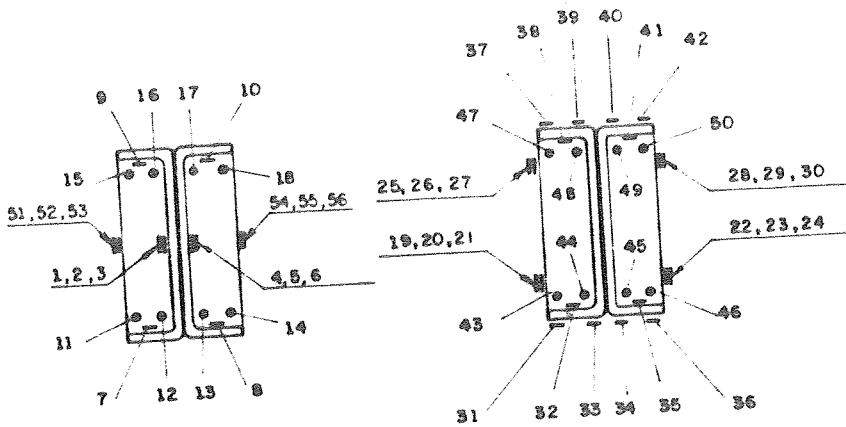
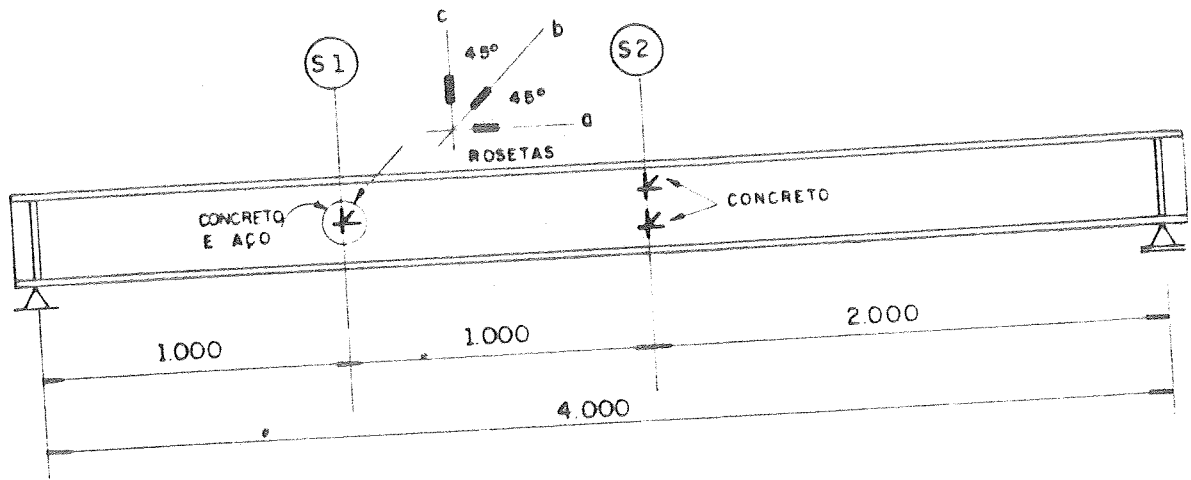
ENSAIO DE VIGA MISTA - DATA DO ENSAIO: 24/09/92
 VIGA VM 4 - CARREG. DISTRIBUIDO EM DITO PONTOS (INT. PARCIAL)
 DEFORMACOES/TENSOES - ROSETA 2 - SECAO S1

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C004 ε _a με	C005 ε _b με	C006 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
											U/C
0.1	0.1	0.1	0.0	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	-12.3
5.2	5.0	4.9	4.8	+47.	+6.	-10.	+49.	-12.	+1.02	+0.06	-12.0
10.3	10.2	9.8	9.7	+94.	+12.	-19.	+100.	-24.	+2.06	+0.12	U/C
1.2	0.1	0.0	0.1	+4.	+3.	+2.	+4.	+2.	+0.10	+0.07	U/C
0.1	0.0	0.1	0.0	+1.	+0.	+1.	+2.	+0.	+0.04	+0.01	
											-12.9
5.1	5.0	5.0	4.9	+47.	+6.	-9.	+50.	-12.	+1.03	+0.07	-12.7
10.2	10.2	9.8	9.8	+93.	+10.	-19.	+99.	-25.	+2.05	+0.11	-12.4
15.3	15.2	14.8	14.8	+142.	+17.	-29.	+150.	-37.	+3.11	+0.18	-12.5
20.6	20.2	19.6	19.5	+191.	+24.	-37.	+203.	-49.	+4.20	+0.27	-12.5
25.9	25.4	24.6	24.3	+242.	+29.	-48.	+257.	-63.	+5.30	+0.32	
											-12.4
31.0	30.5	29.6	29.1	+293.	+36.	-58.	+311.	-76.	+6.43	+0.39	-13.4
36.2	35.4	34.4	33.8	+310.	+31.	-60.	+332.	-82.	+6.86	+0.39	-13.5
41.4	40.4	39.3	38.7	+360.	+37.	-68.	+386.	-95.	+7.99	+0.48	-13.3
46.5	45.6	44.3	43.8	+408.	+43.	-78.	+437.	-107.	+9.03	+0.54	-12.9
51.6	50.4	49.0	48.7	+472.	+55.	-90.	+503.	-121.	+10.40	+0.66	
											-12.5
56.7	55.5	53.8	53.1	+531.	+68.	-102.	+563.	-134.	+11.66	+0.77	-12.3
62.0	60.4	58.5	58.4	+586.	+77.	-112.	+621.	-147.	+12.86	+0.87	-12.1
67.0	64.9	62.8	63.4	+642.	+88.	-122.	+679.	-159.	+14.08	+1.01	-11.9
72.6	70.6	68.4	67.9	+707.	+102.	-133.	+745.	-172.	+15.48	+1.15	-11.6
77.9	75.5	73.2	73.6	+771.	+117.	-145.	+811.	-186.	+16.86	+1.29	
											-11.2
82.9	80.5	78.0	76.9	+841.	+135.	-160.	+881.	-200.	+18.32	+1.43	-10.7
88.1	85.2	82.7	82.7	+920.	+157.	-177.	+960.	-217.	+19.96	+1.58	-9.9
92.9	89.8	86.9	86.5	+1005.	+187.	-196.	+1043.	-234.	+21.71	+1.76	-9.2
98.0	94.4	91.2	91.1	+1097.	+221.	-217.	+1133.	-253.	+23.59	+1.95	-9.1
99.5	95.0	91.6	91.4	+1115.	+226.	-222.	+1150.	-257.	+23.93	+1.96	
											+2.7
8.1	-0.1	-0.2	0.5	+308.	+150.	-41.	+309.	-42.	+6.61	+1.14	

