

# COMPORTAMENTO DE PLACAS COMPOSTAS

Dermeval Figueiredo da Silva

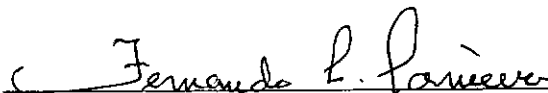
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



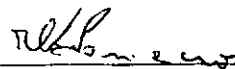
---

Ibrahim Abd El Malik Shehata  
(Presidente)




---

Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro



---

Humberto Lima Soriano



---

Benjamin Ernani Diaz

DA SILVA, DERMEVAL FIGUEIREDO

COMPORTAMENTO DE PLACAS COMPOSTAS (Rio de Janeiro) 1987.

x , 104 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1987).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Estruturas I.COPPE/UFRJ II. Título (Série).

Agradeço a

**DEUS**

pela luz que me deu, pelas pessoas que colocou em meu caminho e dedico este trabalho a

**Napoleão**, meu pai

**Aguimar**, minha mãe

**Nadja**, minha esposa

**Ana Lúcia e Andrea**, minhas filhas

**MEUS AGRADECIMENTOS**

Aos Professores

**Ibrahim Abd El Malik Shehata e**

**Lidia Domingues Shehata**

pela orientação do trabalho e grande amizade

Ao Professor

**Sérgio de Carvalho Perdigão**

pela valiosa colaboração

Ao meu colega, Engenheiro

**Raimundo Calixto de Melo Neto**

pela sugestão do tema e apoio

Ao meu irmão, Professor

**Walmy Figueirêdo da Silva**

pela revisão final do texto

A todos meus

**Amigos e a**

**CAPES**

**COPPE**

**CSN**

**ROLL-FOR**

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

## COMPORTAMENTO DE PLACAS COMPOSTAS

Dermeval Figueiredo da Silva

Março de 1987

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

As lajes compostas constituem-se num sistema construtivo prático e econômico podendo ser vastamente utilizado.

O objetivo deste trabalho foi estudar o comportamento de lajes compostas de concreto com chapa de aço de forma trapezoidal aberta providas de conectores de cisalhamento formados por vergalhões de aço soldados nos topos das nervuras.

Além dos resultados dos ensaios realizados neste trabalho, são aqui apresentados resumos de outros ensaios, de métodos de cálculo e de recomendações de normas relativas ao assunto em estudo. São feitas também discussão crítica do método de cálculo normalmente usado no projeto de lajes do tipo analisado, e sugestões para trabalhos futuros sobre o assunto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

## BEHAVIOUR OF COMPOSITE SLABS

Dermeval Figueiredo da Silva

March, 1987

Chairman: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

The composite slabs are a practical and economic system which can be largely used.

The aim of this work was to study the behaviour of composite concrete slabs with steel deck provide with shear connectors formed by steel bars welded on their rib tops.

Besides the results of the tests of this work, summaries of other tests, of methods of calculation and of recommendations of codes related to the studied subject are here presented. A critical discussion of the method of calculation normally used in the design of the type of slab analysed and sugestions for future work on the subject are also made.

## NOTAÇÃO

$A_s$	-	Área da secção transversal da chapa nervurada
$a'$	-	Distância do apoio sul à secção onde havia extensômetros elétricos
$b$	-	Largura da laje
CG	-	Centróide da secção transversal da chapa nervurada
$d$	-	Altura efetiva
$E_c$	-	Módulo de elasticidade do concreto
$E_s$	-	Módulo de elasticidade do aço
$F$	-	Carga concentrada aplicada
$F_h$	-	Força horizontal em cada junta de solda
$F_{máx}$	-	Carga máxima resistida pelas lajes
$F_{serv}$	-	Carga aplicada de serviço
$f_c$	-	Resistência do concreto à compressão
$f_t$	-	Resistência do concreto à tração
$f_y$	-	Tensão de escoamento do aço
$I$	-	Momento de inércia da secção homogeneizada
$k$	-	Coeficiente linear
$L$	-	Comprimento da laje
$L'$	-	Vão de cisalhamento (distância entre as secções de momentos máximo e nulo)
LN	-	Linha neutra
$M_c$	-	Momento fletor no concreto
$m$	-	Coeficiente angular
$n$	-	Número de juntas de solda por conector de cisalhamento
$Q$	-	Momento estático
$q_{eq}$	-	Carregamento equivalente uniformemente distribuído por unidade de área
$s$	-	Espaçamento entre os conectores de cisalhamento

- V - Esforço cortante
- $V_c$  - Esforço cortante no concreto
- $V_d$  - Esforço cortante no aço
- $V_u$  - Esforço cortante correspondente à perda de aderência
- x - Distância entre a linha neutra e a fibra mais comprimida do concreto
- $\gamma_v$  - Coeficiente parcial de segurança
- $\rho$  - Taxa de armadura,  $\frac{A_s}{bd}$
- $\sigma_c$  - Tensão normal no concreto
- $\sigma_{m\acute{a}x}$  - Tensão normal máxima no concreto
- $\tau$  - Tensão cisalhante
- $\tau_c$  - Tensão cisalhante no concreto
- $\varphi$  - Fator de redução

## ÍNDICE

	Pag
<b>I - INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>II - REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	5
II.1 - Estudos Experimentais e Teórico-Experimentais .....	5
II.2 - Recomendações de Normas .....	25
II.2.1 - Características Gerais .....	26
II.2.1.1 - Chapa de Aço .....	26
II.2.1.2 - Tipos de Perfil .....	26
II.2.1.3 - Concreto e Armadura .....	26
II.2.1.3.1 - Espessura da Laje .....	26
II.2.1.3.2 - Cobertura do Concreto e Tamanho do Agregado .	26
II.2.1.3.3 - Aditivos .....	28
II.2.1.4 - Conectores Metálicos .....	29
II.2.1.5 - Aderência .....	29
II.2.2 - Critérios de Cálculo .....	30
II.2.2.1 - Modos Possíveis de Ruptura .....	30
II.2.2.2 - Resistência à Flexão .....	31
II.2.2.3 - Resistência ao Cisalhamento .....	31
II.2.2.4 - Flechas .....	31
II.2.2.5 - Distribuição de Cargas Concentradas .....	32
II.3 - Cuidados Especiais a Considerar .....	33
<b>III - TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO</b> .....	35
III.1 - Características dos Modelos Ensaaiados .....	35
III.2 - Características dos Materiais .....	39

III.2.1 - Chapa de Aço .....	39
III.2.2 - Conectores de Cisalhamento .....	39
III.2.3 - Concreto .....	40
III.2.4 - Solda .....	44
III.3 - Instrumentação .....	46
III.4 - Procedimento de Ensaio .....	51
III.5 - Resultados dos Ensaios .....	53
III.5.1 - Fissuração e Ruptura .....	53
III.5.2 - Flechas .....	53
III.5.3 - Deslizamentos de Extremidade .....	54
III.5.4 - Deformações Específicas .....	55
III.5.4.1 - Deformações no Concreto .....	55
III.5.4.2 - Deformações no Aço .....	55
III.5.4.3 - Deformações ao Longo da Secção S' .....	56
III.5.5 - Aderência Química .....	84
III.5.6 - Solda .....	84
<b>IV - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS</b> .....	<b>85</b>
IV.1 - Nas Lajes .....	85
IV.2 - Nas Soldas .....	93
<b>V - DISCUSSÕES E CONCLUSÕES</b> .....	<b>96</b>
<b>VI - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>100</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>102</b>

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

O concreto armado com aço, principalmente sob a forma de vergalhões, tem sido empregado em construções há várias décadas e tem seus resultados razoavelmente conhecidos. Contudo, o dispêndio com mão de obra na confecção das fôrmas e o próprio custo das mesmas conduziu a processos mais simples, econômicos e de rápida execução.

Um desses processos é a laje constituída de concreto e chapa nervurada de aço galvanizado. Essa chapa, que durante a construção funciona como plataforma de serviço e fôrma para o concreto molhado fica incorporada definitivamente à estrutura, podendo também ser usada para resistir às tensões de tração nas fibras mais inferiores, em substituição aos vergalhões de aço. Em conseqüência, fica eliminado o trabalho de preparo das fôrmas, da posterior desforma, agilizando, assim, todo o processo construtivo e encurtando significativamente o tempo total da obra. Basicamente podemos destacar três tipos de sistemas de laje de concreto mais chapa de aço.

#### 1 - PLATAFORMA DE AÇO

A chapa de aço é projetada para suportar tanto o peso próprio como também as cargas acidentais e, nesse caso, o concreto é utilizado sobre a chapa a fim de proporcionar uma su-

perfície mais funcional e também distribuindo melhor as cargas concentradas. Testes realizados (1) mostraram que, em comparação com chapas simples, pode-se ter aumento de resistência de cerca de 90% e de rigidez em mais de 400%.

## 2 - LAJE DE CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL

A chapa de aço é utilizada somente como fôrma, ficando, porém, permanentemente incorporada à placa. Ela é projetada para agüentar as cargas durante a construção e o peso do concreto molhado. Após o endurecimento, as cargas permanentes e as acidentais são suportadas pelo concreto armado, de modo convencional, com barras de aço. Nesse caso, considera-se que a chapa de aço não tem qualquer função estrutural.

## 3 - LAJE COMPOSTA

Se é garantida uma aderência parcial ou total entre a chapa de aço e o concreto, passa a existir uma ação composta entre os dois materiais e, portanto, a chapa funciona também como armadura de tração nas fibras inferiores da laje. Essa aderência pode ser química (1) ou mecânica. A aderência química é manifestada através da reação química entre o zinco que protege o aço e o cálcio existente na pasta de concreto, formando uma camada densa e insolúvel de zincato de cálcio. Essa aderência é muito incerta e, em geral não é considerada. Quanto à aderência mecânica, ela é obtida usando-se:

1 - Chapas dotadas de saliências ou reentrâncias (Fig.I.1).

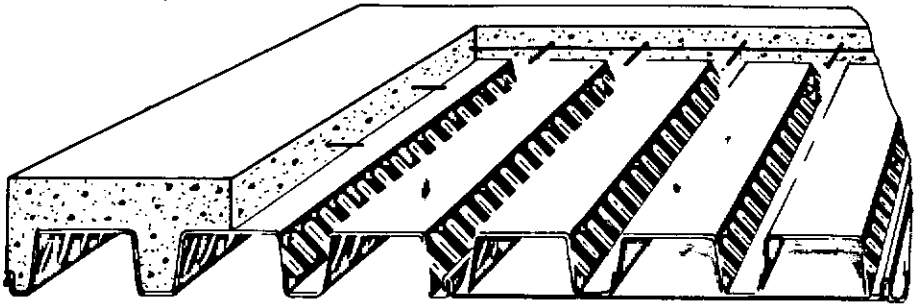


Fig. I.1 - Perfil dotado de reentrâncias.

2 - Chapas com perfil do tipo trapezoidal fechado, rabo-de-andorinha, cuja própria geometria, de forma reentrante, propicia uma interação entre a chapa de aço e o concreto (Fig. I.2).

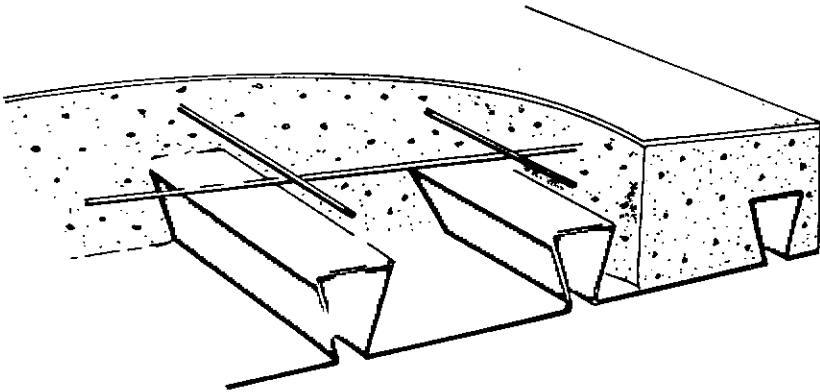
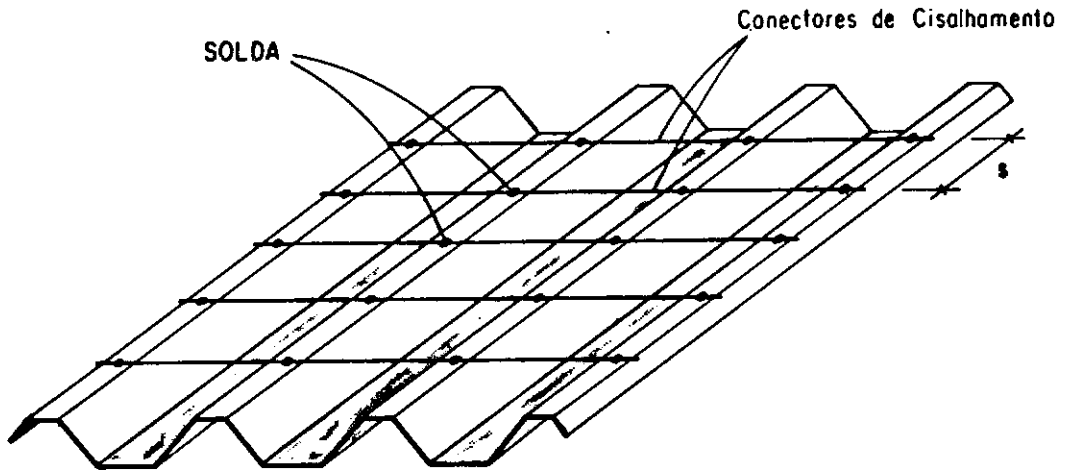


Fig. I.2 - Perfil trapezoidal fechado tipo "Rabo-de-Andorinha."

3 - Conectores de cisalhamento que podem ser, por exemplo, barras transversais de aço soldadas à chapa, nos topos

das nervuras (Fig. I.3). Esse tipo de conector leva a um melhor desempenho da laje composta e ainda combate os efeitos da retração e da variação de temperatura (2).



**Fig. I.3 - Chapa de aço de forma trapezoidal aberta dotada de barras soldadas nos topos das nervuras.**

O objetivo maior deste trabalho é o estudo das lajes compostas, pouco usadas no Brasil, no entanto do maior interesse comercial. A pesquisa aqui descrita visou compreender o comportamento dessas lajes, com conectores formados de barras transversais de aço, soldadas às chapas, verificar, através de resultados de ensaios, a validade das fórmulas teórico-experimentais existentes que prescrevem a perda de aderência e, também, fazer uma comparação entre as normas referentes às lajes compostas.

## CAPÍTULO II

### REVISÃO DA LITERATURA

#### II.1 - ESTUDOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICO-EXPERIMENTAIS

Há cerca de 50 anos, engenheiros e projetistas estabeleceram que poderiam ser obtidas muitas vantagens através da combinação de concreto com fôrmas de aço dobradas a frio. Evidentemente que essa idéia, fruto da necessidade constante do homem em obter avanços tecnológicos, resultou também, da pressão exercida pelas forças econômicas de mercado, exigindo soluções que pudessem agilizar os processos construtivos e tornassem as estruturas mais leves, possibilitando uma economia considerável, inclusive nas próprias fundações.

Dentro dessa proposta, o que pareceu mais atrativo foi o fato de a chapa de aço funcionar não só como uma plataforma de serviço segura, mas também como armadura de tração, em substituição às barras de aço. Além disso, o próprio relevo da chapa vem permitir a passagem de dutos para instalações elétricas, telefônicas e de distribuição de ar condicionado.

Por volta de 1938 (3), engenheiros começaram a usar um sistema de piso celular (Fig. II.1) conhecido por **Keystone Beam**, fabricado por H.H. Robertson Company (Pittsburg) e que chegou a ser empregado em alguns edifícios industriais. Naquela

época, entretanto, esses pisos celulares não se beneficiavam da ação composta entre a chapa e o concreto. <sup>1</sup>



Fig. II.1 - Piso celular.

Somente em 1950, surgiu a primeira laje armada com chapa de aço, que foi lançada no mercado sob o nome de **Cofar** e era produzida por **Granco Steel Products Company (St.Louis)**.

O fabricante utilizava chapas de alta resistência dotadas de barras transversais soldadas no topo das nervuras (Fig. I.3). A primeira publicação significativa sobre o assunto foi publicada em 1954 por FRIBERG (4) e consistia em recomendações de cálculo, baseada em ensaios de lajes compostas com chapa de aço. Nessa publicação menciona-se que uma parcela significativa dos gastos em uma laje convencional devia-se ao custo da fôrma de madeira.

Por volta de 1967 (3), divulgaram-se resultados de ensaios efetuados em diversos tipos de perfis de aço que agiam compostamente com o concreto. A partir desses ensaios concluiu-se que:

1 - Lajes sem dispositivos de cisalhamento apresentam colapso repentino.

2 - Ocorrem grandes deformações plásticas, acompanhadas de uma capacidade considerável de absorção de cargas, nas lajes dotadas de dispositivos de cisalhamento.

3 - A causa mais freqüente da ruptura das lajes compostas é a perda de aderência entre as chapas e o concreto.

Em 1967 já havia nos mercados americano e canadense alguns fabricantes de lajes compostas que, empregando meios próprios de dimensionamento obtidos a partir de extensas pesquisas individuais, propiciaram uma boa receptividade nas agências responsáveis pela elaboração das normas construtivas. Em muitos casos, contudo, os agentes locais exigiam dados adicionais sobre os seus produtos o que, devido à grande competição entre os diversos fabricantes, gerou alguns efeitos adversos nas aplicações em construções das lajes armadas com chapas de aço.

Levando esse fato em consideração e, também, a necessidade de padronizar os métodos de cálculo e projeto, a **AISI** (American Iron and Steel Institute) iniciou, em 1967, na **Iowa State University** um projeto de pesquisa para estabelecimento das bases necessárias ao dimensionamento e projeto de lajes compostas.

Nessa fase inicial de pesquisa, ensaiaram-se modelos de lajes onde se variaram vão de cisalhamento, espessura da chapa e percentagem de aço na secção transversal.

Observou-se que a maioria dos modelos entrava em co-

lapso pela perda de aderência entre o concreto e a chapa de aço e que, somente em uns poucos casos, o colapso ocorria por flexão, ou seja, esmagamento do concreto e/ou escoamento do aço. Verificou-se, ainda, que a carga última variava de acordo com o tipo de dispositivo de cisalhamento e com a taxa de armadura na secção transversal. Naturalmente, surgiram algumas dificuldades nesses ensaios, mas ficou evidente que esses seriam os únicos meios possíveis ao estabelecimento de um método significativo para verificação da resistência.

Em 1976, PORTER et alii (5) descreveram como, a partir de ensaios, puderam determinar a resistência de lajes que rompem por perda de aderência entre o concreto e a plataforma de aço. Essa perda de aderência leva ao aparecimento de fissuras em diagonal no concreto, nas proximidades dos pontos de aplicação das cargas e ao deslizamento relativo entre o concreto e a chapa de aço no trecho entre as secções de momento nulo e momento máximo,  $L'$ , (Fig.II.2) decorrendo, daí, diminuição de carga e um aumento de flechas.

Para determinar a resistência das lajes que rompem de vido à perda de aderência foram sugeridas as seguintes equações:

$$\frac{V_{Us}}{bd} = \frac{md}{L'} \sqrt{f_c} + k\rho, \quad (2.1)$$

$$\frac{V_{Us}}{bd} = \frac{m\rho d}{L'} + k \sqrt{f_c} \quad e \quad (2.2)$$

$$\frac{V_{Us}}{bd} = m \left( \frac{f_c \rho d}{L'} \right)^{1/3} + k \quad (2.3)$$

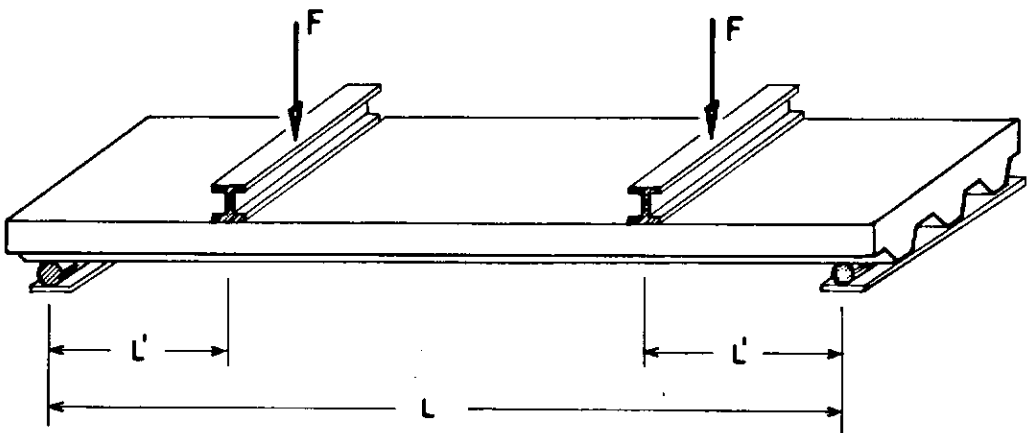


Fig. II.2 - Esquema de ensaio tipo viga em lajes compostas.