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

ANEXO III

- DEFORMAÇÕES NOS EXTENSÔMETROS UNIAXIAIS E ROSETAS
RETANGULARES PARA AS VIGAS VP 1 E VP 2



SEÇÃO (S1)
Canais 1 a 18
Canais 51 a 56

SEÇÃO (S2)
Canais 19 a 50

LOCALIZAÇÃO DOS EXTENS UNIAXIAIS E ROSETAS

- EXTENSÔMETRO UNIAXIAL
- = ROSETA RETANGULAR
- BARRA DE AÇO (Ø 6,3) INSTRUMENTADA COM EXTENS. UNIAXIAL

FIG. INSTRUMENTAÇÃO: EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA PARA AS VIGAS VP1 e VP2

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE INFERIOR

C001 P ₁ KN	C002 P ₂ KN	C007 Pto 7 µE	C008 Pto 8 µE	C011 Pto 11 µE	C012 Pto 12 µE	C013 Pto 13 µE	C014 Pto 14 µE
0.05	-0.05	+0.	+0.	-1.	-1.	-1.	+101.
4.87	5.15	+56.	+55.	+56.	+56.	+69.	+3349.
9.74	10.46	+118.	+115.	+125.	+119.	+148.	+3784.
0.05	0.00	+2.	+1.	+5.	+2.	+3.	+1395.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	-171.
4.82	5.20	+58.	+56.	+59.	+58.	+72.	-1832.
9.63	10.40	+119.	+116.	+127.	+122.	+152.	+809.
14.34	15.60	+208.	+204.	+288.	+253.	+258.	+2023.
19.16	20.91	+310.	+304.	+429.	+381.	+359.	+2576.
23.93	26.06	+416.	+406.	+537.	+489.	+459.	+2755.
28.69	31.32	+525.	+510.	+644.	+599.	+561.	+2819.
33.45	36.52	+642.	+623.	+747.	+714.	+667.	+2802.
38.27	41.77	+753.	+734.	+845.	+821.	+768.	+2957.
43.09	47.03	+872.	+855.	+946.	+937.	+871.	+3085.
47.64	52.02	+995.	+985.	+1065.	+1069.	+981.	+3809.
52.82	57.81	+1132.	+1153.	+1215.	+1247.	+1092.	+4256.
54.63	59.68	+1175.	+1205.	+1283.	+1322.	+1151.	+2487.
-0.10	0.05	+220.	+237.	+203.	+250.	+155.	+820.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE SUPERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε
0.05	-0.05	+1.	+1.	+0.	+0.	0/S+	+0.
4.87	5.15	-52.	-51.	-46.	-47.	0/S+	-51.
9.74	10.46	-106.	-106.	-96.	-97.	0/S+	-106.
0.05	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	0/S+	+0.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	0/S+	+0.
4.82	5.20	-52.	-52.	-47.	-47.	0/S+	-52.
9.63	10.40	-105.	-106.	-95.	-96.	0/S+	-105.
14.34	15.60	-164.	-170.	-146.	-150.	0/S+	-168.
19.16	20.91	-224.	-236.	-198.	-205.	0/S+	-233.
23.93	26.06	-283.	-310.	-251.	-260.	0/S+	-297.
28.69	31.32	-336.	-380.	-306.	-318.	0/S+	-363.
33.45	36.52	-285.	-431.	-369.	-382.	0/S+	-433.
38.27	41.77	-314.	-511.	-431.	-445.	0/S+	-499.
43.09	47.03	-327.	-624.	-500.	-514.	0/S+	-571.
47.64	52.02	-333.	-873.	-569.	-586.	0/S+	-647.
52.82	57.81	-318.	-1297.	-657.	-669.	0/S+	-755.
54.63	59.68	-318.	-1567.	-687.	-701.	0/S+	-806.
-0.10	0.05	+331.	-927.	-79.	-88.	0/S+	-135.

** Canal 17: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECÃO S2 - DEFORMACOES NA MESA INFERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C031 Pto 31 µE	C032 Pto 32 µE	C033 Pto 33 µE	C034 Pto 34 µE	C035 Pto 35 µE	C036 Pto 36 µE
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	+0.
4.87	5.15	+98.	+95.	+106.	+100.	+95.	+101.
9.74	10.46	+209.	+201.	+225.	+213.	+198.	+213.
0.05	0.00	+2.	+1.	+6.	+3.	+2.	+2.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	-1.	+0.	+1.
4.82	5.20	+102.	+98.	+110.	+103.	+97.	+105.
9.63	10.40	+212.	+204.	+236.	+216.	+200.	+217.
14.34	15.60	+336.	+361.	+321.	+416.	+337.	+366.
19.16	20.91	+477.	+529.	+447.	+637.	+490.	+525.
23.93	26.06	+621.	+709.	+552.	+863.	+651.	+690.
28.69	31.32	+786.	+899.	+731.	+1081.	+821.	+861.
33.45	36.52	+1109.	+1136.	+819.	+1289.	+1021.	+1589.
38.27	41.77	+1620.	+1408.	+912.	+1405.	+1495.	+3458.
43.09	47.03	+2004.	+1617.	+984.	+1499.	+1909.	+4788.
47.64	52.02	+3261.	+2342.	+1031.	+1593.	+2421.	+5352.
52.82	57.81	+5760.	+4098.	+1165.	+2333.	+9098.	+7111.
54.63	59.68	+7545.	+5590.	+1299.	+4216.	+11744.	+6350.
-0.10	0.05	+5668.	+3986.	-191.	+2621.	+9746.	+2601.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA SUPERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C037 Pto 37 µε	C038 Pto 38 µε	C039 Pto 39 µε	C040 Pto 40 µε	C041 Pto 41 µε	C042 Pto 42 µε
0.05	-0.05	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.67	5.15	-87.	-82.	-84.	-82.	-79.	-80.
9.74	10.46	-175.	-164.	-172.	-169.	-162.	-166.
0.05	0.00	+0.	-1.	-1.	+0.	+0.	-1.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	-87.	-81.	-84.	-83.	-80.	-81.
9.63	10.40	-173.	-162.	-171.	-169.	-161.	-166.
14.34	15.60	-268.	-248.	-268.	-262.	-253.	-262.
19.16	20.91	-373.	-295.	-394.	-361.	-343.	-362.
23.93	26.06	-495.	-683.	-535.	-482.	-438.	-459.
28.69	31.32	-878.	-1033.	-794.	-610.	-584.	-563.
33.45	36.52	-2267.	-3320.	-1142.	-825.	-755.	-704.
38.27	41.77	-3599.	-5009.	-1597.	-1058.	-981.	-985.
43.09	47.03	-5970.	-7736.	-2347.	-1354.	-1671.	-1352.
47.64	52.02	-9025.	-9740.	-3227.	-1673.	-3303.	-2804.
52.82	57.81	-13090.	-11155.	-4013.	-2821.	-6437.	-5236.
54.63	59.68	0/S-	-11477.	-4628.	-3623.	-7374.	-6479.
-0.10	0.05	0/S-	-10762.	-3392.	-2502.	-6290.	-5199.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA INFERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C043 Pto 43 µE	C044 Pto 44 µE	C045 Pto 45 µE	C046 Pto 46 µE
0.05	-0.05	+0.	-1.	+0.	-1.
4.87	5.15	+116.	+106.	+112.	+133.
9.74	10.46	+249.	+225.	+237.	+279.
0.05	0.00	+2.	+1.	+1.	+0.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	+123.	+110.	+116.	+136.
9.63	10.40	+255.	+229.	+240.	+282.
14.34	15.60	+457.	+405.	+387.	+441.
19.16	20.91	+622.	+563.	+544.	+601.
23.93	26.06	+779.	+722.	+703.	+763.
28.69	31.32	+951.	+891.	+861.	+926.
33.45	36.52	+1139.	+1076.	+1051.	+1107.
38.27	41.77	+1392.	+1328.	+1288.	+1349.
43.09	47.03	+1800.	+1732.	+1694.	+1791.
47.64	52.02	+2615.	+2516.	+2428.	+2640.
52.82	57.81	+5307.	+5186.	+4375.	+5045.
54.63	59.68	+7793.	+7821.	+6128.	+6938.
-0.10	0.05	+6097.	+6221.	+4538.	+5205.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VF 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA SUPERIOR