Todas as equações contêm os mesmos parâmetros básicos, ou seja,  $f_c$ ,  $\rho$ ,  $s$ ,  $b$ ,  $d$  e  $L'$ . O fator  $s$  é o espaçamento entre os conectores de cisalhamento e, nas chapas dotadas só de reentrâncias ou saliências, é considerado igual à unidade. Cada uma dessas equações pode ser colocada na forma  $y = mx + k$ , onde as constantes  $m$  e  $k$  são os coeficientes angular e linear da reta que mais bem se ajusta aos pontos obtidos através de ensaios.

A dedução da equação (2.1), por exemplo, segundo SCHUSTER (3), é obtida levando-se em conta que o cortante último  $V_U$ , desprezando-se a carga permanente, é resultado da soma de parcelas independentes  $V_C$  e  $V_D$  correspondentes à laje de concreto e à chapa de aço, respectivamente (Fig.II.3). Pode-se, então, escrever que

$$V_U = V_C + V_D \cdot$$

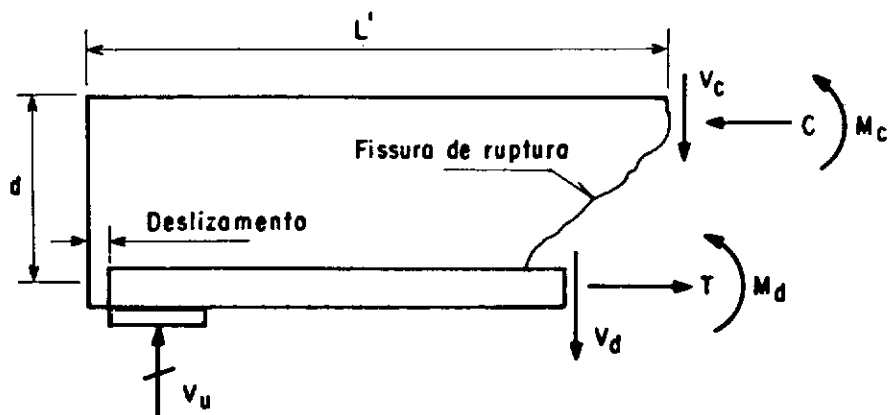


Fig. II.3 - Esforços em uma seção fissurada pela ruptura por perda de aderência.

A parcela  $V_C$  é obtida na base da limitação da tensão máxima de tração no concreto em um ponto abaixo da linha neutra, ou seja,

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\sigma_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau_c^2},$$

onde  $\sigma_c$  e  $\tau_c$  são, respectivamente, as tensões normal e cisalhante no concreto.

A tensão  $\sigma_c$  é proporcional à parcela do momento fletor,  $M_c$ , existente no concreto, ou seja,

$$\sigma_c \quad :: \quad \frac{M_c}{bd^2},$$

enquanto  $\tau_c$  é considerada proporcional à tensão cisalhante média de toda secção transversal,

$$\tau_c \quad :: \quad \frac{V_c}{bd}.$$

O valor da tensão principal,  $\sigma_{\text{máx}}$ , no concreto foi adotada como sendo proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, isto é,

$$\sigma_{\text{máx}} \quad :: \quad \sqrt{f_c}.$$

Levando em conta tais proporcionalidades e a expressão da tensão máxima de tração, pode-se, finalmente, concluir que

$$\frac{V_u s}{bd} = m \frac{d \sqrt{f_c}}{L'} + k\rho \cdot$$

A partir dos inúmeros ensaios realizados na **Iowa State University**, várias observações gerais puderam ser feitas:

1 - A perda de aderência é caracterizada pelo surgimento de fissuras, em diagonal, seguido do deslizamento entre o concreto e a chapa de aço. Em alguns casos pode ocorrer ruptura por flexão antes da perda de aderência.

2 - A carga correspondente à perda de aderência aumenta com:

a. Aumento da altura efetiva,  $d$ , da secção composta, devido à diminuição das tensões de cisalhamento.

b. Diminuição no comprimento do vão de cisalhamento  $L'$  pois, pelo efeito de arco, uma parcela maior da carga vai diretamente para o apoio.

c. Aumento da resistência do concreto.

d. Diminuição do espaçamento entre os conectores de cisalhamento.

3 - A capacidade de carga baseada na aderência deve incluir também a parcela devida ao peso próprio e levar em consideração o tipo de escoramento usado durante a concretagem.

4 - A aderência depende bastante dos tipos de perfil da chapa, método utilizado para garantir a ação composta (conectores de cisalhamento, saliências, reentrâncias, mossas, etc) e tipo de revestimento da superfície da chapa de aço. Assim sendo, é necessário que a obtenção dos coeficientes  $m$  e  $k$ , das equações (2.1), (2.2) e (2.3), seja feita em separado para cada tipo de laje composta.

5 - As cargas correspondentes à perda de aderência são afetadas pelo tipo de concreto, resistência do aço, pelos sistemas de lajes contínuas e combinações de cargas concentradas com uniformes.

De modo geral, a maioria dos ensaios com lajes compostas tem sido feita sob a forma de viga biapoiada, sendo analisadas como lajes armadas em uma direção. Dessa forma, surgem algumas questões, com relação às não armadas numa só direção como, por exemplo, na maneira que se distribuem os esforços na chamada **direção mais fraca**, transversal às corrugações; principalmente em lajes submetidas a forças concentradas.

Dessa forma, objetivando informações sobre o comportamento de lajes compostas armadas em duas direções, PORTER e EKBERG (6) ensaiaram cinco lajes, de 4880 mm por 3660 mm, simplesmente apoiadas pelos bordos e submetidas a quatro pontos de carga (Fig.II.4) e cujas principais características estão na Tab. II.1.

Ítem	Laje 1	Laje 2	Laje 3	Laje 4	Laje 5
------	--------	--------	--------	--------	--------

## CONCRETO

Resistência à compressão, $f_c$ (MPa)	28,7	24,4	27,3	26,5	29,7
---------------------------------------	------	------	------	------	------

## ESPESSURA DA LAJE

Espessura média, $h$ (mm)	123	117	118	119	138
---------------------------	-----	-----	-----	-----	-----

## PROPRIEDADES DA CHAPA NERVURADA

Área da secção transversal ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	13,2	13,2	13,2	8,0	12,2
Altura da nervura, $h_s$ (mm)	39,4	39,4	39,4	33,5	76,2
Espessura da chapa (mm)	0,94	0,94	0,94	0,64	0,88
Centróide (a partir do fundo) da chapa (mm)	16,0	16,0	16,0	16,9	38,2
Tensão de escoamento, $f_y$ (MPa)	290	290	290	700	340

Tab.II.1 - Dados das Lajes

Nos ensaios foram investigadas aberturas de fissuras, flechas, distribuição das reações, deslizamento de extremidades e deformações específicas no concreto e no aço.

Os resultados, de forma resumida, foram os seguintes:

**1. Flechas** - Na Fig.II-5 são mostrados os gráficos, carga total x flecha do ponto central da laje. Neles são assinaladas as flechas que correspondem a  $L/180$ . As cargas correspondentes a essas flechas foram, de acordo com o gráfico, 54,3 kN, 35,6 kN, 35,1 kN, 25,4 kN e 33,4 kN nas lajes 1 a 5, respectivamente.

**2. Deslizamento de extremidade** - Os deslizamentos ocorreram nas extremidades leste e oeste, porém de forma desigual. As cargas  $F$  que geraram os primeiros deslizamentos observados foram 50,7 kN, 41,8 kN, 35,1 kN, 32,9 kN e 39,1 kN, nas lajes 1 a 5, respectivamente.

**3. Fissuração** - O controle de fissuras foi feito, não só nas faces laterais, como também nas faces superior e inferior (após a remoção da chapa de aço). A Fig. II-6 mostra a configuração fissurada da laje 3.

**4. Tipo de ruptura** - Constatou-se que nenhuma das lajes rompeu por escoamento do aço ou esmagamento do concreto, embora tenha ocorrido algum escoamento em certas áreas da região central ou em volta dos pontos da carga aplicada. Todas as lajes romperam por perda de aderência. Essa ruptura foi caracteri

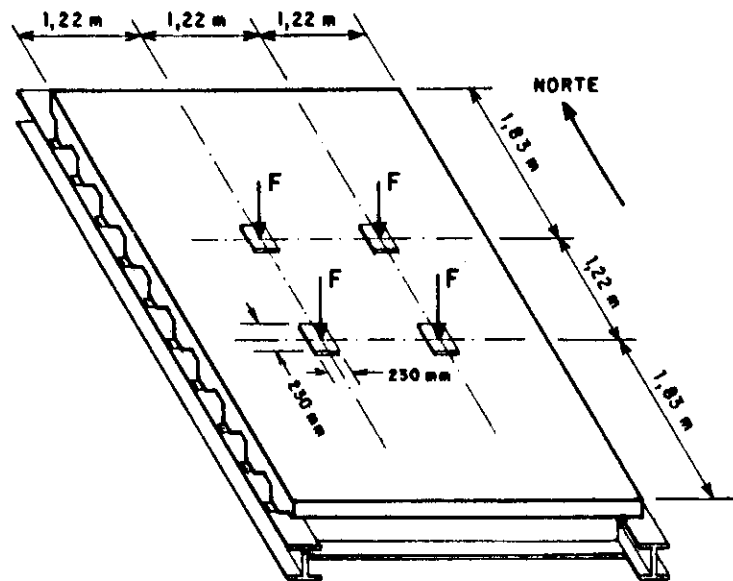


Fig. II.4 - Esquema geral do ensaio de Porter e Ekberg.

4F  
Carga (kN)

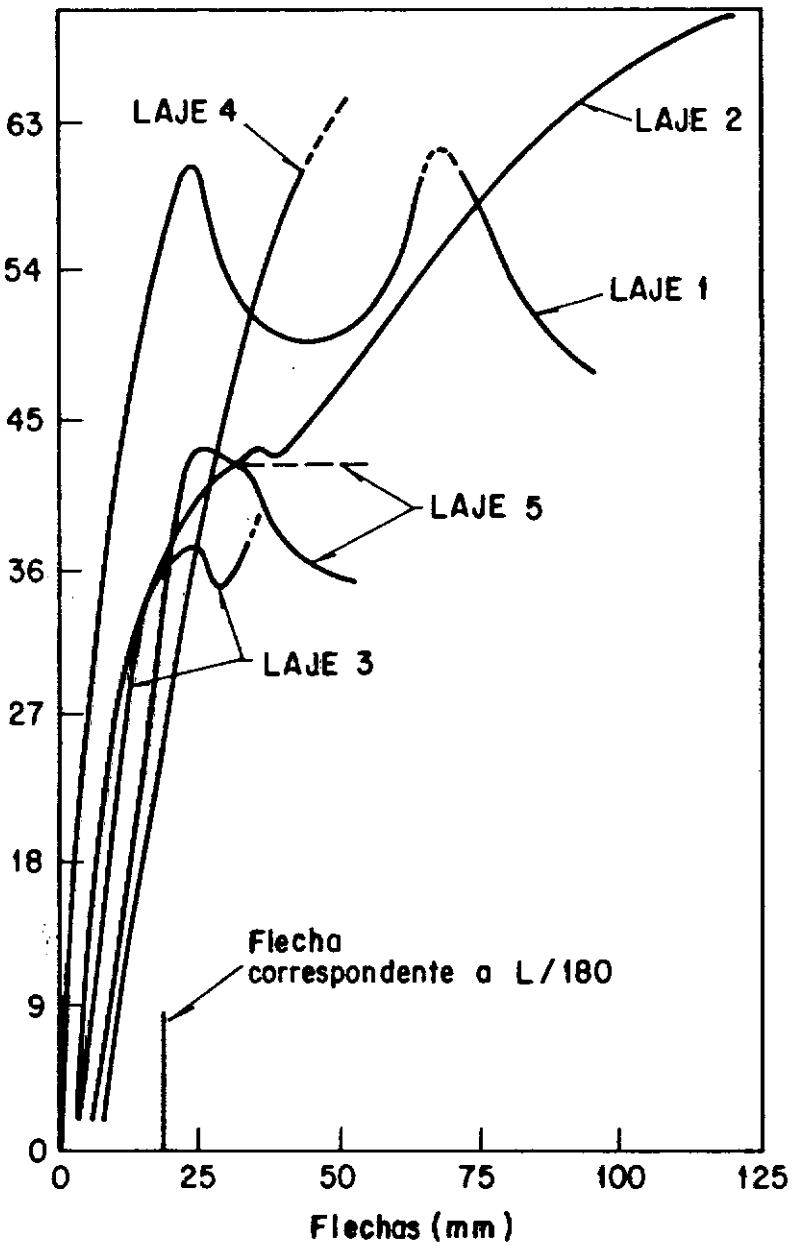
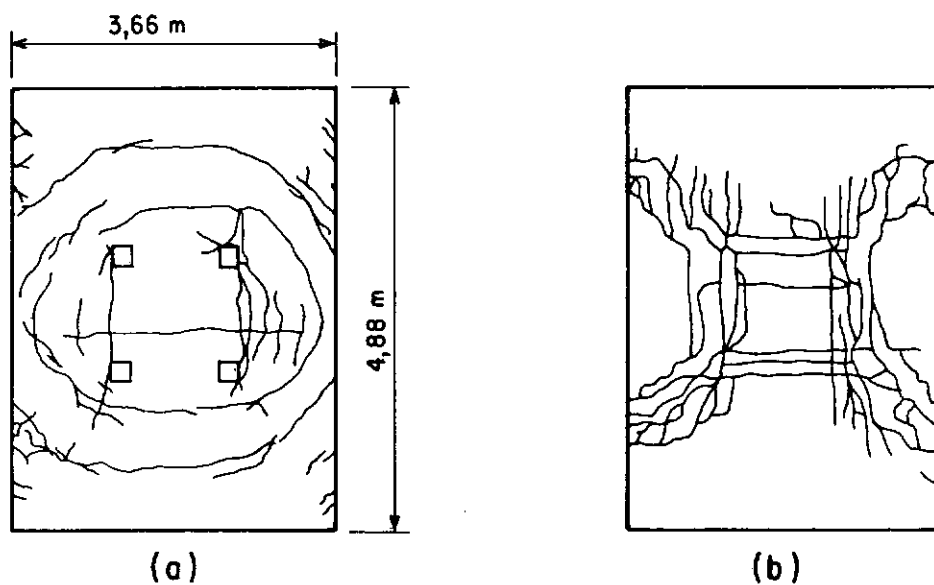


Fig. II. 5 - Carga versus flecha do ponto médio da laje.

zada pelo deslizamento de extremidade acompanhado pelo surgimento de fissuras, em diagonal, na parte central das faces leste e oeste. Esse deslizamento é semelhante ao verificado em lajes armadas em uma direção. Não se verificou deslizamento algum nas faces norte e sul.



**Fig. II. 6 - (a) Fissuras da face superior  
(b) Fissuras da face inferior**

**5. Distribuição do carregamento pelos apoios** - A fim de verificar a fidelidade dos resultados obtidos foram comparadas as parcelas de carga transmitidas para os apoios com a carga total aplicada e constatou-se um erro em torno de 6%.

A relação entre a carga aplicada e a distribuição da mesma, em percentagem, pelos apoios oeste e sul é mostrada na Fig. II-7.

4F  
Carga (kN)

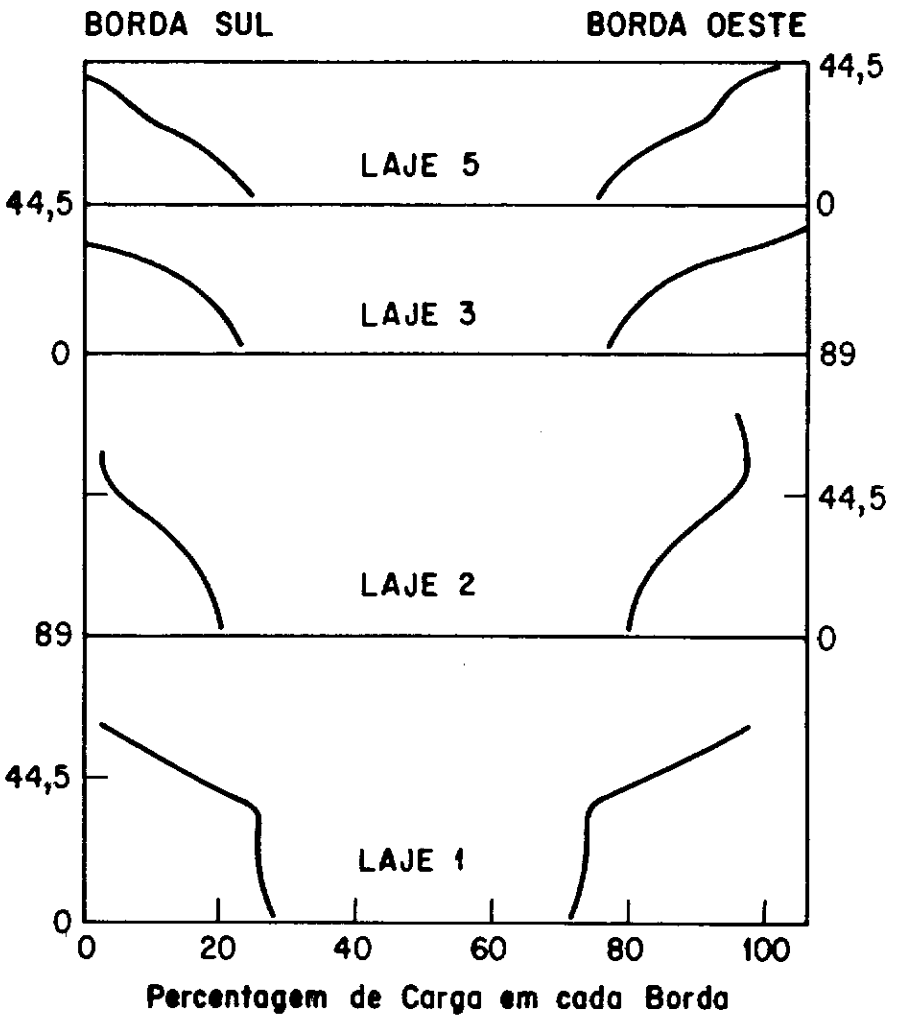


Fig. II . 7 - Carga total transmitida para cada viga de apoio, em percentagem.

Pode-se observar que para as primeiras etapas de carga, em todas as lajes, cerca de 78% da carga foi absorvida pelo apoio oeste que está na dita **direção mais forte**. Perto das cargas últimas, o apoio oeste passou a absorver praticamente toda a carga.

KLAIBER e PORTER (7), em 1981, apresentaram uma comparação entre os resultados de ensaios realizados com carregamento uniforme e os obtidos em lajes similares com cargas concentradas nos terços ou nos quartos dos vãos. O carregamento uniforme foi simulado usando-se uma câmara de ar, com as dimensões da laje, confinada entre esta e uma caixa de madeira compensada, sobre a qual eram aplicadas cargas, através de macacos hidráulicos. Durante os ensaios, verificou-se que, em ambos os casos de carregamento, distribuído ou concentrado, a carga máxima vinha acompanhada de grandes deslizamentos de extremidade e era seguida de uma queda significativa da carga. Contudo, os modelos uniformemente carregados suportaram cargas de 3% a 19% maiores que os similares sob cargas concentradas. Quanto às flechas, as vigas com cargas concentradas nos quartos do vão defletiram, cerca de 10% a mais, segundo cálculos teóricos. Nos ensaios, entretanto, as diferenças observadas foram muito pouco significativas. No que se refere à aderência, primeiramente foi definido o vão de cisalhamento para os modelos uniformemente carregados a partir da equivalência de áreas dos diagramas de esforços cortantes, o que resultou  $L' = L/4$ . A partir deste valor de  $L'$ , calculou-se a carga de ruptura por perda de aderência usando-se a mesma regressão linear apresentada na referência (5). Verificou-se que os pontos de coordenadas  $V_u s / bd \sqrt{f'_c}$  e  $\rho d / L' \sqrt{f'_c}$  aproxi

maram-se razoavelmente da reta dada pela equação (2.2), tanto para carga concentrada como para a uniformemente distribuída.

Em 1981, ROEDER (8) publicou um artigo sobre o comportamento de sistemas de lajes contínuas submetidas a cargas concentradas no meio dos vãos. Os modelos foram projetados para simular este sistema de piso, em tamanho real, e foram testadas em laboratório até a ruptura. Os resultados mostraram que a continuidade do sistema impedia e limitava as deflexões, o que aumentava de modo significativo a capacidade de suportar cargas concentradas. Três grupos de modelos diferentes foram criados, embora se usassem a mesma chapa de aço, os mesmos conectores e as mesmas malhas de aço (na parte superior). Dois dos grupos foram montados em forma de vigas contínuas de quatro vãos presas a apoios metálicos através de conectores (Fig. II-8), o que produzia ação composta, também, entre a laje e as vigas de apoio.

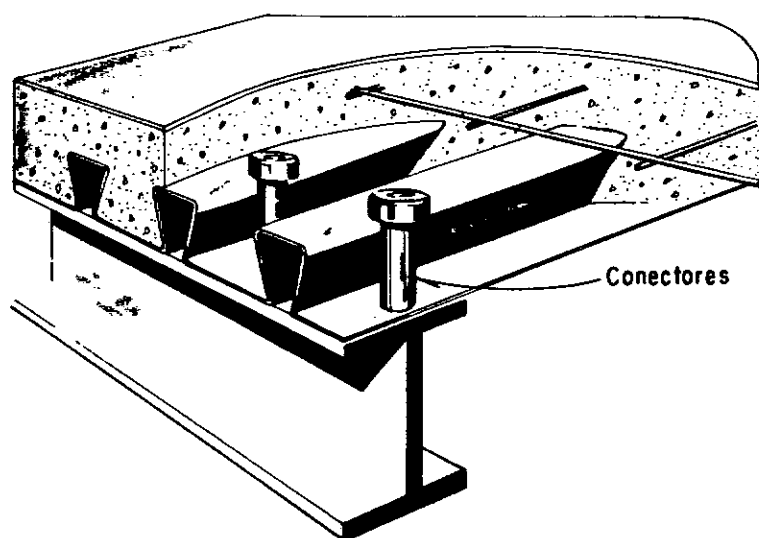


Fig. II.8 - Conectores metálicos que propiciam ação composta entre a placa e a viga.

Estes dois grupos eram basicamente idênticos entre si; a única diferença era que um deles consistia de um painel inteiriço de aço e o outro foi dividido em quatro pedaços, devidamente presos às vigas de apoio. O terceiro grupo era de laje contínua de dois vãos (Fig.II-9).

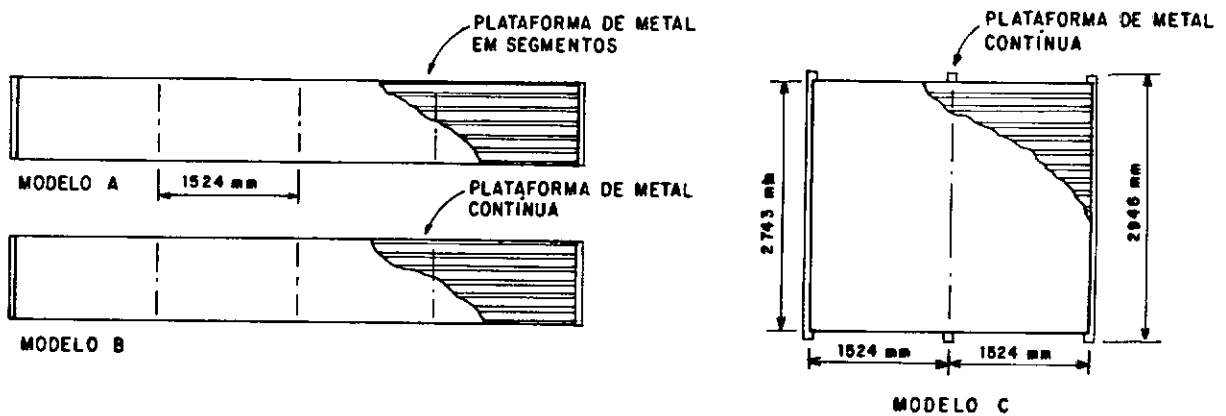


Fig. II.9 - Esboço de teste dos modelos.

Os grupos dos modelos de quatro vãos apresentaram comportamentos similares, os conectores nos apoios e a continuidade das peças evitaram deslizamentos entre o aço e o concreto, e foi desenvolvido um **efeito de treliça** que aumentou a resistência ao esforço cortante. Na laje de dois vãos foi executada uma série de ensaios não destrutivos aplicando-se cargas em diferentes pontos. Nos ensaios verificou-se que:

- As flechas máximas ocorreram nas proximidades dos pontos de aplicação de carga.

- Uma parte significativa da carga aplicada foi transmitida através da **direção mais fraca** da laje.

- Somente cerca de 50% da carga aplicada foi diretamente suportada pelo painel carregado; o restante foi transmitido para o painel adjacente.

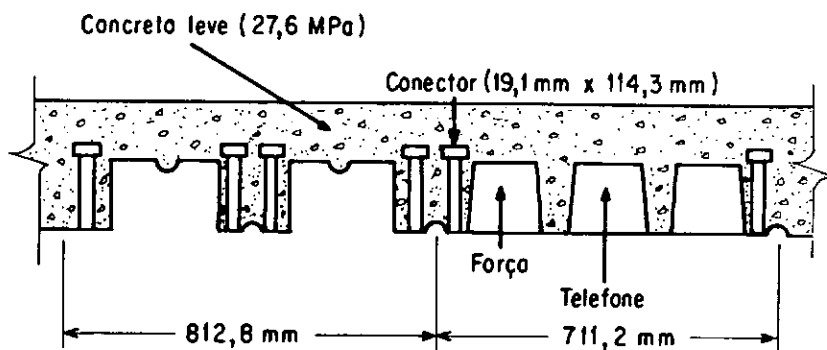
O IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), em 1983, desenvolveu um trabalho (9), para **PERKRON** - Construções, Indústria e Comércio Ltda que objetivava obter resultados de ensaios a flexão simples de seis painéis de fôrmas metálicas, denominadas **formalajes**, e de seis lajes mistas ( lajes compostas) confeccionadas com estes painéis, concreto e armadura de distribuição. As fôrmas foram fabricadas com aço produzido pela **CSN** (Companhia Siderúrgica Nacional), todas do mesmo tipo, dotadas de mossas, com uma espessura de 0,75 mm, peso aproximado de  $0,11 \text{ kN/m}^2$ , 3250 mm de comprimento e 555 mm de largura.

As lajes compostas, nos ensaios, foram apoiadas em perfis metálicos, aos quais as extremidades das **formalajes** foram ligadas através de pontos de solda, simulando a condição de uso em estruturas. As lajes foram ensaiadas como vigas, com carregamento aplicado nos terços do vão. A aderência entre o concreto e a chapa de aço foi melhorada através das mossas existentes na forma metálica. Os resultados dos ensaios constam de relatório privado e, por isso, não serão aqui apresentados.

As formalajes **PERKRON** são práticas, porém a sua utilização no mercado tem sido ainda restrita.

Uma das aplicações mais significativas de lajes de

concreto armado com chapas de aço foi na construção da **SEARS TOWER, Chicago** (10). Foi utilizada uma associação de piso celular e não celular, conforme mostra a Fig. II-10.



**Fig. II.10 - Seção transversal da laje utilizada na Sears Tower.**

A plataforma de aço tem uma altura de 76,2 mm e a espessura do concreto a partir do alto da corrugação, é de 63,5 mm, dando, portanto, uma altura total de 139,7 mm. Foi usado um concreto leve de resistência a compressão igual a 27,6 MPa. O comprimento da chapa é de 457,2 mm, a largura da parte não celular é de 812,8 mm e da celular 711,2 mm, cujas células foram aproveitadas para passagem de serviços de telefone e eletricidade. Foram utilizados conectores de 19,1 mm de diâmetro por 114,3 mm de altura para prender as chapas aos apoios (treliças). Esses conectores não só seguram as chapas, como também provocam uma ação composta entre as lajes e as vigas.

Para estudar o comportamento das lajes foram feitos ensaios delas como vigas biapoiadas e vigas contínuas de dois

vãos. A largura da laje foi de 152,4 mm e houve quatro pontos de carga em cada vão, a fim de simular carregamento distribuído.

Verificou-se que a ruptura se deu por perda de aderência e a razão entre a carga última e a de escoamento foi de aproximadamente 1,33. Constatou-se, também, que a deflexão, no meio do vão correspondente à carga última foi 75% maior que a correspondente ao escoamento e, ainda, a relação entre a carga última e a de serviço foi de 3,8. Embora a ruptura por perda de aderência fosse repentina, o início do escoamento, sob uma carga 25% menor que a última provocou um comportamento dúctil antes do colapso.

As lajes de dois vãos apresentaram uma grande rigidez devido à continuidade, até para cargas bem altas. As primeiras fissuras, sobre o apoio intermediário, surgiram para uma carga cerca de 30% maior que a de serviço.

## **II.2 - RECOMENDAÇÕES DE NORMAS**

De um modo geral, as normas estabelecem, para as lajes compostas, determinados padrões que podem ser ou não comuns. São mostrados a seguir os critérios adotados pelo **European Convention for Constructional Steelwork** (11) e o **EUROCODE Nº4** (12).

## **II.2.1 - Características Gerais**

### **II.2.1.1 - Chapa de aço**

O material básico para a chapa é o aço doce com um limite de elasticidade mínimo de 220 MPa (12) ou 240 MPa (11). A chapa deve ter espessura mínima de 0,70 mm e deve ser galvanizada com uma classe de revestimento de 275 g/m<sup>2</sup> (11).

### **II.2.1.2 - Tipos de perfil**

A Fig. II-11 mostra tipos de perfis (11) utilizáveis para a construção de lajes, agindo compostamente ou não.

### **II.2.1.3 - Concreto e armadura (11)**

As recomendações e especificações para o concreto estrutural (normal ou leve) e armaduras usados em lajes compostas devem estar de acordo com as normas locais.

#### **II.2.1.3.1 - Espessura da laje**

A altura total,  $h$ , da laje não deve ser inferior a 100 mm.

#### **II.2.1.3.2 - Cobertura de concreto e tamanho do agregado**

A fim de garantir um real recobrimento do concreto, a


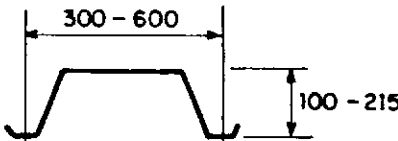
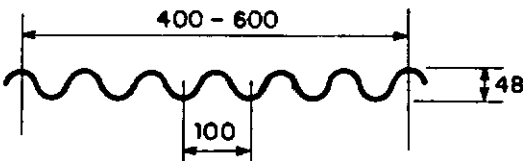
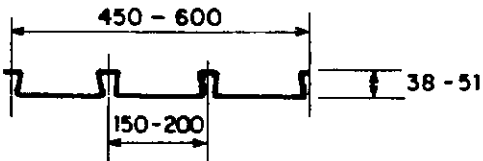
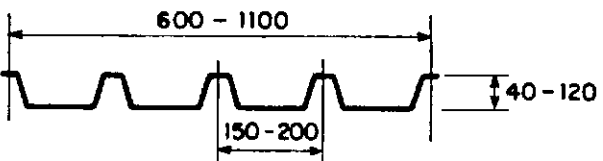
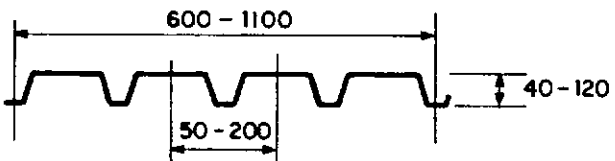


TIPO		Secções (dimensões mm)
elementos perfilados	calha	
	chapéu	
painéis perfilados	chapa corrugada	
	chapa nervurada	
		
		
elementos celulares	combinação com chapas planas	
	combinação de chapas nervuradas	

Fig. II.11 - Secções Típicas

altura  $h_c$  (Fig.II-12) não deve ser menor que 50 mm.

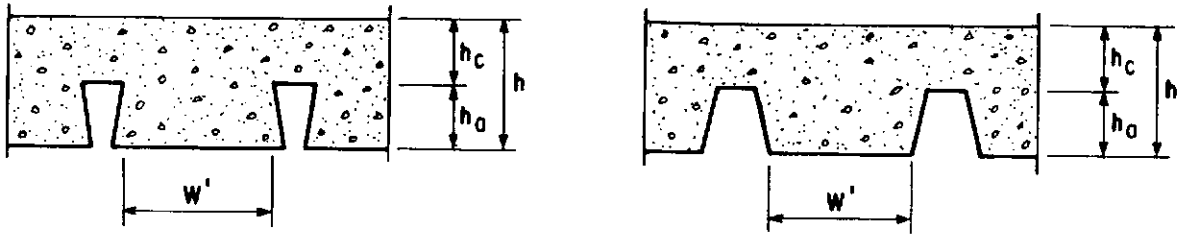


Fig. II.12 - Definição das dimensões de  $h_c$  e  $W'$ .

O diâmetro máximo,  $D$ , do agregado depende da menor dimensão existente no elemento estrutural sobre o qual o concreto será lançado. Como regra geral, o diâmetro não deve exceder a

$$D \leq h_c/3 ,$$

$$D \leq 30 \text{ mm } \text{ ou}$$

$$D \leq w'/3.$$

### II.2.1.3.3 - Aditivos

O uso de aditivos com cloreto de cálcio ou sais clorídricos devem ser evitados.

#### II.2.1.4 - Conectores metálicos

Os conectores metálicos (Fig. II-13) são usados para ancorar as chapas metálicas das lajes às vigas de apoio. Esta fixação é necessária a fim de propiciar uma ação composta entre a laje e as vigas. Recomenda-se que a razão  $h_d/\phi$  não seja menor que 3.

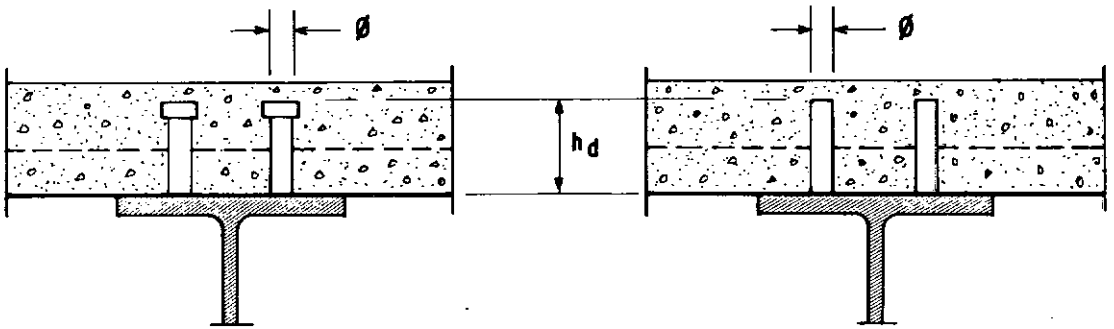


Fig. II.13 - Conectores de cisalhamento com ou sem cabeça.

#### II.2.1.5 - Aderência

A interação entre a chapa metálica e o concreto é complexa. A aderência entre o concreto endurecido e uma chapa de metal completamente plana é aleatória e pode ser destruída ao menor impacto ou pela retração do concreto. Por esta razão, o projeto com perfis abertos não é recomendado, a não ser que estes sejam dotados de moedas ou conectores de cisalhamento presos no alto das nervuras.

Nos perfis fechados, de forma reentrante, do tipo **ra-bo-de-andorinha**, desenvolve-se uma aderência mais conveniente e segura. A confiabilidade em qualquer método de cálculo de ten-

são de aderência vai depender das considerações feitas, que deverão ser justificadas através de ensaios.

## II.2.2 - Critérios de Cálculo

### II.2.2.1 - Modos possíveis de ruptura

São três os modos possíveis de ruptura e podem ocorrer em uma das secções indicadas na Fig. II-14.

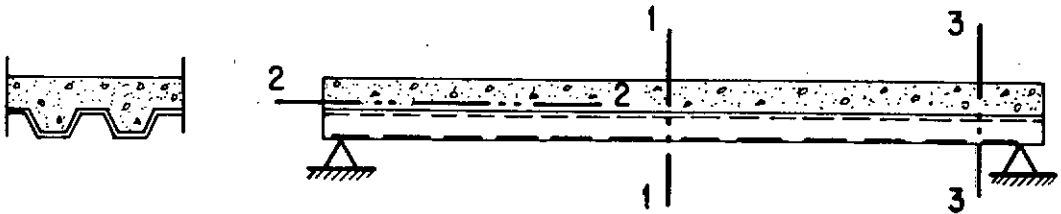


Fig. II.14 - Secções onde pode ocorrer rupturas.

**Secção 1-1** - Quando é atingido o momento último, a ruptura se dá por flexão. Esta secção pode ser a crítica se houver um sistema adequado de conectores de cisalhamento.

**Secção 2-2** - A ruptura ocorre por perda de aderência e a carga última é determinada pela resistência dos conectores de cisalhamento. O momento último na secção 1-1 não é atingido.

**Secção 3-3** - O concreto entra em colapso por cisalhamento. Esta secção é crítica em lajes espessas e de vãos curtos submetidas a cargas relativamente grandes.

#### II.2.2.2 - Resistência a flexão

O momento resistente pode ser determinado segundo a teoria elástica clássica, segundo critérios especiais, ou de acordo com a teoria das rótulas plásticas.

#### II.2.2.3 - Resistência ao cisalhamento

De acordo com (12) o cortante que provoca a perda de aderência pode ser determinado pela relação semi empírica

$$\frac{V_u}{bd\sqrt{f'_c}} = [(m\rho d)/(\sqrt{f'_c} L') + K]/\gamma_v, \quad (2.4)$$

onde  $\gamma_v$  é um coeficiente parcial de segurança que não pode ser inferior a 1,25. A relação anterior é linear e os coeficientes  $m$  e  $k$  devem ser obtidos através de ensaios.

#### II.2.2.4 - Flechas

O EUROCODE (12) indica que, na ausência de cálculos precisos, a flecha pode ser determinada a partir das seguintes aproximações:

1. O momento de inércia pode ser tomado igual ao valor médio dos momentos de inércia das secções fissurada e não fissurada.
2. Para o concreto de densidade normal um valor médio do módulo de equivalência ( $E_s/E_c$ ) igual a 15 pode ser adotado para as cargas de curta ou de longa duração.

As recomendações dadas pelo **European Convention** (11) são as seguintes:

1. A flecha final, incluindo os efeitos de variação de temperatura e de retração do concreto, não deve exceder a  $L/250$ .
2. A flecha devida à sobrecarga não deve, em geral, exceder a  $L/350$ .

#### **II.2.2.5 - Distribuição de cargas concentradas**

Para a distribuição das cargas concentradas, as duas normas adotam as mesmas fórmulas. Quando um ponto ou uma linha de cargas são considerados nos cálculos deve ser adotada uma largura efetiva,  $b_{em}$ , da laje (Fig.II-15), de acordo com o que é indicado a seguir:

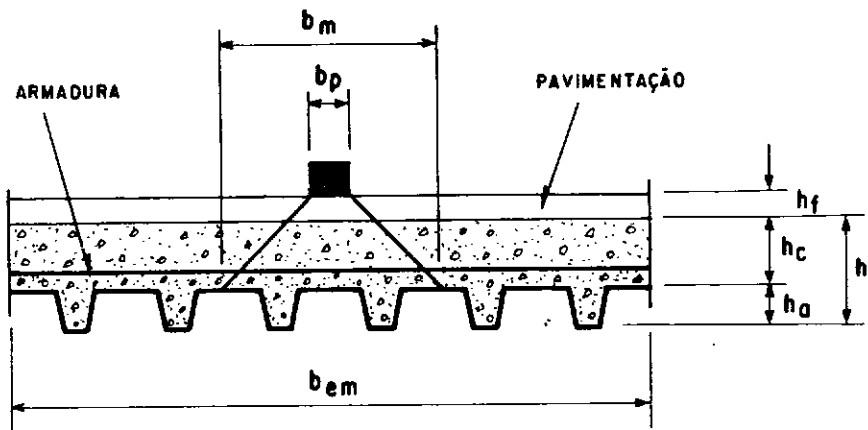


Fig. II.15 - Distribuição de cargas concentradas.

### 1. Análise da Flexão

Viga simples  $b_{em} = b_m + 2 L_p [1 - (L_p/L)]$

Viga contínua  $b_{em} = b_m + \frac{4 L_p}{3} [1 - (L_p/L)]$

### 2. Análise do cisalhamento

$$b_{em} = b_m + L_p [1 - (L_p/L)]$$

onde  $L_p$  é a distância entre a carga e o apoio e  $b_m$  é a largura de influência da carga, medida sobre o alto da nervura, que é dada por

$$b_m = b_p + 2 (h_c + h_f) .$$

## II.3 - CUIDADOS ESPECIAIS A CONSIDERAR

Como em qualquer sistema estrutural, as lajes compostas necessitam de alguns cuidados especiais.

Durante a construção, antes do lançamento do concreto, deve-se tomar precauções para que os equipamentos ou o tráfego intenso de pessoas não causem dano à chapa. Normalmente, devem ser providenciados pranchões de madeira para distribuir as forças concentradas produzidas por tais equipamentos. Além disso, é necessário que a chapa esteja completamente isenta de detritos, sujeira, óleo ou qualquer corpo estranho. Isto é necessário para garantir uma possível aderência química (1).

Por outro lado, as chapas metálicas são escorregadias e, a fim de minimizar isto, pode ser usada uma camada de fosfato (3) que, inclusive, melhoraria a aderência do concreto com a chapa. A existência de pequenas ondulações no alto da nervura aumentaria não só o atrito, como também daria à chapa mais resistência e rigidez.