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C047 Pto 47 #E	C048 Pto 48 #E	C049 Pto 49 #E	C050 Pto 50 #E
0.05	-0.05	+0.	+1.	+1.	+1.
4.87	5.15	-76.	-77.	-74.	-70.
9.74	10.46	-153.	-156.	-154.	-145.
0.05	0.00	-1.	+0.	+0.	-1.
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.
4.82	5.20	-75.	-78.	-76.	-71.
9.63	10.40	-151.	-155.	-155.	-144.
14.34	15.60	-231.	-237.	-239.	-228.
19.16	20.91	-321.	-328.	-329.	-316.
23.93	26.06	-416.	-421.	-421.	-403.
28.69	31.32	-517.	-520.	-520.	-497.
33.45	36.52	-630.	-633.	-634.	-607.
38.27	41.77	-761.	-765.	-771.	-742.
43.09	47.03	-963.	-966.	-972.	-933.
47.64	52.02	-1238.	-1244.	-1254.	-1190.
52.02	57.81	-1832.	-1860.	-1860.	-1703.
54.63	59.68	-2498.	-2540.	-2391.	-2187.
-0.10	0.05	-1580.	-1626.	-1483.	-1297.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 1 (ACO)

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C001 ε _a μE	C002 ε _b μE	C003 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ KN/cm ²	σ ₂ KN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+2.	-5.	+0.	+7.	-5.	+0.12	-0.06	U/C
9.74	10.46	+6.	-8.	-1.	+13.	-9.	+0.24	-0.11	-36.5
0.05	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+4.	-4.	+0.	+8.	-4.	+0.15	-0.04	U/C
9.63	10.40	+7.	-6.	+0.	+15.	-7.	+0.28	-0.06	-35.0
14.34	15.60	+28.	-3.	+0.	+36.	-8.	+0.74	+0.06	-25.1
19.16	20.91	+57.	+3.	-2.	+66.	-11.	+1.39	+0.20	-20.0
23.93	26.06	+84.	+6.	-5.	+95.	-16.	+2.01	+0.28	-18.8
28.69	31.32	+108.	+6.	-6.	+123.	-21.	+2.60	+0.36	-19.1
33.45	36.52	+131.	+5.	-6.	+152.	-27.	+3.20	+0.40	-20.0
38.27	41.77	+151.	+2.	-6.	+178.	-33.	+3.75	+0.45	-20.9
43.09	47.03	+174.	-2.	-7.	+208.	-41.	+4.37	+0.47	-21.6
47.64	52.02	+198.	-7.	-6.	+241.	-49.	+5.04	+0.51	-22.6
52.82	57.81	+232.	-30.	-13.	+295.	-76.	+6.07	+0.28	-24.3
54.63	59.68	+247.	-33.	-16.	+314.	-83.	+6.45	+0.25	-24.3
-0.10	0.05	+53.	+4.	-2.	+61.	-9.	+1.29	+0.19	-19.3

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 2 (ACO)

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C004 ε _a με	C005 ε _b με	C006 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ KN/cm ²	σ ₂ KN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+2.	-2.	+0.	+4.	-2.	+0.07	-0.02	U/C
9.74	10.46	+6.	-4.	-1.	+9.	-5.	+0.17	-0.04	U/C
0.05	0.00	+1.	+1.	+0.	+1.	-0.	+0.02	+0.00	U/C
0.00	0.60	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+3.	-1.	+0.	+4.	-1.	+0.08	-0.00	U/C
9.63	10.40	+7.	-2.	+0.	+10.	-3.	+0.21	+0.00	U/C
14.34	15.60	+27.	+2.	-5.	+29.	-7.	+0.61	+0.04	-15.2
19.16	20.91	+48.	+5.	-8.	+52.	-12.	+1.08	+0.08	-14.2
23.93	26.06	+69.	+6.	-9.	+76.	-16.	+1.56	+0.15	-15.9
28.69	31.32	+89.	+6.	-11.	+99.	-21.	+2.07	+0.19	-16.8
33.45	36.52	+109.	+5.	-11.	+124.	-26.	+2.60	+0.26	-18.2
38.27	41.77	+127.	+3.	-11.	+146.	-30.	+3.06	+0.30	-19.3
43.09	47.03	+147.	-1.	-11.	+172.	-37.	+3.60	+0.33	-20.5
47.64	52.02	+173.	-22.	+7.	+229.	-49.	+4.79	+0.43	-26.8
52.82	57.81	+213.	-64.	-24.	+293.	-104.	+5.84	-0.35	-26.6
54.63	59.68	+225.	-76.	-35.	+309.	-120.	+6.10	-0.61	-26.4
-0.10	0.05	+55.	-7.	-9.	+67.	-21.	+1.35	-0.03	-21.6