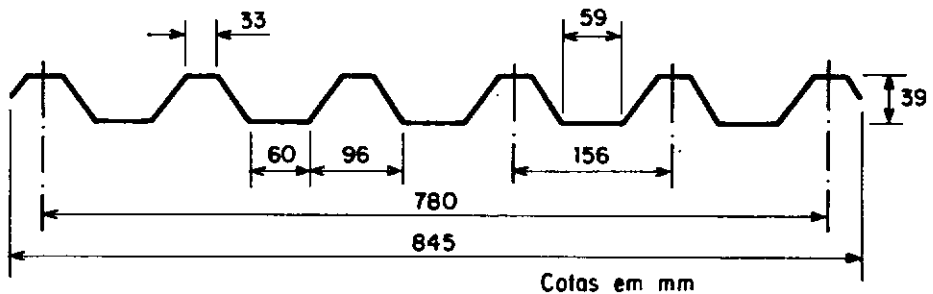
Um aspecto muito importante a se considerar é a proteção da chapa contra fogo (11). Esta pode ser feita aplicando-se diretamente sobre a chapa um produto anti-fogo a base de, por exemplo, vermiculita. A utilização de um teto falso, de material adequado, também pode ser usado como isolante. Uma característica importante que devem ter tais materiais é, não só o seu valor isolante, como também a capacidade de permanecer no lugar, por algum tempo, durante um incêndio.

## CAPÍTULO III

## TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO

## III.1 - CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

Foram confeccionados dez modelos com o mesmo tipo de chapa (Telha RF-40), Fig.III-1, produzidas pela **ROLL-FOR - Artefatos Metálicos Ltda** (13), de 0,8 mm de espessura, 845 mm de largura e comprimentos de 2100 mm (3 modelos), 2400 mm (4 modelos) e 3000 mm (3 modelos).



**Fig. III.1 - Tipo do perfil ROLL-FOR (RF-40).**

Os vãos de cisalhamento adotados foram de  $L/3$  ou  $L/4$ , as alturas efetivas usadas foram de 71 mm e 101 mm. As razões entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva variaram entre 7,4 e 14,1. O espaçamento entre os conectores de cisalhamento (barras transversais) foi igual a 300 mm ou 100 mm (um só modelo). Os dados geométricos variáveis são especificados na Tab. III-1.

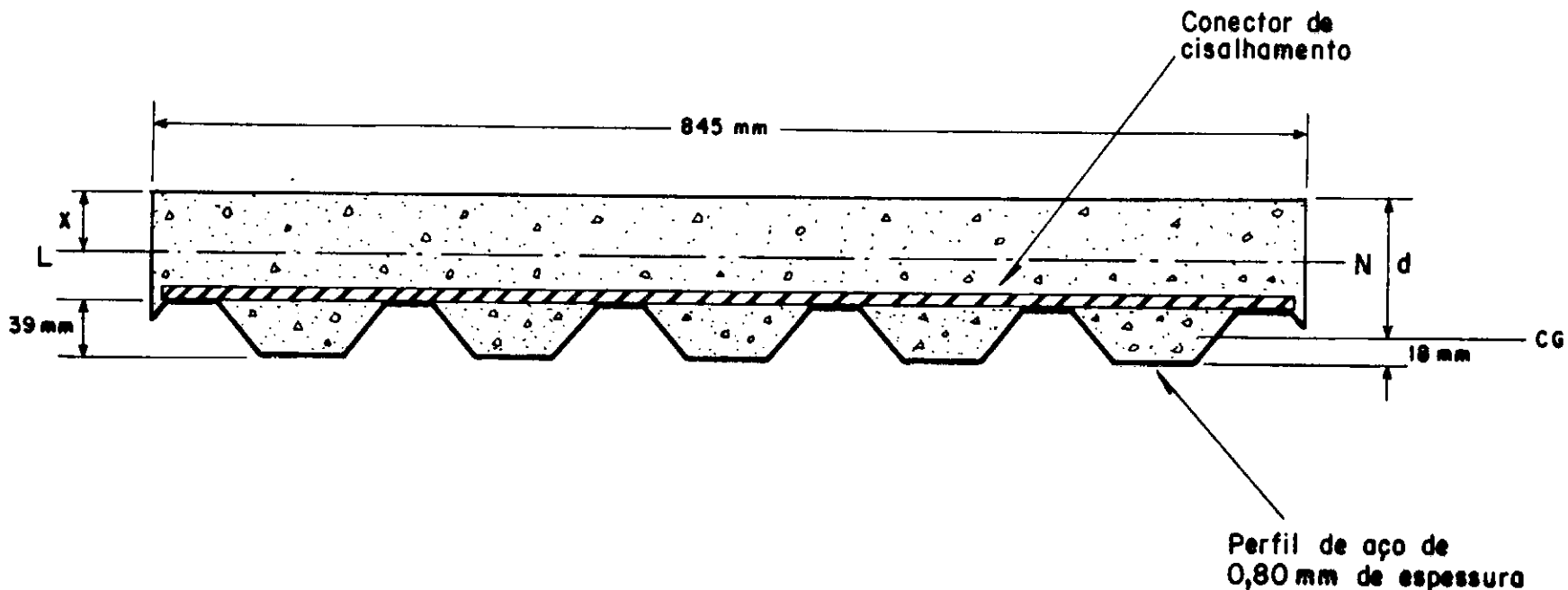


Fig. III.2 - Geometria da secção transversal utilizando perfil RF-40 (ROLL-FOR).

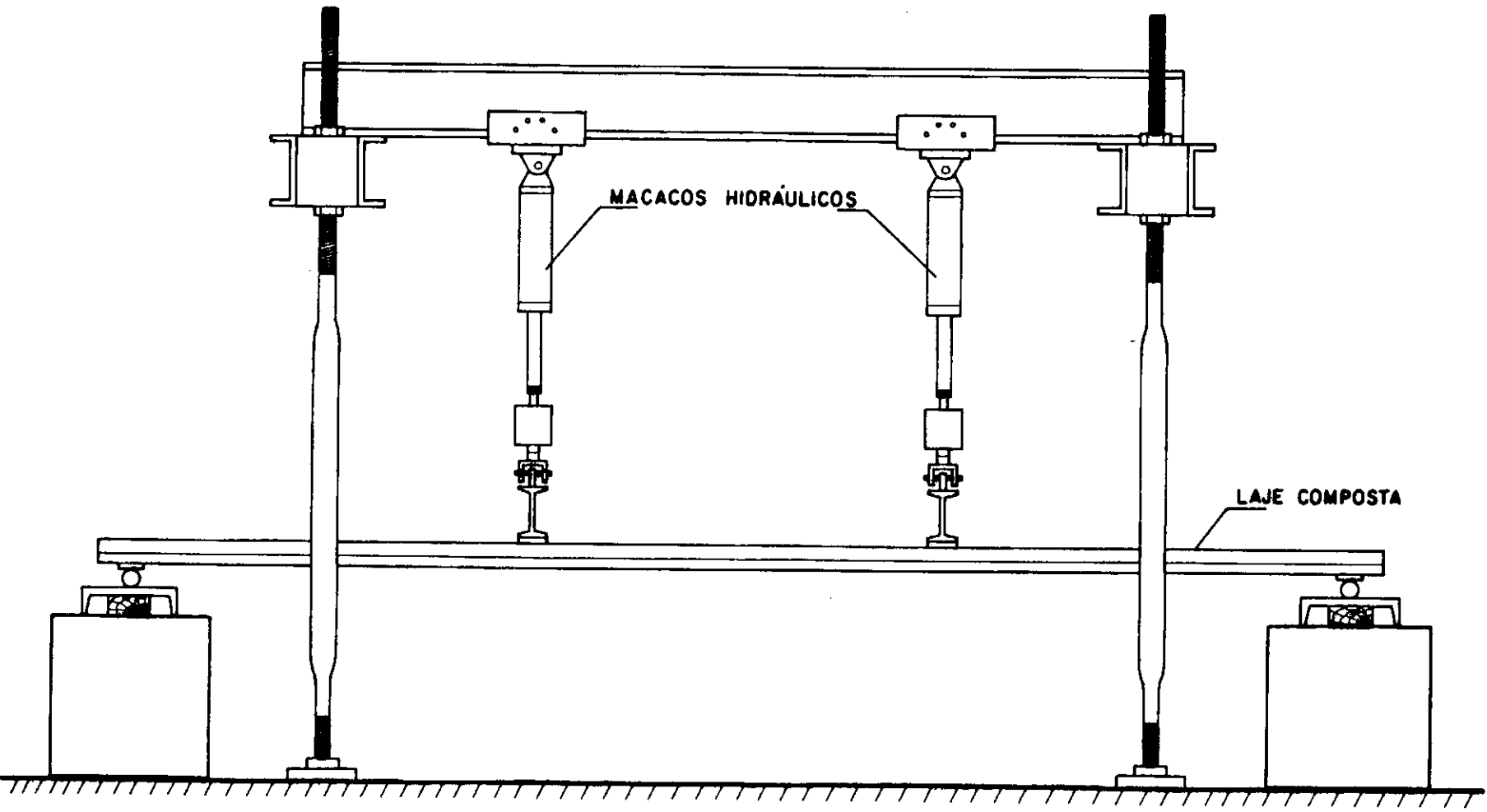


Fig. III.3 - Esquema de teste dos modelos ensaiados.

Tab. III-1 - Características Geométricas dos Modelos

Grupo	Modelo	L (mm)	L' (mm)	s (mm)	d (mm)	$\frac{L}{d}$
A	L-1	2400	800	300	71	11,3
	L-2	2400	800			
	L-3	2100	700			
	L-4	3000	1000	300	71	14,1
	L-5	3000	1000			
B	L-6	2400	800	300	101	7,9
	L-7	2100	700			
	L-8	2100	525	300	71	7,4
C	L-9	2400	600			
	L-10	3000	750			

Todas as lajes foram subarmadas, com uma taxa de armadura,  $\rho$ , de  $9,6 \times 10^{-3}$  (L-5, L-6 e L-7) e  $13,5 \times 10^{-3}$  (as demais). A área e o momento de inércia da seção transversal da chapa de aço foram  $818 \text{ mm}^2$  e  $199,6 \times 10^3 \text{ mm}^4$ , respectivamente. A distância entre o fundo e o centróide da chapa (telha) foi 18 mm (Fig. III-2) e o momento de inércia da seção transformada (homogeneizada) foi igual a  $49,7 \times 10^6 \text{ mm}^4$  (L-5, L-6 e L-7) e  $23,3 \times 10^6 \text{ mm}^4$  (as demais). Todos os modelos foram ensaiados como viga simplesmente apoiada, com dois carregamentos lineares simétricos (Fig. III-3).

## III.2 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

### III.2.1 - Chapa de Aço

Foram usadas telhas (Fig.III-1) de aço zincado, com baixo teor de carbono, cuja corrugação foi obtida por roloformagem a frio. Esse aço é fabricado pela **CSN** - Companhia Siderúrgica Nacional, em processo contínuo e com uma camada de zinco de aproximadamente 0,025 mm de espessura, em cada face. A chapa adotada tem espessura nominal de 0,80 mm e uma massa de 6,4 kg por m<sup>2</sup> (14). Nela se garante o dobramento de um corpo de prova a 180° ao redor de um cutelo de diâmetro igual à espessura da chapa sem apresentar trincas na face externa (14). Depois de corrugada, a chapa passa a ter uma massa de 8,2 kg/m<sup>2</sup> (13).

Quatro corpos de prova retirados da telha foram ensaiados a tração. Os resultados médios obtidos são os seguintes:

- Tensão de escoamento - 340 MPa,
- Tensão de ruptura - 380 MPa e
- Módulo de deformação longitudinal,  $E = 200 \text{ GPa}$ .

### III.2.2 - Conectores de Cisalhamento

Foram usadas barras de aço CA-50 B de comprimento igual a 810 mm e diâmetro nominal de 6,35 mm, devidamente solda-

das à chapa (Fig.III-4).

Os ensaios a tração simples de três corpos de prova, cujos diâmetros em média foram de 6,55 mm, apresentaram os seguintes resultados:

- Módulo de deformação longitudinal  $E = 209 \text{ GPa}$ ,
- Limite de proporcionalidade -  $297 \text{ MPa}$ ,
- Tensão de escoamento -  $600 \text{ MPa}$  e
- Tensão de ruptura -  $905 \text{ MPa}$ .

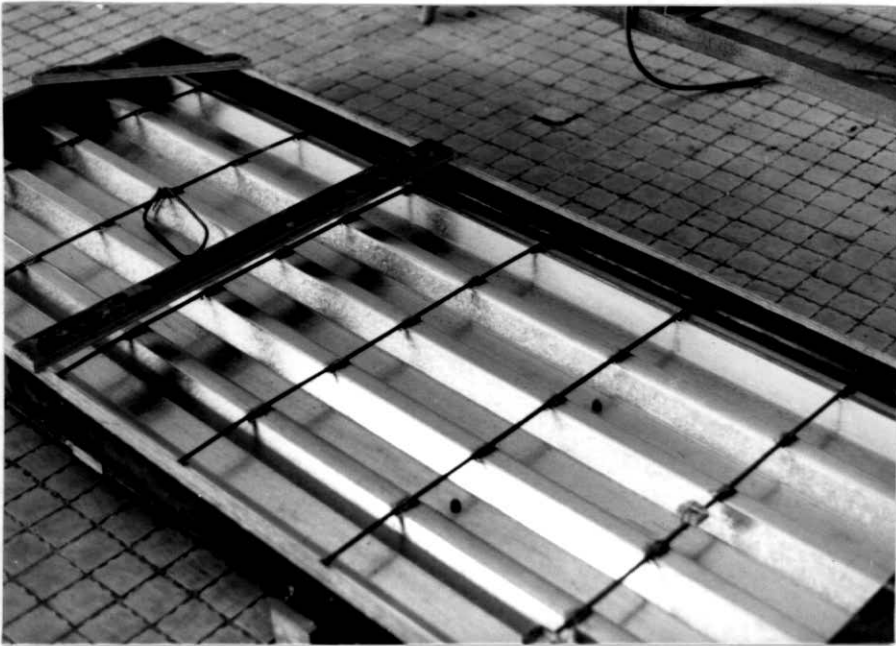


Fig. III.4 - Conectores de cisalhamento feitos com vergalhão CA-50B.

### III.2.3 - Concreto

As características do concreto utilizado em todos os modelos são as seguintes:

- Traço em peso - 1:3,4:4 (cimento portland CP 320: areia: brita),
- Fator água cimento - 0,75,
- Consumo de cimento - 245 kg/m<sup>3</sup>,
- Diâmetro máximo da brita - 19 mm e
- Abatimento do tronco de cone - 25 mm.

Para cada modelo foram tirados de cinco a oito corpos de prova cilíndricos de 300 mm de altura por 150 mm de diâmetro. Os ensaios apresentaram resultados que estão expostos na Tab. III-2, 3 e 4.

Tab. III-2 - Resultados das resistências à compressão de corpos de prova de concreto (Grupo A)

Modelo Nº	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à comp.média, $f_c$ (MPa)	Desvio padrões
L-1 L-2	23	22,8 23,9 21,4 22,0 21,1 22,1 22,0 22,4	22,2	0,86
L-3	28	25,4 26,0 25,6 26,0 25,4	25,7	0,30
L-4	30	26,0 26,2 25,8 25,5 26,5	26,0	0,38

Tab. III-3 - Resultados das resistências à compressão de corpos de prova de concreto (Grupo B)

Modelo Nº	Idade (Dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à comp.média, $f_c$ (MPa)	Desvio padrão s
L-5	29	28,6 27,1 29,0 30,0 28,5 25,5 27,5	28,0	1,47
L-6	68	32,3 32,2 30,1 29,2 33,0	30,1	1,58
L-7	82	31,4 37,3 30,6 32,8 35,7 32,3	33,4	2,60

Tab. III-4 - Resultados das resistências à compressão de corpos de prova de concretos (Grupo C)

Modelo Nº	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à comp.média, $f_c$ (MPa)	Desvio padrão s
L-8	32	18,5	19,4	3,87
		19,2		
		17,5		
		17,3		
L-9		18,0		
		17,6		
L-10		18,2		
		17,8		
		18,1		
		15,8		
	28,5			
	26,4			

### III.2.4 - Solda

Os conectores de cisalhamento (vergalhões CA 50-B) foram soldados à chapa de aço zincado, no alto das nervuras. As lajes do grupo A receberam dois cordões de solda, uma de cada lado do vergalhão (Fig. III-5) e as demais somente um. Cada cordão tinha aproximadamente 30 mm de comprimento, exceto o do modelo L-7 (23 mm).

Utilizou-se para soldagem o processo **MAG** (Metal Active Gas) (15). Neste, o arame eletrodo é suprido sob a forma de bobina e sua proteção contra a atmosfera, durante o processo de soldagem, é efetuada por um gás ativo; no caso, o dióxido de carbono. Dentre as vantagens que o processo apresenta, encontram-se (16): maiores velocidades de soldagem, alimentação contínua à poça de fusão e baixo custo aliado a fácil suprimento do gás.

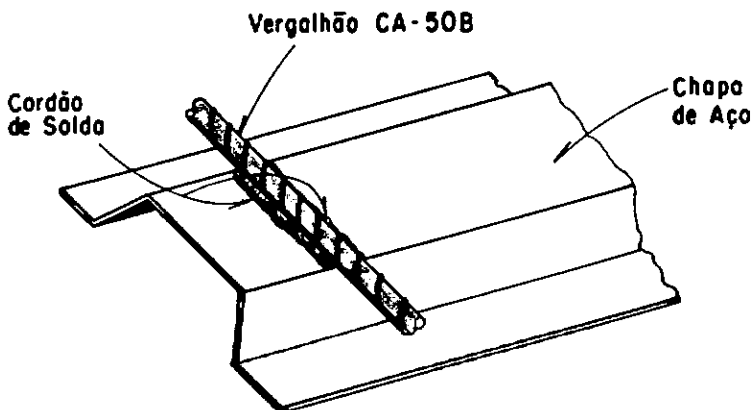


Fig. III.5 - Detalhe da junta de solda.

As características utilizadas durante a soldagem foram:

- Amperagem - 70 a 80 A,
- Voltagem - 18 a 19 V (corrente contínua),
- Velocidade da solda - 35 cm/min,
- Velocidade do arame - 520 cm/min,
- Vazão do gás - 18 l/min,
- Solda - puxando e
- Diâmetro do arame eletrodo - 0,8 mm.

Para se investigar a viabilidade da soldagem dos vergalhões às chapas zincadas, inicialmente foram efetuadas soldas preliminares para ajuste dos melhores parâmetros a serem adotados. A comprovação de que a solda não apresentava defeitos foi efetuada por técnicas metalográficas de observação ao microscópio óptico (Fig. III-6).

Verificou-se que o teor de carbono dos vergalhões utilizados favorecia a formação de uma microestrutura frágil denominada martensita.

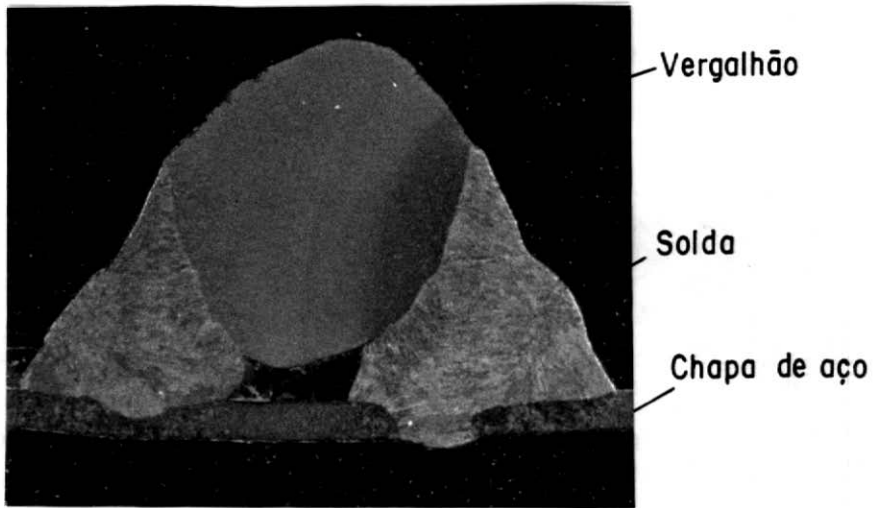


Fig. III.6 - Secção transversal da junta soldada.

### III.3 - INSTRUMENTAÇÃO

Durante os ensaios, foram feitas medições de flechas, deslizamentos de extremidade e deformações específicas no aço e no concreto. Para essas medições foram usados flexímetros e extensômetros elétricos de resistência. As especificações desses instrumentos e o posicionamento dos mesmos são dados a seguir.

#### 1 - Flexímetros

Foram medidas flechas em três pontos na secção no meio do vão ( $M_1$ ,  $M_2$  e  $M_3$ ) e em três pontos da secção de aplicação da carga ( $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$ ), conforme mostram as Fig. III-7 e 8. Nas medições foram usados flexímetros de roldana **Huggenberger** com sensibilidade de 0,1 mm.

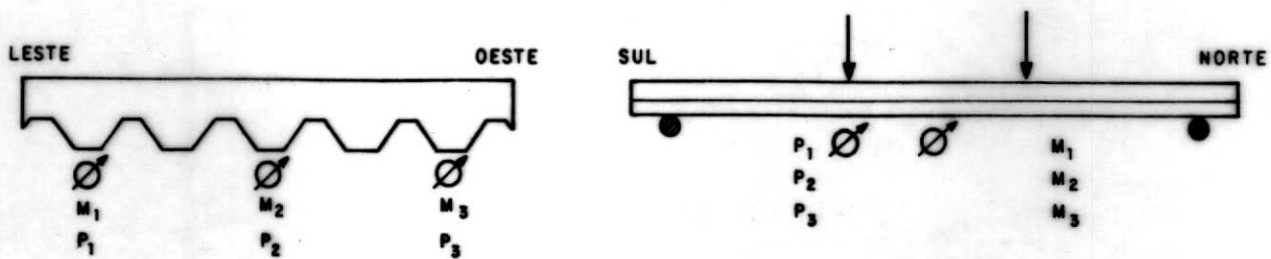


Fig. III.7 - Posições dos flexímetros para medições de flechas.



Fig. III.8 - Flexímetros para medições de flechas sob a carga.

Os deslizamentos entre o concreto e o aço foram medidos em três posições das extremidades norte ( $N_1$ ,  $N_2$  e  $N_3$ ) e sul ( $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ ), como indicado nas Figs. III-9 e 10. Os flexímetros **Huggenberger** usados eram de haste e de sensibilidade de 0,01 mm.

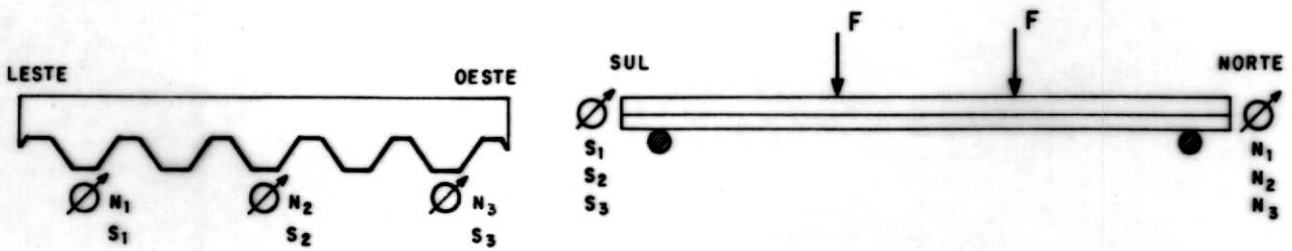


Fig. III.9 - Posições dos flexímetros para medições dos deslizamentos de extremidades.



Fig. III.10 - Montagem dos flexímetros na extremidade sul.

## 2 - Extensômetros elétricos

Foram colocados dez extensômetros elétricos de resistência, **KYOWA**, todos na mesma secção transversal S', distante a' do apoio sul, na direção longitudinal. O posicionamento deles é indicado na Fig. III-11 e Tab. III-5.

Dois, com base de medida de 70 mm, estavam na superfície superior do concreto ( $E_1$  e  $E_2$ ).

Embutidos no concreto (Fig. III-12), na altura da linha neutra teórica, cuja distância a partir do topo da laje é x (Tab. III-5), foram dispostos dois extensômetros com base de medida de cerca de 100 mm ( $E_3$  e  $E_4$ ).

Na chapa nervurada (Fig. III-11) foram colocados seis, pelo lado de fora, assim ordenados: dois, no alto da nervura ( $E_5$  e  $E_6$ ), dois na fibra intermediária ( $E_7$  e  $E_8$ ) e dois, no fundo da chapa ( $E_9$  e  $E_{10}$ ). Todos com base de medida de 5 mm.

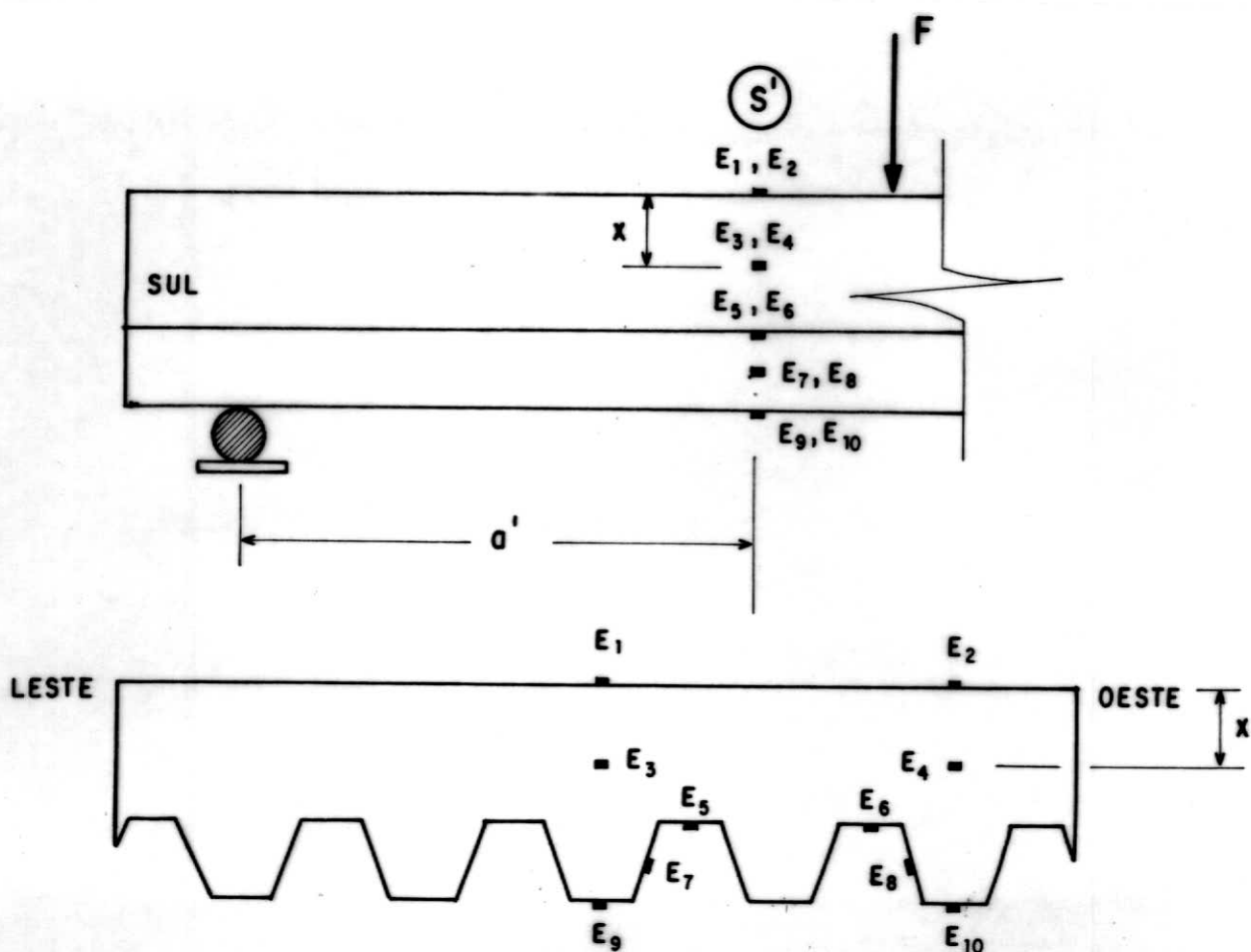


Fig. III.11 - Posições dos extensômetros elétricos. Os valores de  $x$  e  $a'$  estão na TAB. III.5.



Fig. III.12 - Extensômetro ( $E_3$ ) embutido no concreto.

Tab. III-5 - Coordenadas dos extensômetros elétricos  
de resistência

	Posição teórica da linha neutra $x$ (mm)	Distância do apoio Sul à S' $a'$ (mm)	Distância de S' à secção de carrega- mento, $L' - a'$ (mm)
L 1	30	664	136
L 2	30	664	136
L 3	30	520	180
L 4	30	820	180
L 5	35	870	130
L 6	35	747	53
L 7	35	664	36
L 8	30	420	105
L 9	30	530	70
L 10	30	680	70

**OBS:** A posição da linha neutra foi obtida para secção homogeneizada, igualando-se os momentos estáticos das porções de aço e de concreto.

#### III.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Conforme mostram as Figs. III-3 e 13 todos os modelos foram ensaiados como vigas isostáticas biapoiadas com cargas aplicadas nos quartos do vão (L-8, L-9 e L-10) e nos terços do vão (as demais). As cargas foram aplicadas através de

dois macacos hidráulicos com capacidade de 50 kN, cada, controlados pelo **MTS 850 - Structures Testing System**. O carregamento foi aplicado com incrementos sucessivos de 1,0 kN ou 2,0 kN até a ruptura.



**Fig. III.13 - Esquema de ensaio das lajes.**

Em cada etapa de carga, foram registrados os valores de flechas, deslizamentos de extremidade, deformações específicas. Foi anotada, também, a carga correspondente ao início da fissuração. O intervalo entre cada etapa variou de 3 min a 6 min, tempo durante o qual fez-se a leitura dos instrumentos.

Em alguns dos ensaios, a evolução das deformações com o carregamento foi acompanhada através de gráficos carga x deformação traçados em terminal de vídeo acoplado a um sistema de aquisição automática de dados.

### III-5 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

#### III.5.1 - Fissuração e Ruptura

Nas primeiras etapas de carregamento, as lajes não apresentaram fissuras, porém, com o incremento de carga, surgiram as primeiras de flexão, no vão central. Em etapas seguintes apareceram fissuras inclinadas no vão de cisalhamento, nas proximidades da linha de carga. Nas lajes que romperam devido à perda de aderência, as fissuras inclinadas foram mais pronunciadas e foram seguidas pelo deslizamento entre a chapa e o concreto. A laje L-2 ( $s = 100$  mm) foi a única que não apresentou deslizamento e rompeu devido a flexão.

A Tab. III-6 mostra as principais características das lajes ensaiadas, juntamente com as cargas correspondentes ao início da fissura inclinada, ao início do deslizamento e a ruptura (carga máxima atingida).

#### III.5.2 - Flechas

Nas curvas carga x flecha (Fig. III-14, 15 e 16) pode-se observar que, para os mesmos níveis de carga, as lajes de maior vão, em todos os grupos, apresentaram maiores flechas. Observa-se também que, em geral, para todos os grupos, a relação entre estas, para os diferentes vãos, obedece aproximadamente a relação teórica da razão, entre os vãos, elevada ao cubo.

As lajes L-1 ( $s = 300$  mm) e L-2 ( $s = 100$  mm), que são semelhantes, apresentaram flechas muito próximas, sendo que as de L-2 foram um pouco menores.

Comparando-se os grupos A e B, cuja única diferença era a altura das lajes, verificou-se que as do grupo B foram menores, já que eram as mais espessas. Em relação aos grupos A e C, constatou-se que os modelos do grupo C, cujo vão de cisalhamento é menor, apresentaram flechas menores.

Segundo a **AISC (American Institute of Steel Construction)** (17), a flecha de serviço, para esse tipo de estrutura, deve ser limitada em  $L/360$ , como pode ser visto nas curvas carga x flecha, das Figs. III-14, 15 e 16. Para os modelos dos grupos A e C, este limite localiza-se no trecho linear das curvas. Nas lajes do grupo B, com maior espessura, está já na parte curva.

### **III.5.3 - Deslizamentos de Extremidade**

Em todos os modelos ensaiados, exceto L-2, verificou-se deslizamento entre o concreto e a chapa de aço, em ambas extremidades. Em quase todos os modelos, houve algumas diferenças entre as medidas lidas nas extremidades norte e sul (Fig. III-17, 18 e 19). Em todos os modelos que apresentaram deslizamentos, verificou-se que estes ocorreram após o surgimento das fissuras inclinadas. De uma forma genérica, pôde-se constatar que os deslizamentos cresciam com o aumento do vão, ou vice-versa. Os modelos do grupo A constituíram uma exceção a este fa-

to, talvez em virtude de alguma imprecisão sistemática de montagem de equipamento ou leitura. As lajes mais espessas (grupo B) mostraram deslizamentos menores em comparação com as do grupo C, para os vãos correspondentes. Isto era de se esperar, já que um aumento da altura da secção transversal provoca uma diminuição da tensão cisalhante. As variações de deslizamento de extremidade (Fig. III-17, 18, 19) foram muito mais acentuadas perto da carga última (máxima) sendo o excesso de deslizamento nessa etapa, a principal causa da ruptura.

### **III.5.4 - Deformações Específicas**

#### **III.5.4.1 - Deformações no concreto**

As deformações específicas nas fibras superiores do concreto podem ser vistas nas Figs. III-20, 21 e 22, com exceção das dos modelos L-4 e L-10, onde houve problemas com os extensômetros na superfície do concreto. Os valores máximos obtidos para essas deformações foram bem menores que o correspondente à ruptura do concreto, por compressão.

Junto com as deformações nas fibras superiores, as Figs. III-27 a 36, mostram, também, as deformações nas proximidades da superfície neutra.

#### **III.5.4.2 - Deformações no aço**

Nas Figs. III-23, 24 e 25 são apresentadas, as rela-

ções carga x deformações nas fibras inferiores da chapa de aço das lajes dos grupos A, B e C, respectivamente. Nessas figuras pode-se constatar que, em todas as lajes, foi alcançada a deformação correspondente ao escoamento do aço. A laje L-5, com maiores vão e espessura, e a laje L-2, que rompeu por flexão, foram as que apresentaram maiores deformações no aço.

As Figs. III-27 a 36 mostram, para cada laje, as deformações da chapa de aço na fibra inferior, juntamente com as deformações medidas em outros dois níveis. Nelas é assinalada a carga correspondente ao início do deslizamento. Verificou-se que com exceção da laje L-7, nesse estágio de carregamento, a chapa de aço começou a escoar. A laje L-7 rompeu com carga baixa, o que era esperado, devido ao menor comprimento do cordão de solda.

#### **III.5.4.3 - Deformações ao longo da secção S'**

Exemplos de variações das deformações ao longo da altura da secção S', no concreto e no aço, são vistos na Fig. III-26.

Esses gráficos mostram o comportamento típico de laje que rompeu por flexão (L-2) e por deslizamento entre a chapa e o aço, nos casos de a chapa apresentar só tração (L-1) ou apresentar tração e compressão (L-9). Neles pode-se observar que:

- Antes do início do deslizamento, a hipótese das sec-

ções planas é válida.

- Antes do início do deslizamento, a altura da linha neutra experimental coincidiu razoavelmente com a teórica.
- Depois do início do deslizamento, como na laje L-9, a chapa de aço funcionou praticamente de maneira independente do concreto.

Tab. III-6 - Características Geométricas e Resultados dos Ensaios

Grupo	Modelo	L (mm)	L' (mm)	d (mm)	F <sub>máx</sub> (kN)	Flecha para F <sub>máx</sub> (mm)	F no início do deslizam. (kN)	Deslizamento de extr. para F <sub>u</sub>		F no início da fissuração (kN)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)
								Norte (mm)	Sul (mm)			
A	L-3	2100	L/3	71	25,5	36,9	16,0	0,97	0,92	14,0	25,7	340
	L-1	2400			23,5	79,5	16,0	0,36	0,56	9,0	22,2	
	L-2*	2400			23,5	60,9	-	-	-	14,0	22,2	
	L-4	3000			19,0	76,1	13,0	0,23	0,30	8,0	26,0	
C	L-8	2100	L/4	71	22,0	27,9	16,0	0,43	0,23	14,0	19,4	340
	L-9	2400			19,0	31,0	13,0	0,52	1,05	12,0	19,4	
	L-10	3000			18,0	64,0	10,0	1,27	1,67	8,0	19,4	
B	L-7	2100	L/3	101	20,0	10,8	14,0	0,25	0,32	14,0	33,4	340
	L-6	2400			29,0	21,9	16,0	0,48	0,32	12,0	31,1	
	L-5	3000			25,0	39,9	17,5	0,33	0,82	10,0	28,0	

\* { s = 100 mm (nas demais, s = 300 mm)  
 Ruptura por flexão (as demais romperam devido à perda de aderência)

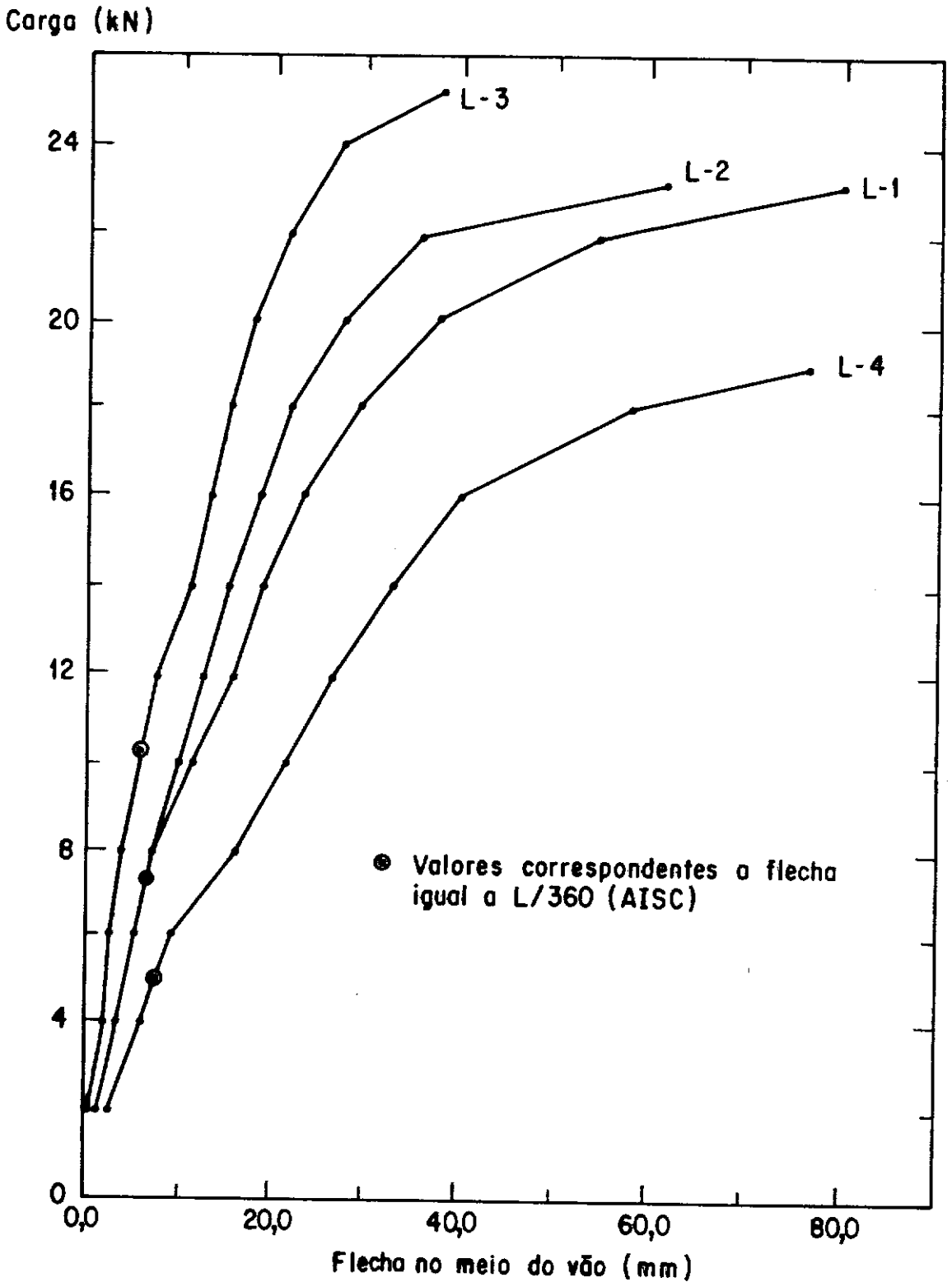


Fig. III.14 - Curvas das flechas no meio dovão (GRUPO A).

Carga (kN)

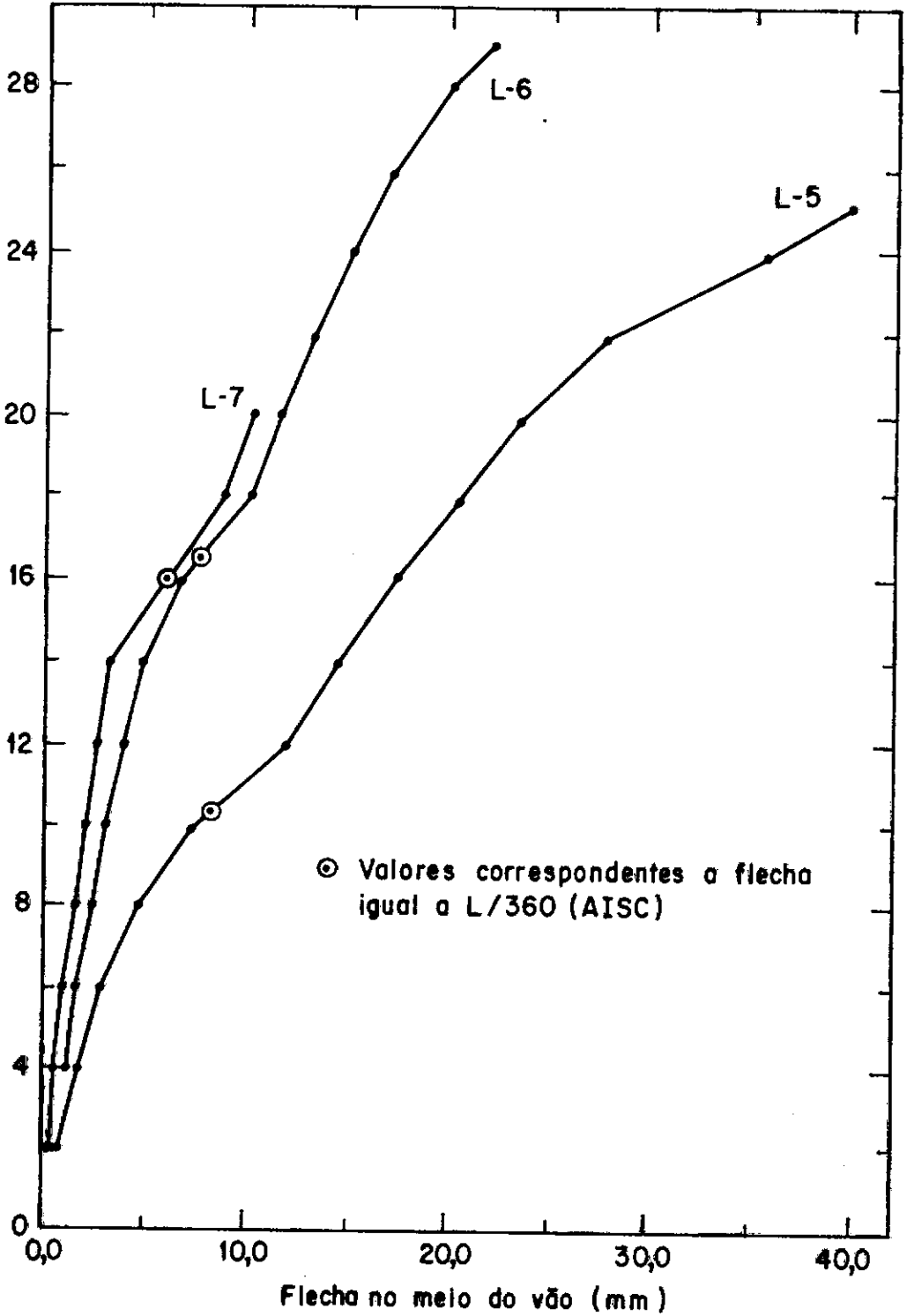


Fig. III.15 - Curvas das flechas no meio dovão (GRUPO B).