Calculos feitos com: E_m = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS FONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 3 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C051 ε _a με	C052 ε _b με	C053 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	-1.	+1.	+0.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
4.87	5.15	+1.	-2.	+0.	+3.	-2.	+0.01	-0.00	U/C
9.74	10.46	+5.	-4.	+1.	+10.	-4.	+0.03	-0.01	U/C
0.05	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C
4.82	5.20	+2.	-2.	+1.	+5.	-2.	+0.02	-0.00	U/C
9.63	10.40	+7.	-3.	+3.	+13.	-3.	+0.04	-0.00	U/C
14.34	15.60	+103.	+23.	-46.	+103.	-46.	+0.33	-0.09	-2.0
19.16	20.91	+106.	+41.	-54.	+108.	-55.	+0.34	-0.12	+5.1
23.93	26.06	+97.	+43.	-25.	+98.	-25.	+0.33	-0.02	+3.5
28.69	31.32	+144.	+42.	-13.	+148.	-17.	+0.51	+0.05	-8.5
33.45	36.52	+202.	+43.	-2.	+217.	-17.	+0.76	+0.10	-14.5
38.27	41.77	+238.	+47.	+3.	+258.	-18.	+0.90	+0.12	-15.9
43.09	47.03	+267.	+48.	+7.	+295.	-20.	+1.03	+0.14	-17.2
47.64	52.02	+304.	+49.	+14.	+341.	-23.	+1.19	+0.16	-18.6
52.82	57.81	+341.	+43.	+12.	+389.	-36.	+1.35	+0.15	-19.6
54.63	59.68	+367.	+40.	+11.	+421.	-43.	+1.46	+0.15	-20.0
-0.10	0.05	+92.	-8.	-2.	+116.	-26.	+0.39	-0.01	-24.4

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 4 (CONCRETO)

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C054 ε _a μE	C055 ε _b μE	C056 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ KN/cm ²	σ ₂ KN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+3.	-6.	+0.	+9.	-7.	+0.03	-0.02	-40.0
9.74	10.46	+5.	-15.	+1.	+20.	-15.	+0.06	-0.04	-42.0
0.05	0.00	-2.	-1.	+0.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+3.	-6.	+1.	+10.	-7.	+0.03	-0.02	-41.8
9.63	10.40	+6.	-14.	+2.	+21.	-14.	+0.07	-0.03	-42.0
14.34	15.60	-1.	-22.	+11.	+33.	-23.	+0.10	-0.06	-51.2
19.16	20.91	-8.	-30.	+19.	+43.	-32.	+0.13	-0.08	-55.8
23.93	26.06	-13.	-36.	+25.	+52.	-40.	+0.16	-0.11	-57.1
28.69	31.32	-17.	-42.	+31.	+62.	-47.	+0.19	-0.12	-58.1
33.45	36.52	-15.	-41.	+44.	+78.	-48.	+0.24	-0.12	-59.0
38.27	41.77	-15.	-43.	+53.	+90.	-52.	+0.28	-0.12	-59.2
43.09	47.03	-14.	-48.	+60.	+103.	-57.	+0.33	-0.13	-58.7
47.64	52.02	-6.	-49.	+55.	+105.	-55.	+0.33	-0.12	-56.2
52.82	57.81	+146.	-21.	+471.	+676.	-59.	+2.35	+0.27	-58.1
54.63	59.68	+168.	-19.	+528.	+757.	-61.	+2.64	+0.32	-58.0
-0.10	0.05	+51.	+9.	+192.	+254.	-11.	+0.89	+0.14	-61.1

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 5 (CONCRETO)

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C019 ε _a μE	C020 ε _b μE	C021 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ KN/cm ²	σ ₂ KN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	-4.	-1.	+2.	+2.	-4.	+0.00	-0.01	U/C
4.87	5.15	+486.	+227.	+2.	+487.	+1.	+1.73	+0.35	U/C
9.74	10.46	+1052.	+479.	+3.	+1054.	+1.	+3.73	+0.75	U/C
0.05	0.00	-80.	-42.	-3.	-3.	-80.	-0.07	-0.29	U/C
0.00	0.00	-2.	-1.	+1.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
4.82	5.20	+488.	+209.	-1.	+491.	-3.	+1.73	+0.34	U/C
9.63	10.40	+480.	+303.	+6.	+487.	-1.	+1.72	+0.34	U/C
14.34	15.60	-691.	-254.	-32.	-15.	-708.	-0.55	-2.52	+80.9
19.16	20.91	-793.	-329.	-40.	-30.	-803.	-0.67	-2.87	+83.5
23.93	26.06	-883.	-405.	-33.	-30.	-886.	-0.73	-3.16	+86.4
28.69	31.32	-962.	-489.	-28.	-28.	-962.	-0.78	-3.43	+89.7
33.45	36.52	-1030.	-561.	-20.	-19.	-1031.	-0.80	-3.67	+88.0
38.27	41.77	-1060.	-585.	-21.	-19.	-1061.	-0.82	-3.77	+87.5
43.09	47.03	-1084.	-590.	-21.	-20.	-1086.	-0.84	-3.86	+88.0
47.64	52.02	-1125.	-582.	-23.	-23.	-1125.	-0.88	-4.00	+89.6
52.82	57.81	-1184.	-603.	-30.	-30.	-1184.	-0.95	-4.22	+89.8
54.63	59.68	-1223.	-627.	-54.	-53.	-1223.	-1.06	-4.37	+89.5
-0.10	0.05	-1201.	-655.	-53.	-52.	-1202.	-1.03	-4.29	+88.6

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 6 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C022 ε _a μE	C023 ε _b μE	C024 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.87	5.15	+16.	-6.	-1.	+24.	-9.	+0.08	-0.01	-29.5
9.74	10.46	+24.	-14.	-1.	+40.	-17.	+0.13	-0.03	-31.9
0.05	0.00	-2.	+0.	+0.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	+14.	-6.	-1.	+21.	-8.	+0.07	-0.01	-30.1
9.63	10.40	+21.	-13.	+0.	+36.	-15.	+0.12	-0.03	-32.9
14.34	15.60	+6.	-13.	+2.	+21.	-13.	+0.07	-0.03	-41.2
19.16	20.91	-6.	-9.	+6.	+11.	-11.	+0.03	-0.03	-60.5
23.93	26.06	-8.	-2.	+6.	+7.	-8.	+0.02	-0.02	-86.4
28.69	31.32	-10.	+2.	+7.	+8.	-11.	+0.02	-0.03	+79.9
33.45	36.52	-7.	+1.	+5.	+5.	-8.	+0.01	-0.02	+79.5
38.27	41.77	-5.	+0.	+1.	+1.	-5.	+0.00	-0.02	U/C
43.09	47.03	-6.	-10.	-8.	-4.	-10.	-0.02	-0.04	U/C
47.64	52.02	-11.	-20.	-15.	-5.	-21.	-0.03	-0.08	-38.0
52.82	57.81	-28.	-21.	-9.	-9.	-28.	-0.05	-0.11	-81.6
54.63	59.68	-49.	-25.	-8.	-8.	-49.	-0.06	-0.18	+84.9
-0.10	0.05	-45.	-10.	-11.	-3.	-53.	-0.05	-0.19	U/C