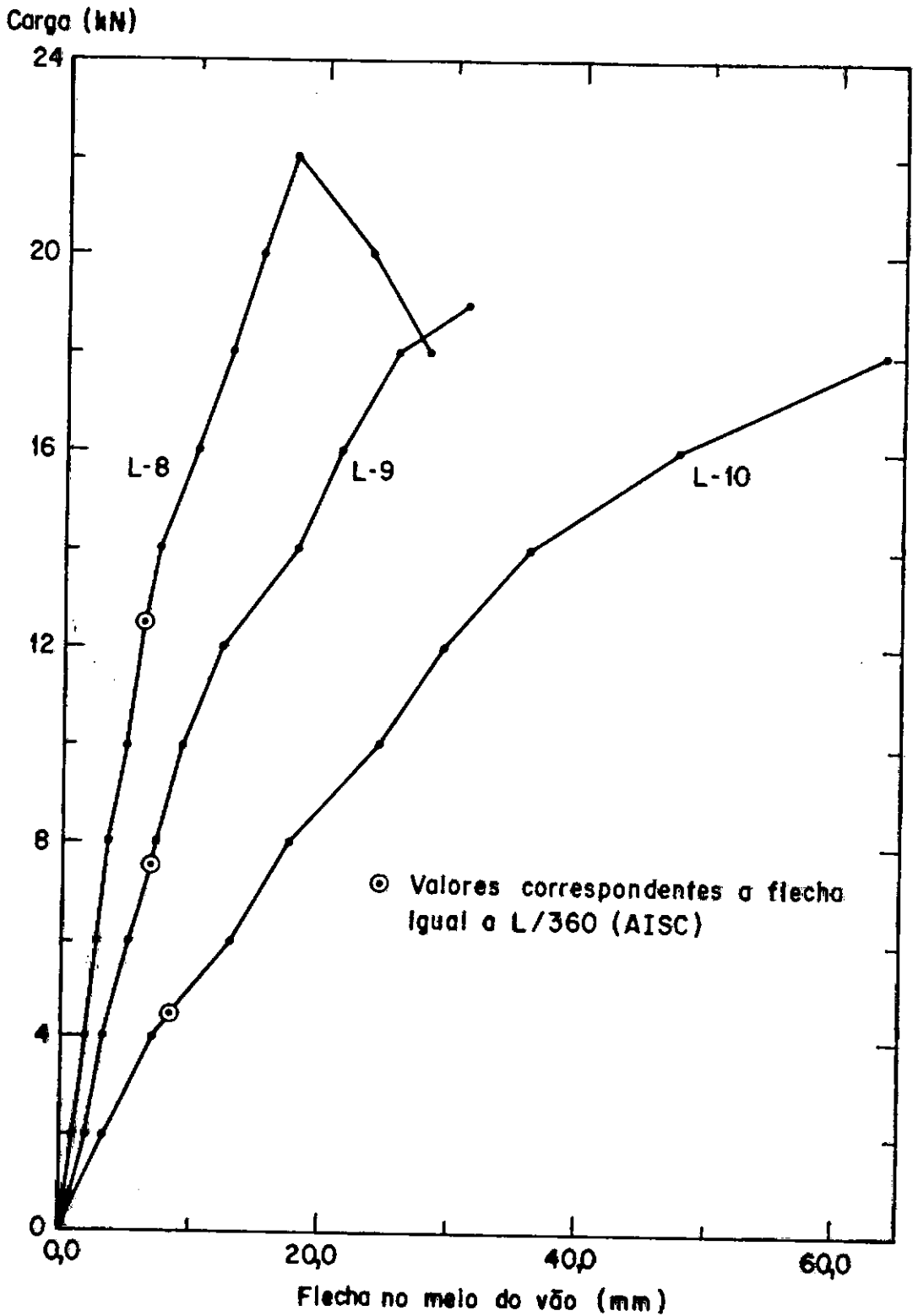


Fig. H.16 - Curvas das flechas no meio do vão (GRUPO C).

Carga (kN)

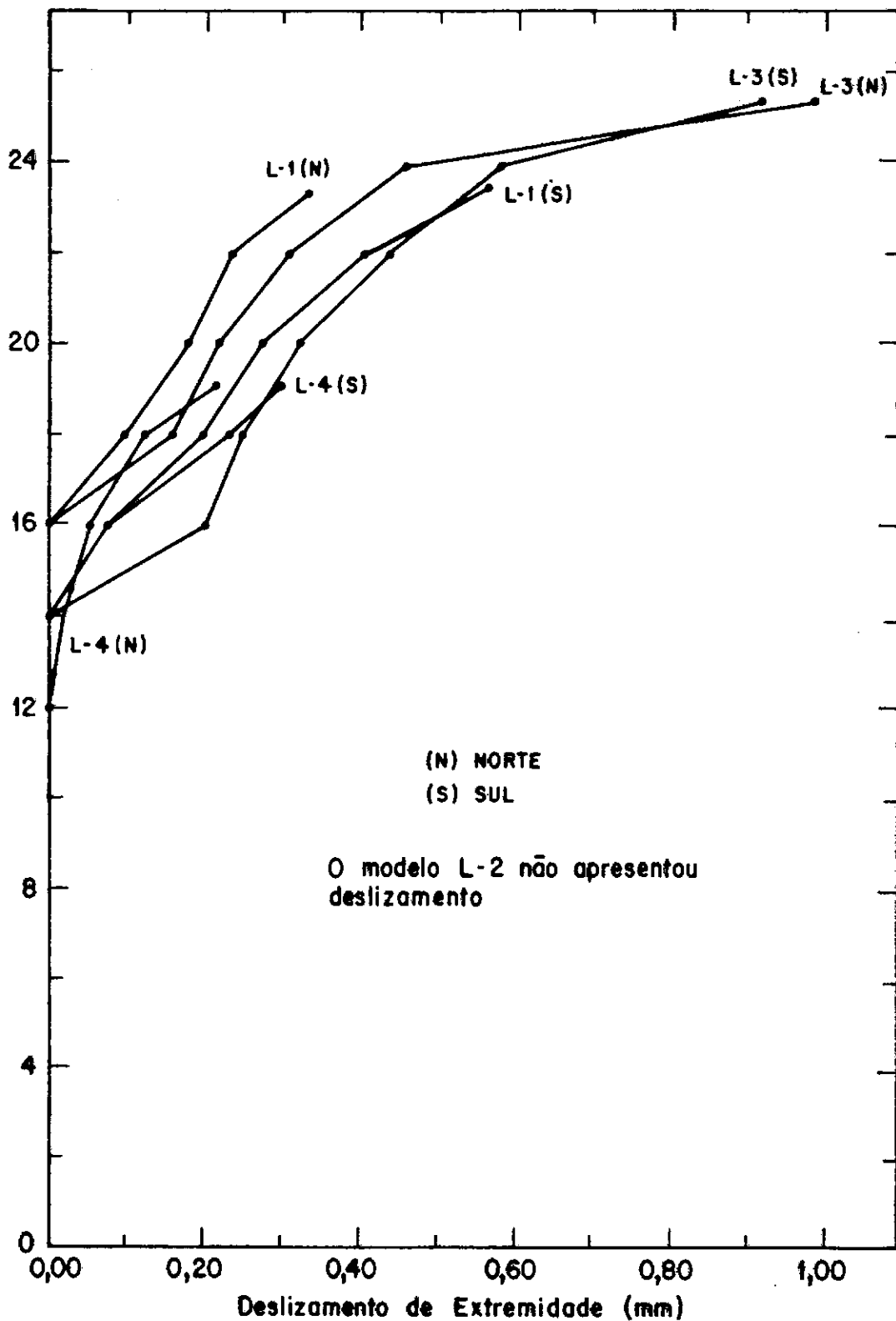


Fig. III.17 - Curvas dos deslizamentos de extremidades (GRUPO A).

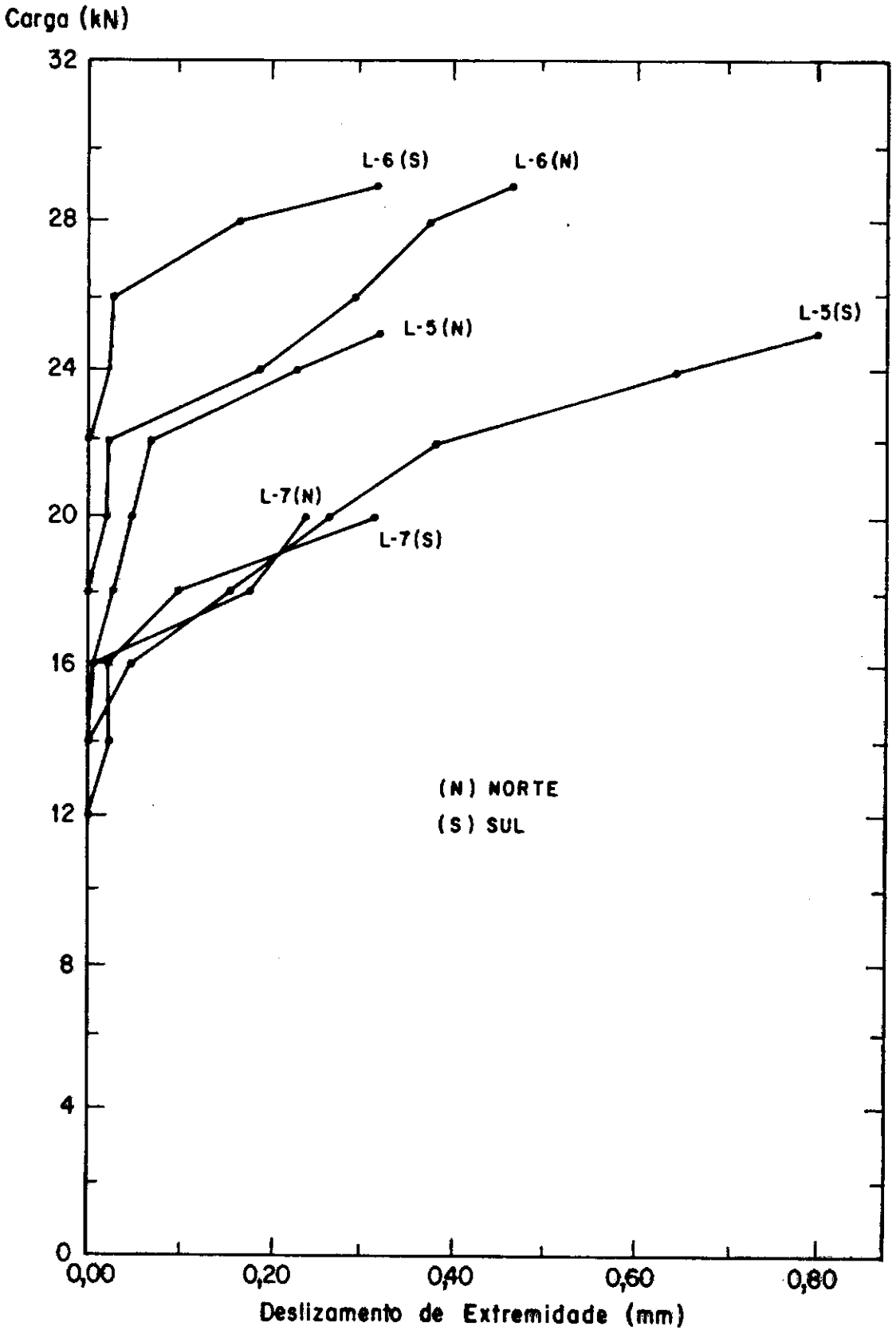


Fig. III.18 - Curvas dos deslizamentos de extremidades (GRUPO B).

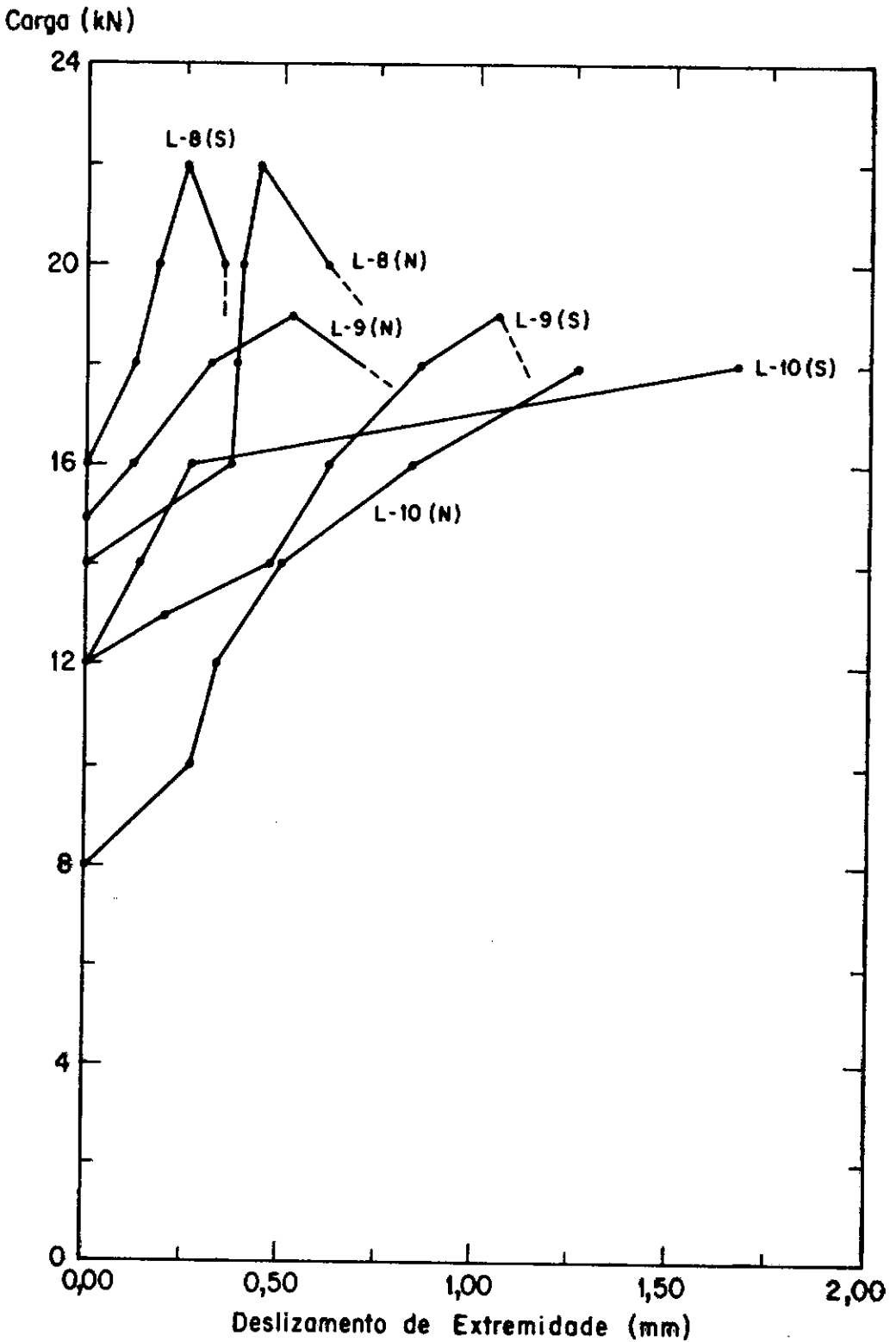


Fig. III.19 - Curvas dos deslizamentos de extremidades (GRUPO C).

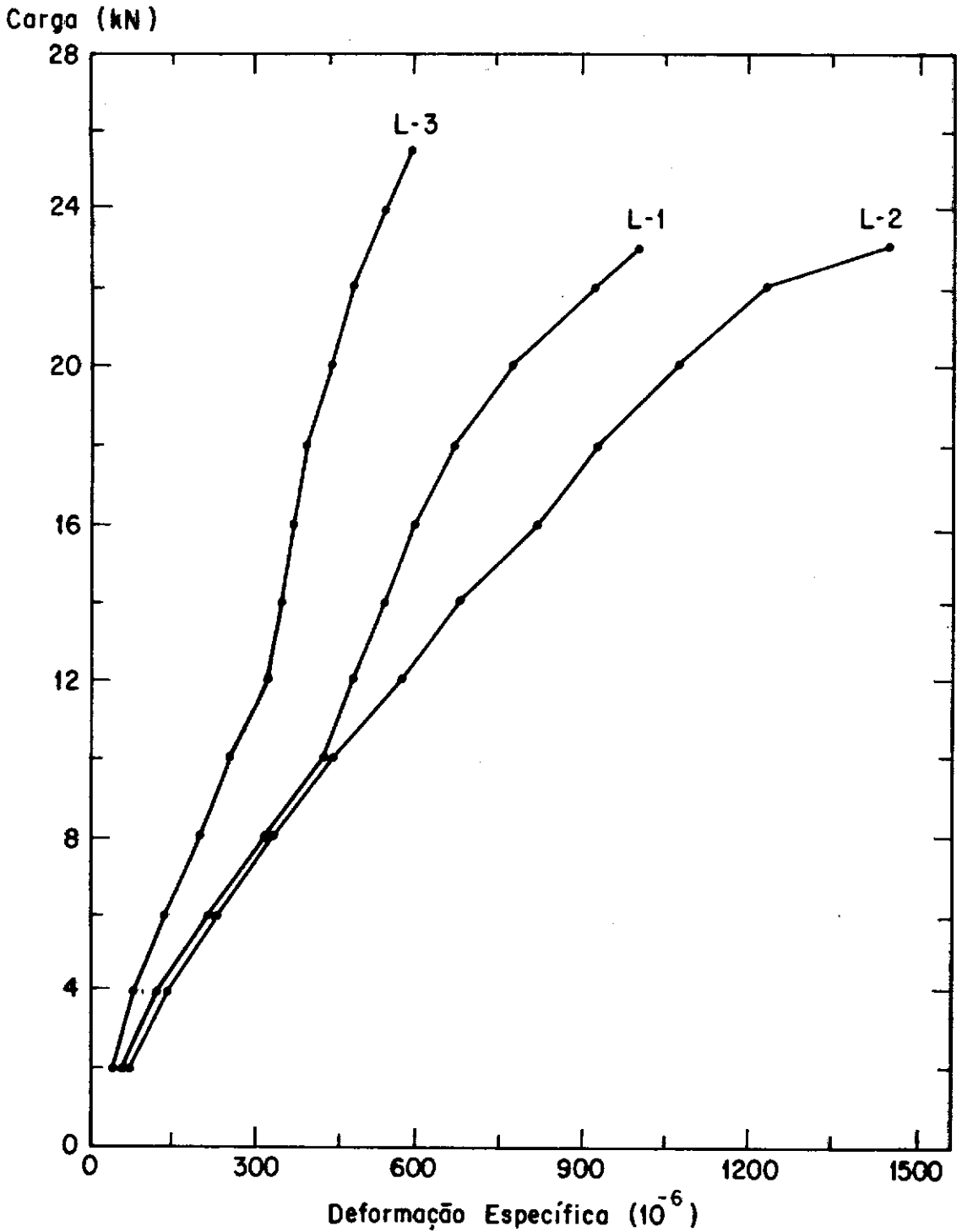


Fig. III.20 - Deformações específicas nas fibras superiores do concreto (GRUPO A).

Carga (kN)

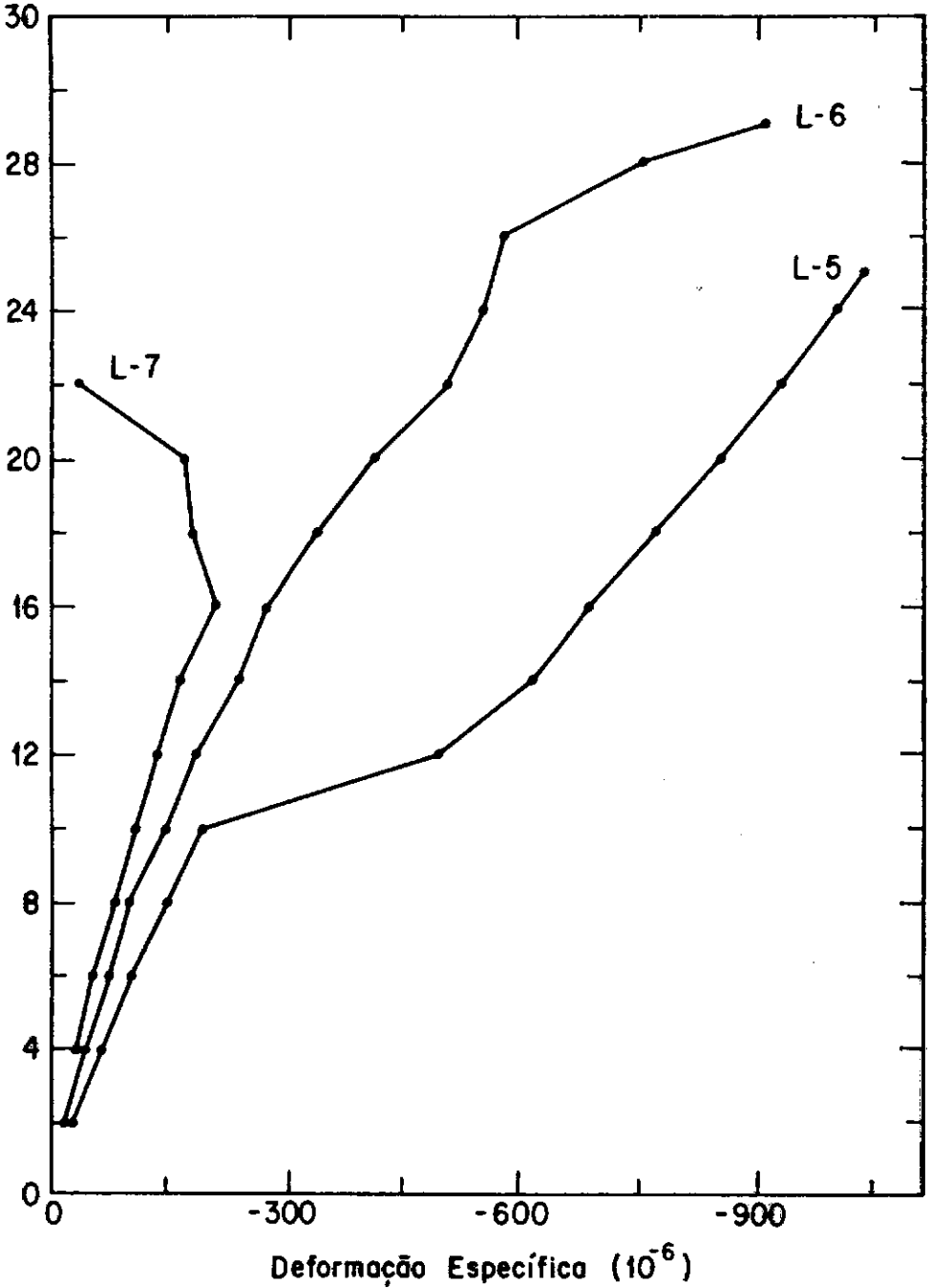


Fig. III.21 - Deformações específicas nas fibras superiores do concreto (GRUPO B).

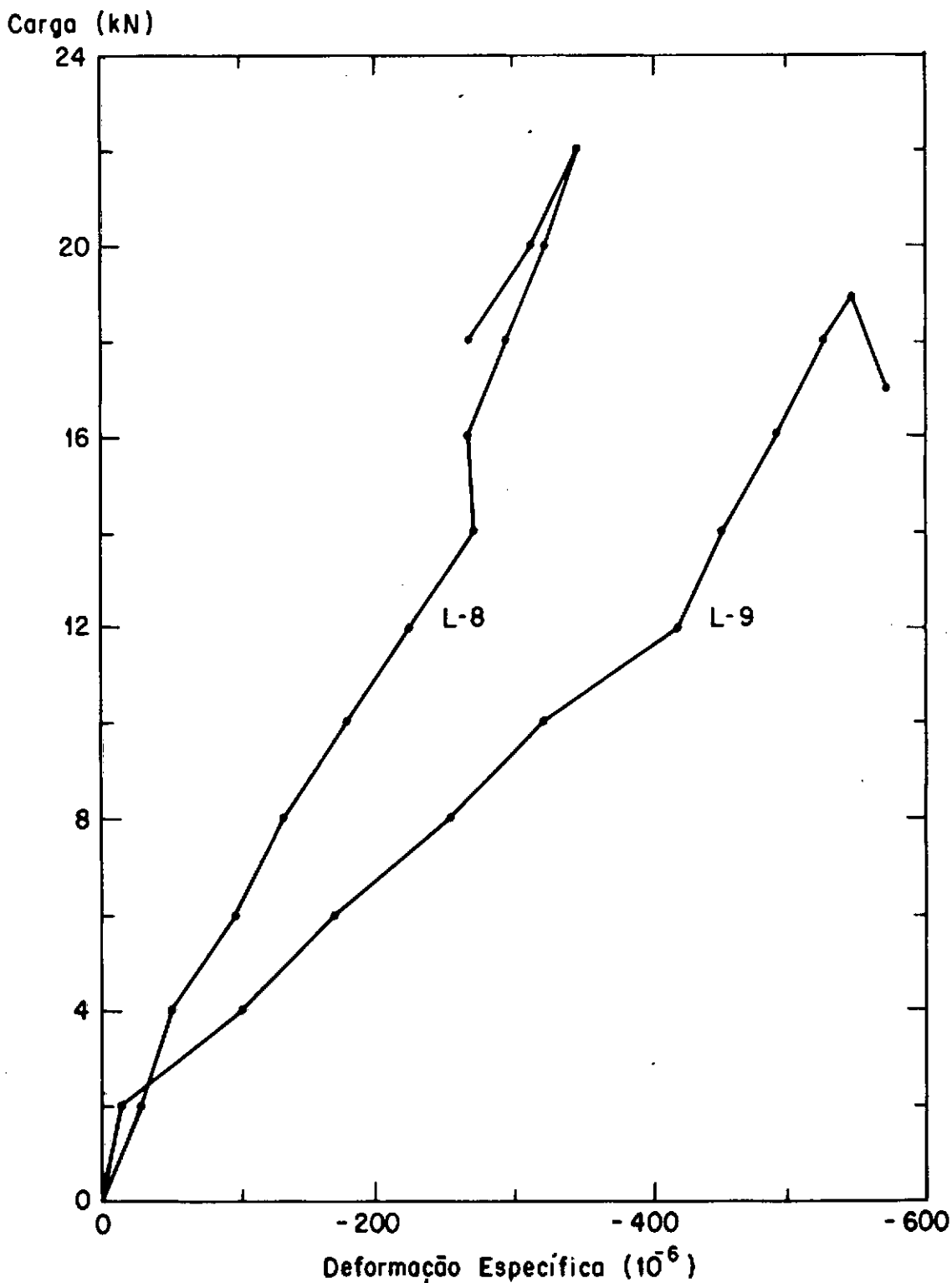


Fig. III.22 - Deformações específicas nas fibras superiores do concreto (GRUPO C).

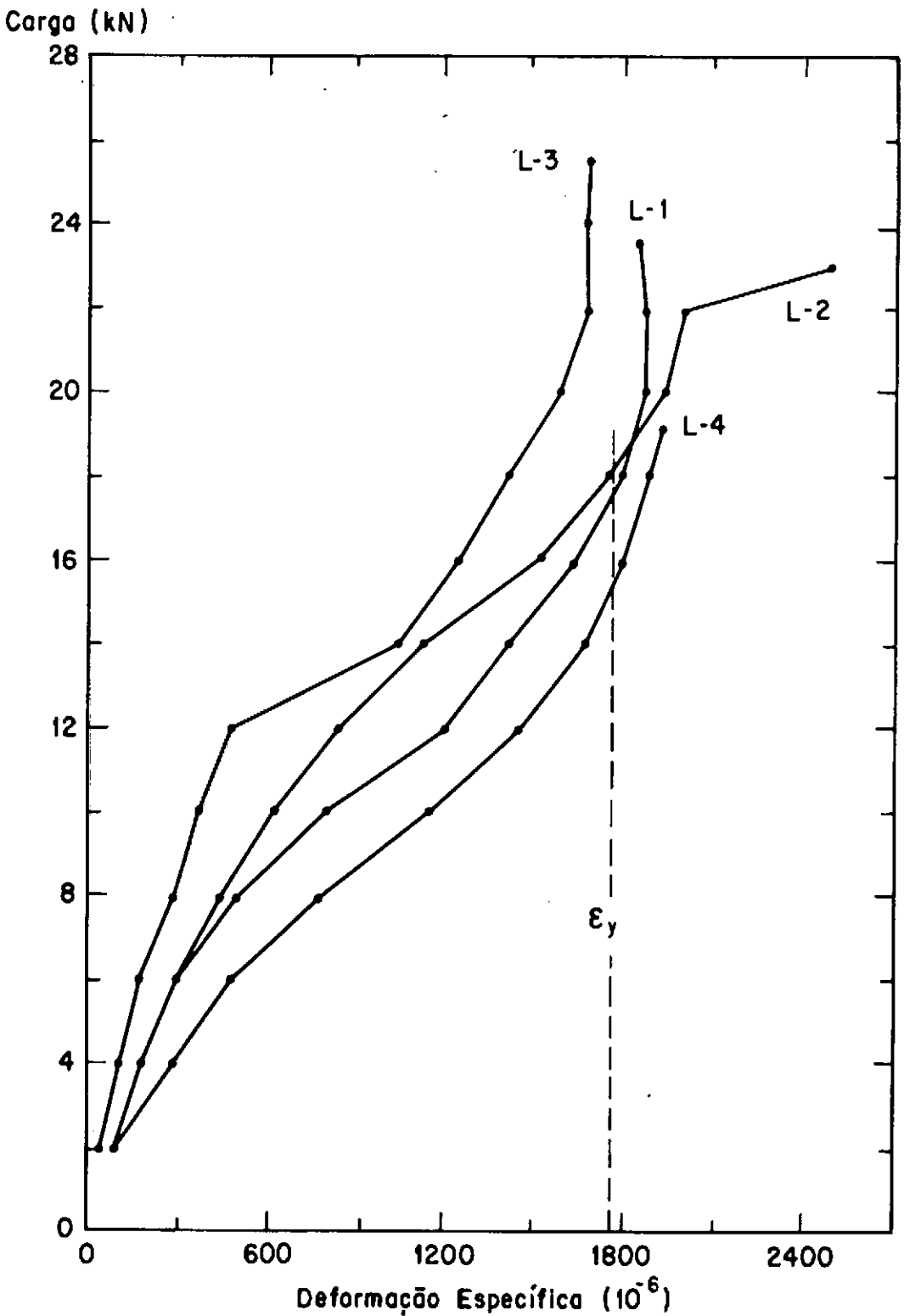


Fig. III.23 - Curvas das deformações específicas nas fibras inferiores da chapa de aço (GRUPO A).

Carga (kN)

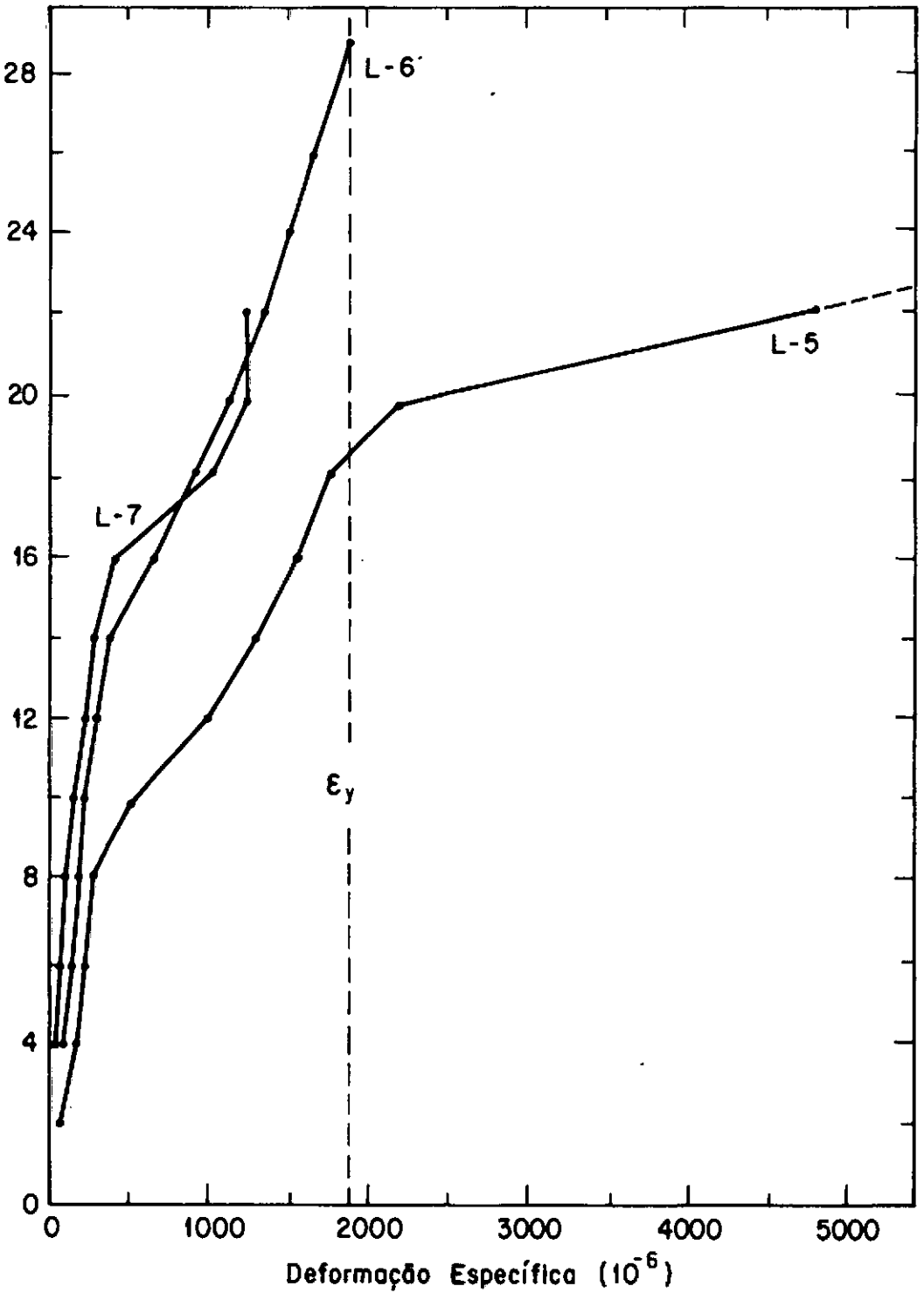


Fig. III.24 - Curvas das deformações específicas nas fibras inferiores da chapa de aço (GRUPO B).

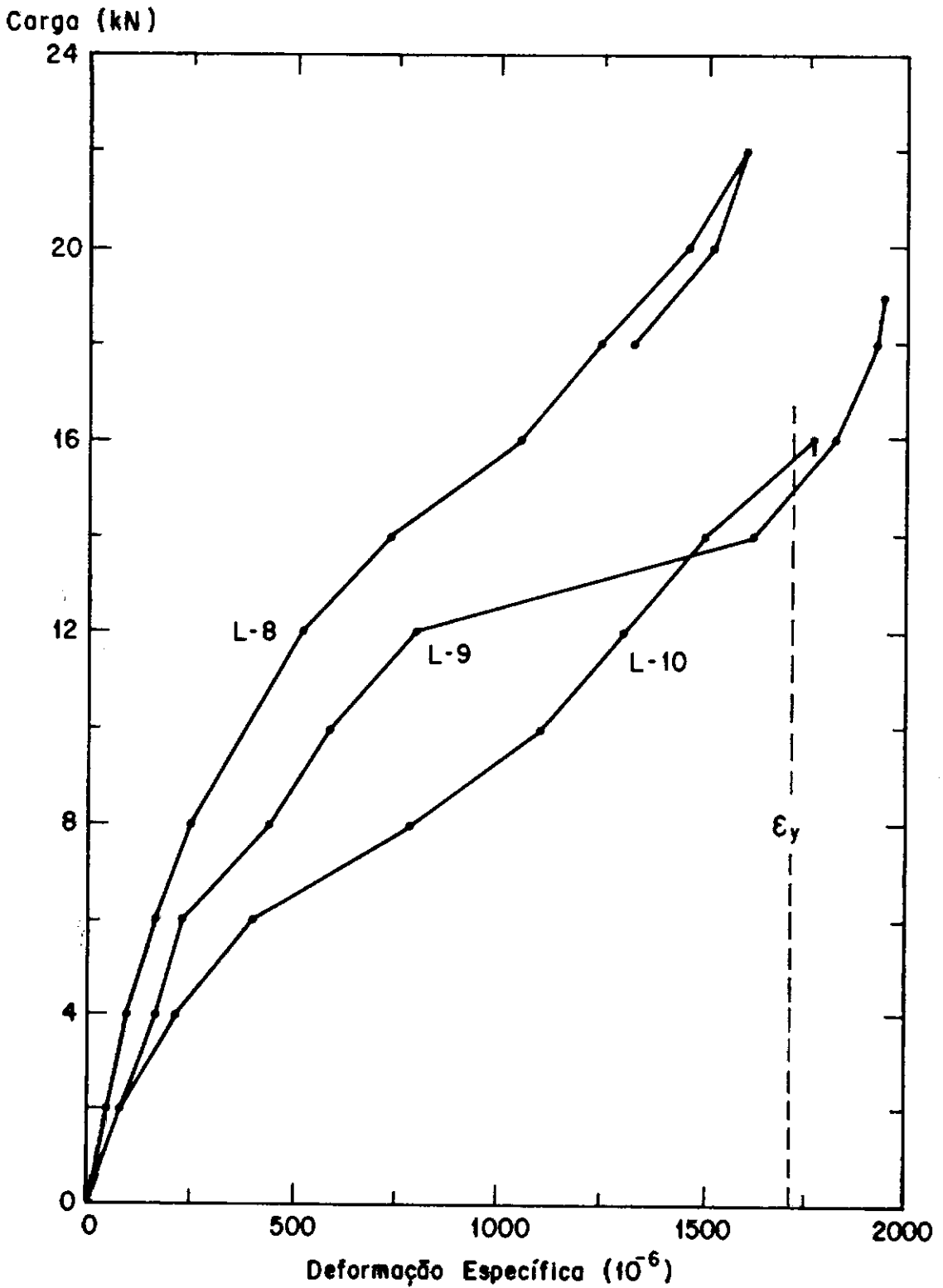


Fig. III.25 - Curvas das deformações específicas nas fibras inferiores da chapa de aço (GRUPO C).