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAD S2 - ROSETA 7 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C025 ε _a μE	C026 ε _b μE	C027 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+2.	+1.	+1.	+2.	+1.	+0.01	+0.00	U/C
4.87	5.15	-62.	-12.	+11.	+14.	-64.	+0.00	-0.22	+79.7
9.74	10.46	-125.	-22.	+21.	+27.	-130.	+0.00	-0.44	+78.8
0.05	0.00	+1.	+0.	+0.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
0.00	0.00	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.82	5.20	-64.	-13.	+10.	+13.	-66.	-0.00	-0.23	+79.5
9.63	10.40	-125.	-23.	+21.	+27.	-130.	+0.00	-0.44	+79.1
14.34	15.60	-181.	-29.	+32.	+42.	-190.	+0.01	-0.64	+78.5
19.16	20.91	-247.	-32.	+45.	+61.	-262.	+0.03	-0.89	+77.4
23.93	26.06	-319.	-34.	+61.	+83.	-341.	+0.05	-1.15	+76.7
28.69	31.32	-399.	-38.	+79.	+108.	-429.	+0.08	-1.44	+76.4
33.45	36.52	-488.	-42.	+95.	+133.	-526.	+0.10	-1.77	+76.1
38.27	41.77	-572.	-47.	+117.	+162.	-616.	+0.14	-2.07	+76.2
43.09	47.03	-704.	-59.	+158.	+208.	-754.	+0.20	-2.52	+76.8
47.64	52.02	-839.	-76.	+213.	+264.	-890.	+0.30	-2.97	+77.8
52.82	57.81	-1047.	-128.	+272.	+321.	-1096.	+0.36	-3.65	+79.3
54.63	59.68	-1236.	-175.	+310.	+362.	-1288.	+0.37	-4.30	+79.8
-0.10	0.05	-596.	-88.	+59.	+105.	-642.	-0.08	-2.20	+75.6

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 27/11/92
 VIGA VP 1 - CARREG. CONCENTRADO EM DOIS PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 8 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C028 ε _a μE	C029 ε _b μE	C030 ε _c μE	ε ₁ μE	ε ₂ μE	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.05	-0.05	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.07	5.15	-19.	-10.	+1.	+1.	-19.	-0.01	-0.07	U/C
9.74	10.46	-46.	-26.	+4.	+4.	-47.	-0.02	-0.16	U/C
0.05	0.00	-1.	+0.	-1.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.82	5.20	-18.	-9.	+2.	+2.	-18.	-0.01	-0.06	U/C
9.63	10.40	-44.	-24.	+5.	+5.	-45.	-0.01	-0.15	U/C
14.34	15.60	-71.	-41.	+9.	+10.	-72.	-0.01	-0.25	-83.2
19.16	20.91	-99.	-60.	+13.	+15.	-101.	-0.02	-0.35	-81.5
23.93	26.06	-125.	-79.	+18.	+22.	-130.	-0.01	-0.44	-80.2
28.69	31.32	-159.	-103.	+22.	+29.	-165.	-0.02	-0.56	-79.4
33.45	36.52	-198.	-132.	+26.	+35.	-207.	-0.02	-0.71	-78.9
38.27	41.77	-246.	-168.	+29.	+41.	-259.	-0.04	-0.89	-78.4
43.09	47.03	-301.	-218.	+23.	+41.	-319.	-0.08	-1.10	-77.0
47.64	52.02	-393.	-279.	+43.	+67.	-417.	-0.06	-1.43	-77.3
52.82	57.81	-565.	-364.	+73.	+94.	-586.	-0.08	-2.01	-79.8
54.63	59.68	-698.	-411.	+77.	+89.	-710.	-0.19	-2.45	-82.7
-0.10	0.05	-237.	-55.	+20.	+31.	-248.	-0.07	-0.86	+78.8

Calculos feitos com: E_c = 34.000 MPa e ν = 0,2
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAD S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C007 Pto 7 µε	C008 Pto 8 µε	C011 Pto 11 µε	C012 Pto 12 µε	C013 Pto 13 µε	C014 Pto 14 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	-157.
4.61	5.04	4.74	4.97	+94.	+87.	+142.	+114.	+95.	-264.
9.74	10.40	9.81	10.10	+219.	+203.	+304.	+256.	+202.	-141.
0.10	0.05	0.05	0.05	+22.	+20.	+13.	+17.	+11.	-595.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	-13.
4.92	5.26	4.96	4.97	+98.	+90.	+148.	+121.	+98.	+160.
9.63	10.62	9.81	10.04	+206.	+190.	+298.	+247.	+199.	+171.
14.34	15.87	14.60	15.01	+366.	+332.	+458.	+401.	+315.	+340.
19.16	21.02	19.40	20.03	+536.	+486.	+619.	+559.	+438.	+465.
23.82	26.06	24.04	25.00	+711.	+650.	+810.	+758.	+688.	+101.
29.00	31.32	29.10	30.29	+891.	+826.	+1006.	+963.	+885.	+247.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1082.	+988.	+1158.	+1110.	+1087.	+215.
38.58	41.72	38.53	40.17	+1291.	+1160.	+1326.	+1273.	+1281.	+145.
43.35	46.71	42.74	44.77	+1502.	+1406.	+1559.	+1497.	+1540.	+375.
43.24	45.26	41.20	45.09	+1478.	+1423.	+1602.	+1525.	+1585.	+521.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S1 - DEFORMACOES NA MESA E NA ARMADURA: PARTE SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C009 Pto 9 µε	C010 Pto 10 µε	C015 Pto 15 µε	C016 Pto 16 µε	C017 Pto 17 µε	C018 Pto 18 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+2.	+1.	+1.	0/S+	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	-71.	-77.	-62.	-68.	0/S+	-81.
9.74	10.40	9.81	10.10	-141.	-167.	-134.	-144.	0/S+	-170.
0.10	0.05	0.05	0.05	+5.	-3.	+0.	-1.	0/S+	-5.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	0/S+	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	-72.	-82.	-67.	-71.	0/S+	-84.
9.63	10.62	9.81	10.04	-147.	-167.	-137.	-145.	0/S+	-168.
14.34	15.87	14.60	15.01	-233.	-247.	-211.	-223.	0/S+	-264.
19.16	21.02	19.40	20.03	-322.	-342.	-289.	-306.	0/S+	-357.
23.82	26.06	24.04	25.00	-412.	-442.	-375.	-393.	0/S+	-455.
29.00	31.32	29.10	30.29	-542.	-553.	-463.	-484.	0/S+	-569.
33.82	36.52	33.79	35.41	-739.	-1076.	-548.	-580.	0/S+	-674.
38.58	41.72	38.53	40.17	-1068.	-1610.	-646.	-686.	0/S+	-796.
43.35	46.71	42.74	44.77	-1662.	-2117.	-767.	-820.	0/S+	-940.
43.24	45.26	41.20	45.09	-1850.	-2249.	-784.	-842.	0/S+	-967.

** Canal 17: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA INFERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C031 Pto 31 µE	C032 Pto 32 µE	C033 Pto 33 µE	C034 Pto 34 µE	C035 Pto 35 µE	C036 Pto 36 µE
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+0.	+1.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	+145.	+137.	+126.	+142.	+132.	+127.
9.74	10.40	9.81	10.10	+326.	+333.	+897.	+366.	+303.	+286.
0.10	0.05	0.05	0.05	+24.	+49.	+611.	+73.	+28.	+15.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	+152.	+142.	+145.	+146.	+137.	+133.
9.63	10.62	9.81	10.04	+313.	+293.	+298.	+305.	+284.	+280.
14.34	15.87	14.60	15.01	+526.	+522.	+781.	+556.	+491.	+460.
19.16	21.02	19.40	20.03	+748.	+779.	+1429.	+844.	+709.	+654.
23.82	26.06	24.04	25.00	+965.	+1049.	+1818.	+1111.	+939.	+854.
29.00	31.32	29.10	30.29	+1193.	+1346.	+2211.	+1358.	+1285.	+1100.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1312.	+1450.	+2459.	+1559.	+1468.	+1661.
38.58	41.72	38.53	40.17	+2017.	+1574.	+2509.	+1614.	+1684.	+3912.
43.35	46.71	42.74	44.77	+5548.	+2910.	+3841.	+1786.	+3280.	+10442.
43.24	45.26	41.20	45.09	+2728.	+3321.	+6380.	+2536.	+7108.	+11931.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA MESA SUPERIOR DO PERFIL

C061 P ₁ KN	C062 P ₂ KN	C063 P ₃ KN	C064 P ₄ KN	C037 Pto 37 µE	C038 Pto 38 µE	C039 Pto 39 µE	C040 Pto 40 µE	C041 Pto 41 µE	C042 Pto 42 µE
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	-100.	-100.	-109.	-114.	-112.	-142.
9.74	10.40	9.81	10.10	-216.	-210.	-233.	-242.	-239.	-293.
0.10	0.05	0.05	0.05	-7.	-2.	-6.	-7.	-7.	-14.
0.00	0.05	0.00	0.00	+1.	+0.	+1.	+0.	+1.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	-104.	-104.	-113.	-119.	-118.	-148.
9.63	10.62	9.81	10.04	-214.	-210.	-231.	-238.	-236.	-285.
14.34	15.87	14.60	15.01	-357.	-310.	-368.	-370.	-368.	-443.
19.16	21.02	19.40	20.03	-504.	-458.	-561.	-521.	-404.	-681.
23.82	26.06	24.04	25.00	-672.	-718.	-803.	-712.	-542.	-1581.
29.00	31.32	29.10	30.29	-1047.	-1040.	-1197.	-971.	-782.	-2743.
33.82	36.52	33.79	35.41	-2943.	-1534.	-1959.	-1391.	-1334.	-3955.
38.58	41.72	38.53	40.17	-5197.	-2808.	-2682.	-2295.	-2836.	-5014.
43.35	46.71	42.74	44.77	-7609.	-5987.	-4159.	-3484.	-6464.	-5743.
43.24	45.26	41.20	45.09	-8250.	-6796.	-4714.	-3635.	-6848.	-5880.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA INFERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C043 Pto 43 µε	C044 Pto 44 µε	C045 Pto 45 µε	C046 Pto 46 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+2.	+1.	+1.	+0.
4.61	5.04	4.74	4.97	+174.	+167.	+174.	+202.
9.74	10.40	9.81	10.10	+374.	+363.	+376.	+415.
0.10	0.05	0.05	0.05	+20.	+28.	+16.	-6.
0.00	0.05	0.00	0.00	-1.	+0.	+0.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	+180.	+171.	+182.	+211.
9.63	10.62	9.81	10.04	+360.	+343.	+368.	+424.
14.34	15.87	14.60	15.01	+562.	+551.	+585.	+632.
19.16	21.02	19.40	20.03	+758.	+757.	+797.	+835.
23.82	26.06	24.04	25.00	+958.	+965.	+1017.	+1054.
29.00	31.32	29.10	30.29	+1211.	+1225.	+1291.	+1330.
33.82	36.52	33.79	35.41	+1672.	+1700.	+1796.	+1862.
38.58	41.72	38.53	40.17	+2681.	+2773.	+2921.	+3359.
43.35	46.71	42.74	44.77	+7612.	+7197.	+7507.	+8888.
43.24	45.26	41.20	45.09	+10214.	+9894.	+10077.	+11958.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES DOS EXTENSOMETROS ELETRICOS UNIAXIAIS
 SECAO S2 - DEFORMACOES NA ARMADURA SUPERIOR

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C047 Pto 47 µε	C048 Pto 48 µε	C049 Pto 49 µε	C050 Pto 50 µε
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	-89.	-98.	-120.	-138.
9.74	10.40	9.81	10.10	-192.	-211.	-250.	-286.
0.10	0.05	0.05	0.05	-3.	-3.	-7.	-9.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+1.	+0.
4.92	5.26	4.96	4.97	-94.	-106.	-126.	-148.
9.63	10.62	9.81	10.04	-192.	-213.	-246.	-281.
14.34	15.87	14.60	15.01	-300.	-329.	-371.	-420.
19.16	21.02	19.40	20.03	-416.	-455.	-500.	-557.
23.82	26.06	24.04	25.00	-545.	-591.	-637.	-698.
29.00	31.32	29.10	30.29	-691.	-749.	-806.	-875.
33.82	36.52	33.79	35.41	-901.	-968.	-1025.	-1087.
38.58	41.72	38.53	40.17	-1269.	-1336.	-1353.	-1387.
43.35	46.71	42.74	44.77	-2001.	-2671.	-2327.	-2300.
43.24	45.26	41.20	45.09	-4298.	-3605.	-3248.	-3032.

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 1 (ACO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C001 ε _a με	C002 ε _b με
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+1.
4.61	5.04	4.74	4.97	+9.	+5.
9.74	10.40	9.81	10.10	+28.	+11.
0.10	0.05	0.05	0.05	+6.	+4.
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.
4.92	5.26	4.96	4.97	+10.	+5.
9.63	10.62	9.81	10.04	+24.	+9.
14.34	15.87	14.60	15.01	+48.	+12.
19.16	21.02	19.40	20.03	+87.	+4.
23.82	26.06	24.04	25.00	+126.	-2.
29.00	31.32	29.10	30.29	+146.	-3.
33.82	36.52	33.79	35.41	+177.	-1.
38.58	41.72	38.53	40.17	+226.	+5.
43.35	46.71	42.74	44.77	+315.	+21.
43.24	45.26	41.20	45.09	+335.	+29.

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

** Canal 3: sem leitura

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 2 (ACD)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C004 ε _a με	C005 ε _b με	C006 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.03	+0.03	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+9.	-2.	-2.	+12.	-4.	+0.23	-0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+24.	-4.	-5.	+29.	-10.	+0.59	-0.03	-21.5
0.10	0.05	0.05	0.05	+6.	+2.	+2.	+7.	+1.	+0.17	+0.07	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+8.	-3.	-3.	+11.	-5.	+0.20	-0.04	-22.5
9.63	10.62	9.81	10.04	+19.	-5.	-6.	+24.	-10.	+0.47	-0.06	-21.4
14.34	15.87	14.60	15.01	+45.	-6.	-7.	+55.	-18.	+1.10	-0.03	-22.0
19.16	21.02	19.40	20.03	+71.	-13.	+2.	+96.	-24.	+1.99	+0.11	-27.5
23.82	26.06	24.04	25.00	+99.	-18.	+10.	+140.	-30.	+2.91	+0.26	-29.2
29.00	31.32	29.10	30.29	+133.	-25.	+13.	+188.	-42.	+3.90	+0.32	-29.3
33.82	36.52	33.79	35.41	+170.	-25.	+11.	+231.	-50.	+4.81	+0.44	-27.8
38.58	41.72	38.53	40.17	+224.	-24.	+6.	+292.	-61.	+6.09	+0.58	-26.0
43.35	46.71	42.74	44.77	+302.	-22.	-10.	+375.	-83.	+7.80	+0.65	-23.6
43.24	45.26	41.20	45.09	+317.	-21.	-15.	+391.	-88.	+8.13	+0.65	-23.1

Calculos feitos com: E_a = 203.000 MPa e ν = 0,3
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 3 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C051	C052	C053	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+5.	-14.	-1.	+18.	-14.	+0.05	-0.04	-40.0
9.74	10.40	9.81	10.10	+2.	-35.	+1.	+38.	-35.	+0.11	-0.10	-44.6
0.10	0.05	0.05	0.05	-6.	-4.	+4.	+4.	-7.	+0.01	-0.02	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+5.	-15.	-2.	+18.	-15.	+0.05	-0.04	-39.3
9.63	10.62	9.81	10.04	+6.	-32.	-3.	+36.	-33.	+0.11	-0.09	-41.2
14.34	15.87	14.60	15.01	+2.	-47.	-2.	+47.	-47.	+0.13	-0.13	-43.9
19.16	21.02	19.40	20.03	-1.	-47.	+14.	+61.	-48.	+0.18	-0.13	-48.9
23.82	26.06	24.04	25.00	-6.	-46.	+31.	+74.	-49.	+0.23	-0.12	-53.5
29.00	31.32	29.10	30.29	-18.	-57.	+30.	+74.	-62.	+0.22	-0.17	-55.2
33.82	36.52	33.79	35.41	-24.	-62.	+39.	+84.	-69.	+0.25	-0.18	-57.2
38.58	41.72	38.53	40.17	-59.	-46.	+20.	+29.	-67.	+0.05	-0.22	-73.0
43.35	46.71	42.74	44.77	-67.	-39.	+19.	+22.	-70.	+0.03	-0.23	-80.6
43.24	45.26	41.20	45.09	-67.	-33.	+16.	+16.	-68.	+0.01	-0.23	-85.0

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S1 - ROSETA 4 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C054	C055	C056	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	θ
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+1.	+1.	+1.	+1.	+1.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	-6.	-4.	+1.	+1.	-6.	+0.00	-0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	-17.	-10.	+1.	+1.	-17.	-0.01	-0.06	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-5.	-2.	+1.	+1.	-5.	+0.00	-0.02	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	-6.	-4.	+0.	+0.	-7.	-0.00	-0.02	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	-14.	-9.	-1.	-1.	-14.	-0.01	-0.05	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	-25.	-17.	-1.	-0.	-26.	-0.02	-0.09	U/C
19.16	21.02	19.40	20.03	-27.	-13.	+6.	+7.	-27.	+0.00	-0.09	-85.3
23.82	26.06	24.04	25.00	+65.	+80.	-1.	+90.	-27.	+0.30	-0.03	+28.0
29.00	31.32	29.10	30.29	+59.	+106.	+27.	+108.	-22.	+0.37	-0.00	+37.8
33.82	36.52	33.79	35.41	+62.	+102.	+20.	+105.	-23.	+0.36	-0.01	+35.5
38.58	41.72	38.53	40.17	+62.	+104.	+24.	+107.	-21.	+0.36	+0.00	+36.4
43.35	46.71	42.74	44.77	+56.	+104.	+23.	+106.	-26.	+0.36	-0.02	+37.7
43.24	45.26	41.20	45.09	+35.	+95.	+21.	+96.	-39.	+0.31	-0.07	+42.0

Calculos feitos com: $E_c = 34.000 \text{ MPa}$ e $\nu = 0,2$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 θ : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 5 (CONCRETO)

C061 P ₁ kN	C062 P ₂ kN	C063 P ₃ kN	C064 P ₄ kN	C019 ε _a με	C020 ε _b με	C021 ε _c με	ε ₁ με	ε ₂ με	σ ₁ kN/cm ²	σ ₂ kN/cm ²	α Deg
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	-1.	+0.	+1.	-1.	+0.00	-0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+46.	+3.	+6.	+57.	-4.	+0.20	+0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+78.	+7.	+16.	+97.	-3.	+0.34	+0.06	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-18.	-6.	+0.	+1.	-19.	-0.01	-0.07	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	-1.	+0.	-1.	+0.	-2.	-0.00	-0.01	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+41.	+3.	+6.	+50.	-4.	+0.17	+0.02	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	+85.	+8.	+15.	+104.	-5.	+0.37	+0.06	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	+79.	+5.	+18.	+101.	-5.	+0.35	+0.05	-27.5
19.16	21.02	19.40	20.03	+70.	+0.	+18.	+96.	-7.	+0.33	+0.04	-29.9
23.82	26.06	24.04	25.00	+55.	-2.	+18.	+79.	-6.	+0.28	+0.03	-31.8
29.00	31.32	29.10	30.29	+47.	-8.	+10.	+70.	-13.	+0.24	+0.00	-31.7
33.82	36.52	33.79	35.41	+39.	-17.	+15.	+72.	-18.	+0.24	-0.01	-37.3
38.58	41.72	38.53	40.17	+23.	-31.	+31.	+86.	-32.	+0.28	-0.05	-47.0
43.35	46.71	42.74	44.77	-17.	-53.	+54.	+99.	-61.	+0.31	-0.15	-58.2
43.24	45.26	41.20	45.09	-20.	-50.	+52.	+90.	-59.	+0.28	-0.15	-59.4

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ε_a: horizontal ε_b: 45° ε_c: vertical
 α: angulo entre ε_a e ε₁, + no sentido anti-horario a partir de ε_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAD S2 - ROSETA 6 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C022	C023	C024	ϵ_a	ϵ_b	σ_a	σ_b	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	kN/cm ²	kN/cm ²	Deg
kN	kN	kN	kN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	+6.	+4.	+6.	+8.	+4.	+0.03	+0.02	U/C
9.74	10.40	9.81	10.10	+8.	+4.	+6.	+11.	+4.	+0.04	+0.02	U/C
0.10	0.05	0.05	0.05	-1.	+1.	+0.	+1.	-2.	+0.00	-0.01	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+1.	+1.	-0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	+6.	+3.	+5.	+7.	+3.	+0.03	+0.01	U/C
9.63	10.62	9.81	10.04	+9.	+3.	+6.	+13.	+3.	+0.05	+0.02	U/C
14.34	15.87	14.60	15.01	+7.	+6.	-9.	+10.	-11.	+0.03	-0.03	+18.9
19.16	21.02	19.40	20.03	+6.	+8.	-17.	+12.	-23.	+0.03	-0.07	+25.7
23.82	26.06	24.04	25.00	+6.	+8.	-18.	+13.	-25.	+0.03	-0.08	+24.5
29.00	31.32	29.10	30.29	+13.	+10.	-20.	+18.	-25.	+0.05	-0.08	+19.9
33.82	36.52	33.79	35.41	+7.	+11.	-22.	+16.	-31.	+0.04	-0.10	+25.7
38.58	41.72	38.53	40.17	+7.	+9.	-16.	+14.	-22.	+0.03	-0.07	+24.6
43.35	46.71	42.74	44.77	+6.	+3.	+5.	+7.	+3.	+0.03	+0.01	U/C
43.24	45.26	41.20	45.09	+4.	+2.	+5.	+7.	+2.	+0.02	+0.01	U/C

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSODES: SECAO S2 - ROSETA 7 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C025	C026	C027	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$								
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	-1.	+0.	-1.	-0.00	-0.00	U/C			
4.61	5.04	4.74	4.97	-50.	-22.	+7.	+7.	-50.	-0.01	-0.17	-89.6			
9.74	10.40	9.81	10.10	-103.	-47.	+16.	+16.	-103.	-0.02	-0.35	-88.5			
0.10	0.05	0.05	0.05	+0.	-2.	+0.	+2.	-2.	+0.01	-0.01	U/C			
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C			
4.92	5.26	4.96	4.97	-50.	-22.	+7.	+7.	-50.	-0.01	-0.17	-89.6			
9.63	10.62	9.81	10.04	-106.	-47.	+16.	+16.	-106.	-0.02	-0.36	-89.2			
14.34	15.87	14.60	15.01	-158.	-72.	+22.	+22.	-158.	-0.03	-0.54	-88.6			
19.16	21.02	19.40	20.03	-219.	-99.	+29.	+29.	-220.	-0.05	-0.76	-89.1			
23.82	26.06	24.04	25.00	-293.	-127.	+32.	+32.	-293.	-0.09	-1.02	+89.4			
29.00	31.32	29.10	30.29	-369.	-141.	+43.	+45.	-370.	-0.10	-1.28	+87.1			
33.82	36.52	33.79	35.41	-471.	-181.	+41.	+43.	-474.	-0.18	-1.65	+86.2			
38.58	41.72	38.53	40.17	-644.	-258.	+16.	+20.	-648.	-0.39	-2.28	+85.2			
43.35	46.71	42.74	44.77	-1149.	-464.	-140.	-109.	-1181.	-1.22	-4.26	+80.1			
43.24	45.26	41.20	45.09	-1519.	-604.	-93.	-65.	-1547.	-1.33	-5.53	+82.1			

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$

ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical

α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a

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

ENSAIO DE VIGA MISTA PREENCHIDA - DATA DO ENSAIO: 25/11/92
 VIGA VP 2 - CARREG. DISTRIBUIDO EM OITO PONTOS
 DEFORMACOES/TENSOES: SECAO S2 - ROSETA 8 (CONCRETO)

C061	C062	C063	C064	C028	C029	C030	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2	α
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	KN/cm ²	KN/cm ²	Deg
KN	KN	KN	KN	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$			
0.00	0.00	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.61	5.04	4.74	4.97	-8.	-10.	+6.	+10.	-13.	+0.03	-0.04	-64.1
9.74	10.40	9.81	10.10	-19.	-17.	+11.	+16.	-24.	+0.04	-0.07	-70.4
0.10	0.05	0.05	0.05	+0.	+3.	+2.	+3.	-1.	+0.01	-0.00	U/C
0.00	0.05	0.00	0.00	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.	+0.00	+0.00	U/C
4.92	5.26	4.96	4.97	-10.	-11.	+6.	+9.	-14.	+0.02	-0.04	-65.9
9.63	10.62	9.81	10.04	-19.	-18.	+9.	+15.	-25.	+0.03	-0.08	-68.5
14.34	15.87	14.60	15.01	-42.	-20.	+18.	+19.	-43.	+0.04	-0.14	-82.1
19.16	21.02	19.40	20.03	-84.	-19.	+28.	+28.	-85.	+0.04	-0.28	+85.5
23.82	26.06	24.04	25.00	-141.	-29.	+38.	+41.	-144.	+0.04	-0.48	+82.8
29.00	31.32	29.10	30.29	-233.	-47.	+59.	+64.	-238.	+0.06	-0.80	+82.4
33.82	36.52	33.79	35.41	-331.	-63.	+94.	+101.	-338.	+0.12	-1.13	+82.7
38.58	41.72	38.53	40.17	-405.	-91.	+102.	+109.	-412.	+0.10	-1.38	+83.4
43.35	46.71	42.74	44.77	-584.	-119.	+90.	+114.	-607.	-0.03	-2.07	+79.6
43.24	45.26	41.20	45.09	-752.	-178.	+63.	+95.	-785.	-0.22	-2.71	+78.9

Calculos feitos com: $E_c = 34.000$ MPa e $\nu = 0,2$
 ϵ_a : horizontal ϵ_b : 45° ϵ_c : vertical
 α : angulo entre ϵ_a e ϵ_1 , + no sentido anti-horario a partir de ϵ_a