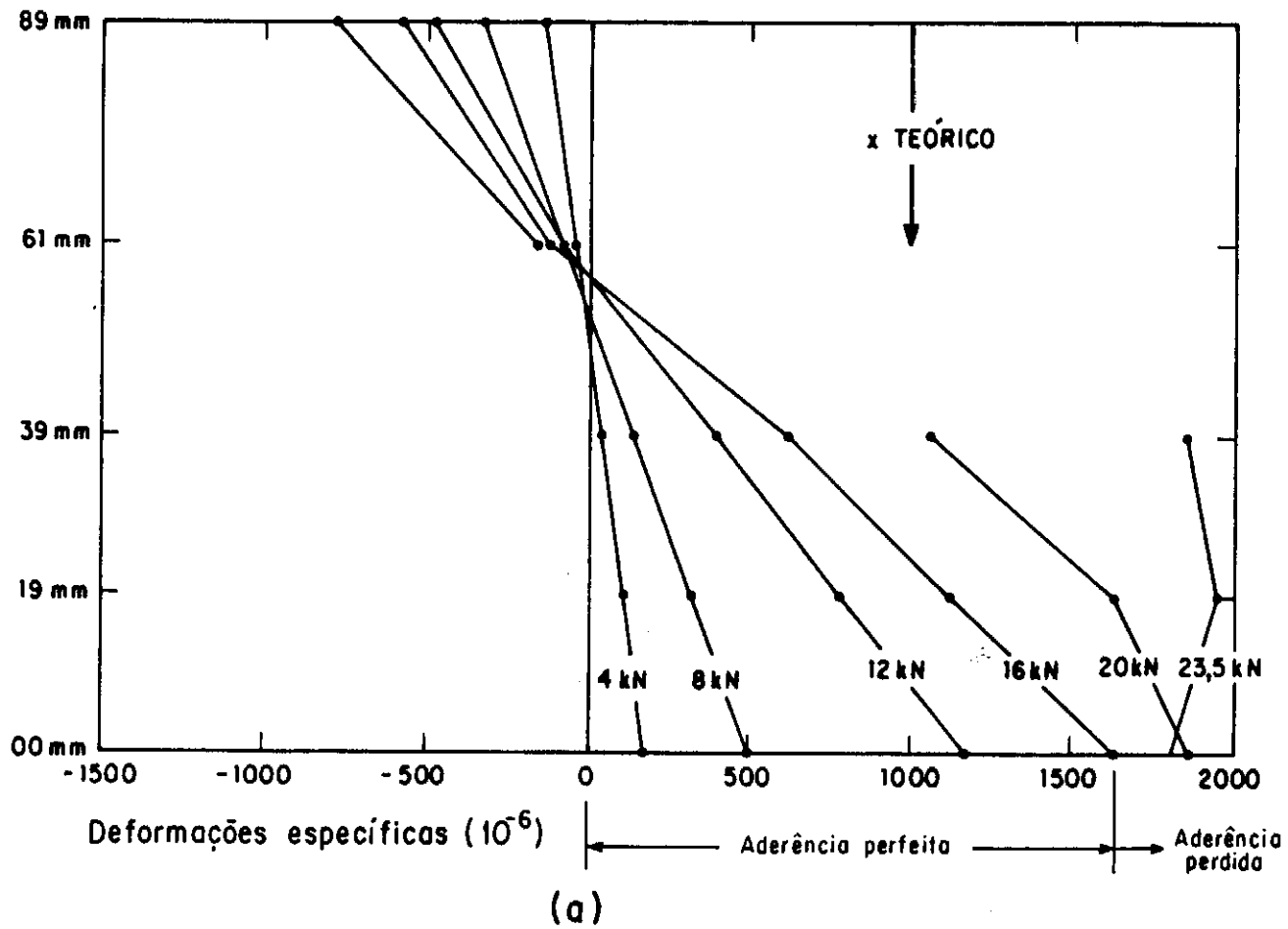


Fig. III. 26.a - Deformações específicas ao longo da secção transversal S', do modelo L-1.

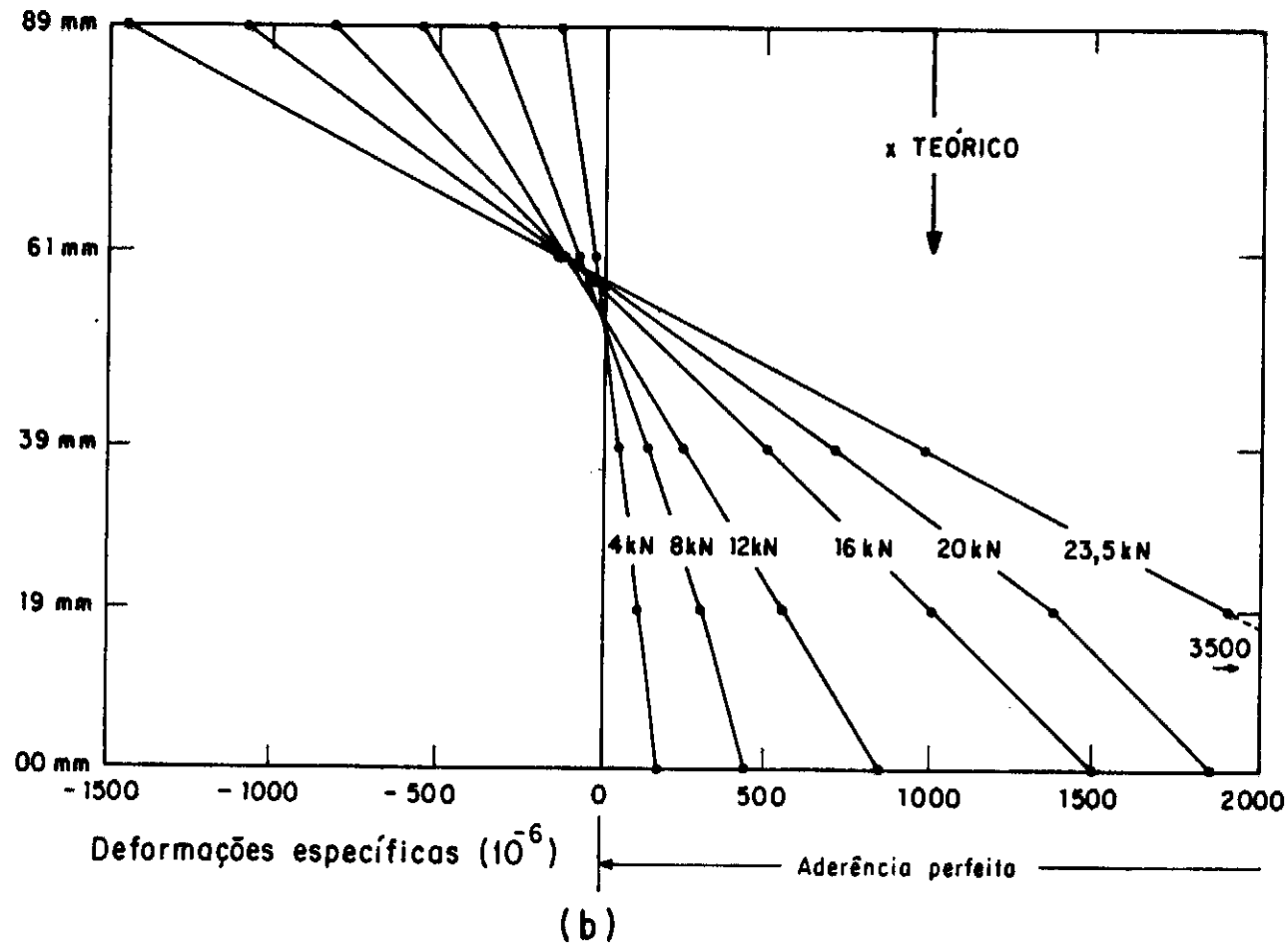


Fig. III.26.b - Deformações específicas ao longo da secção transversal S', do modelo L-2.

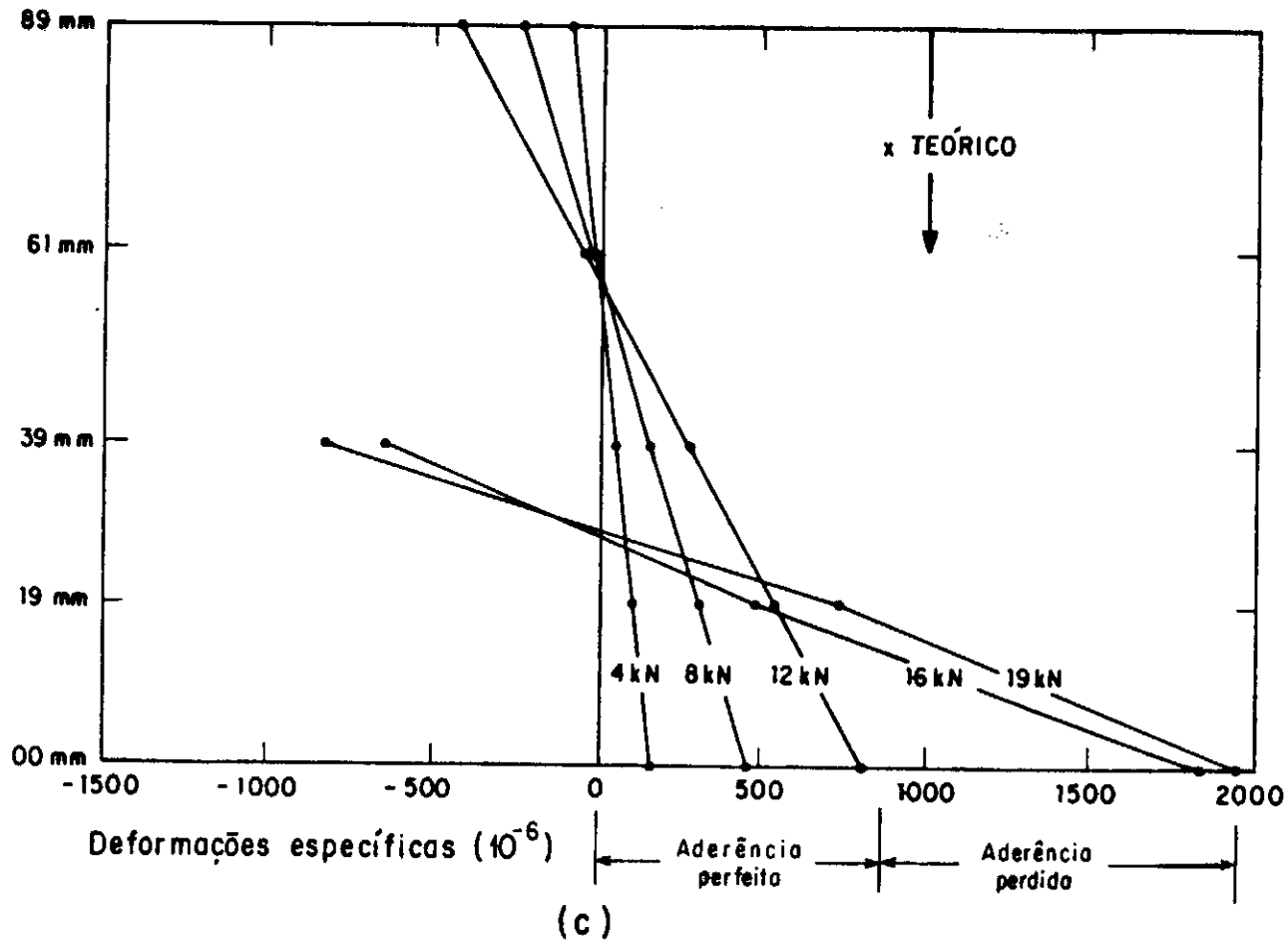


Fig. III.26.c - Deformações específicas ao longo da secção transversal  $S'$ , do modelo L-9.

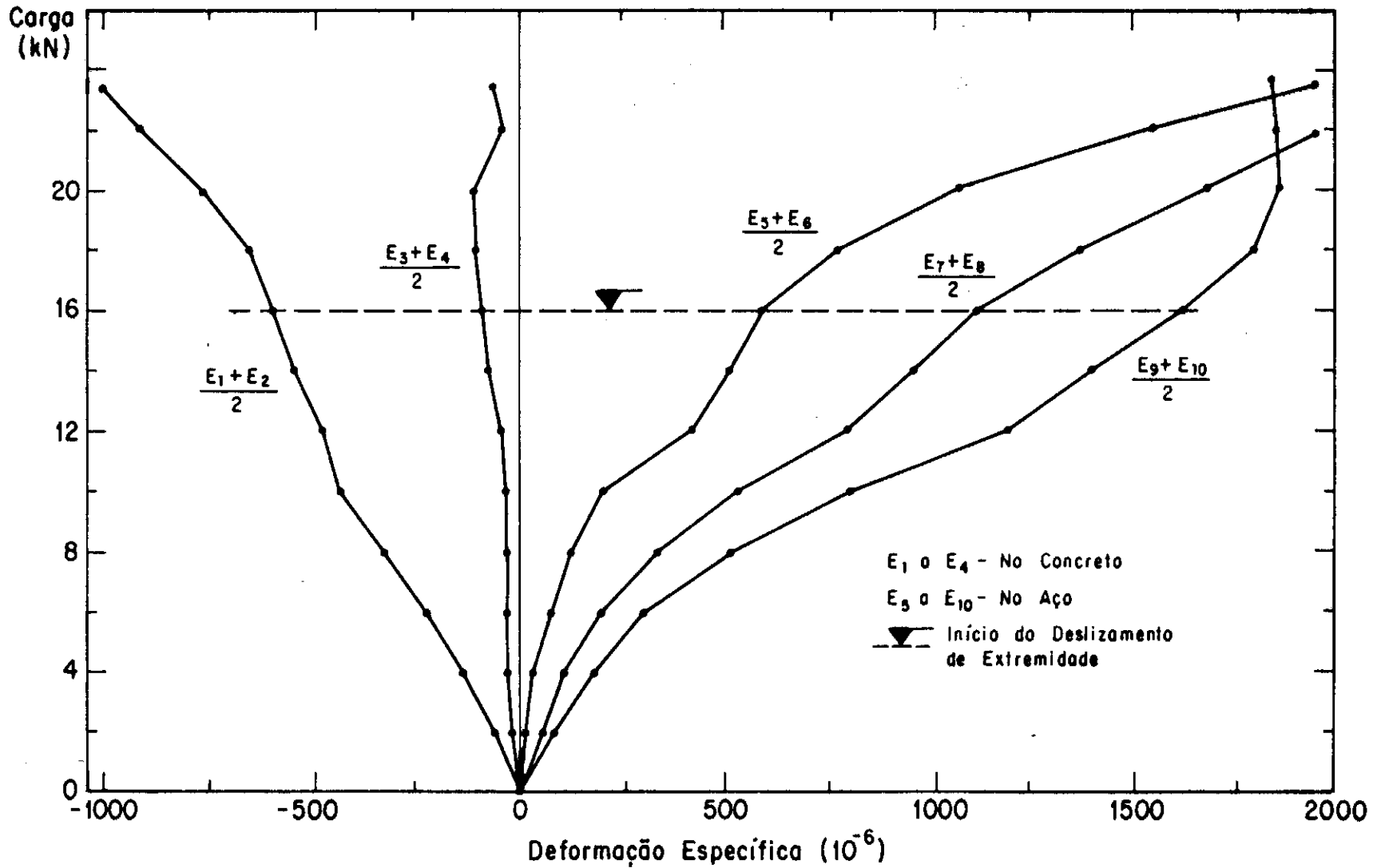


Fig. III.27- Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-1.

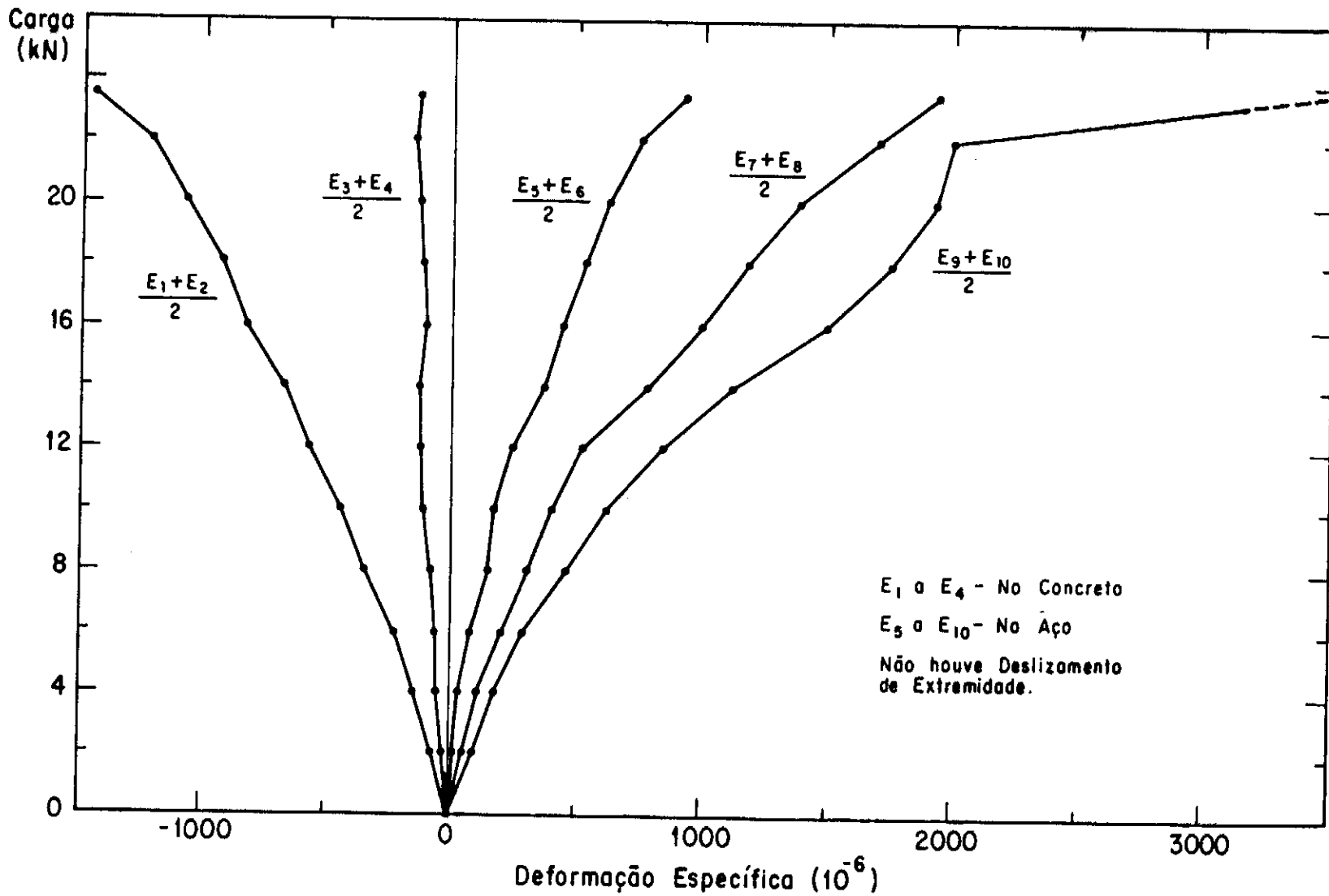


Fig. III.28 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-2.

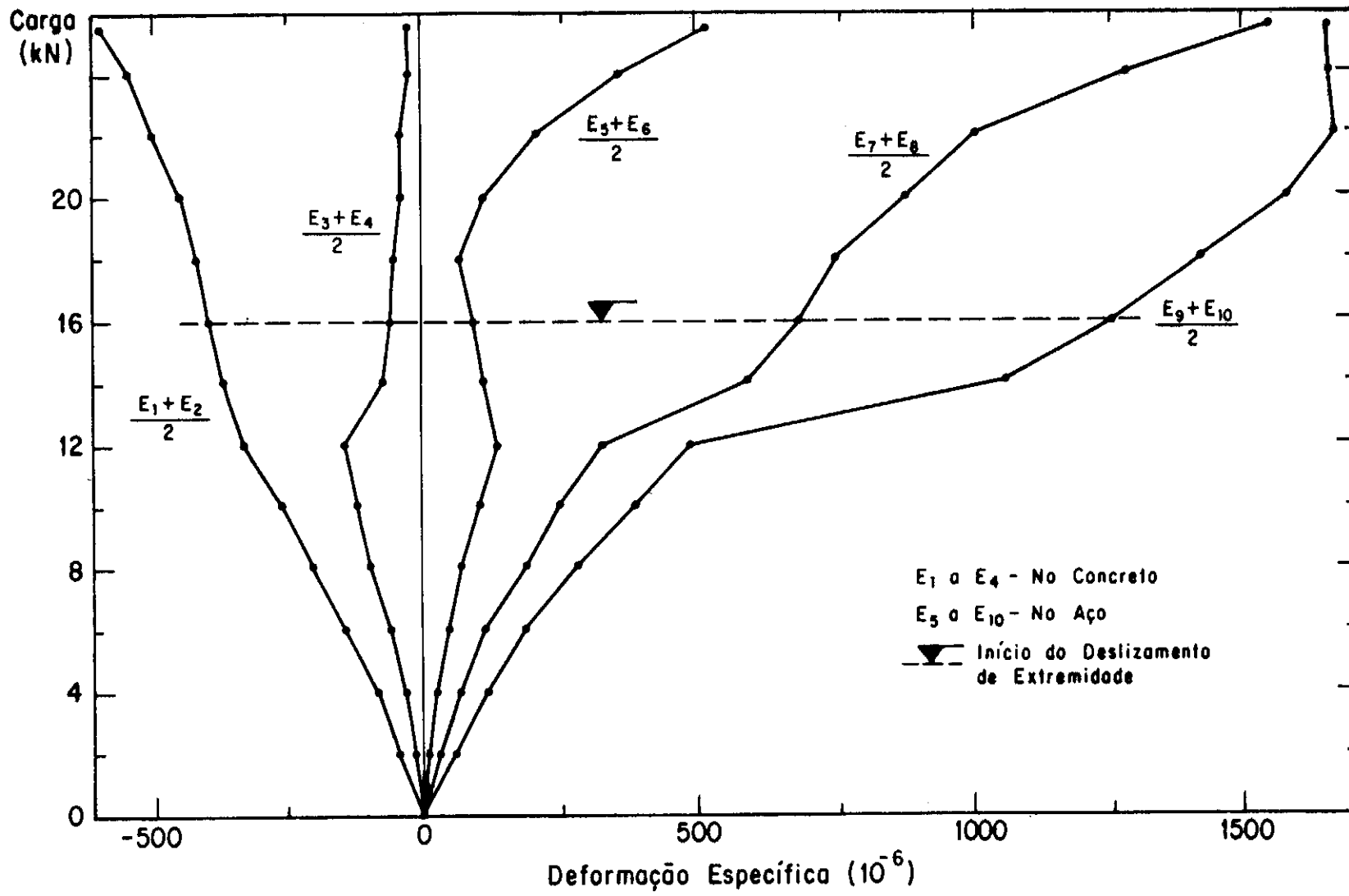


Fig. III.29 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-3.

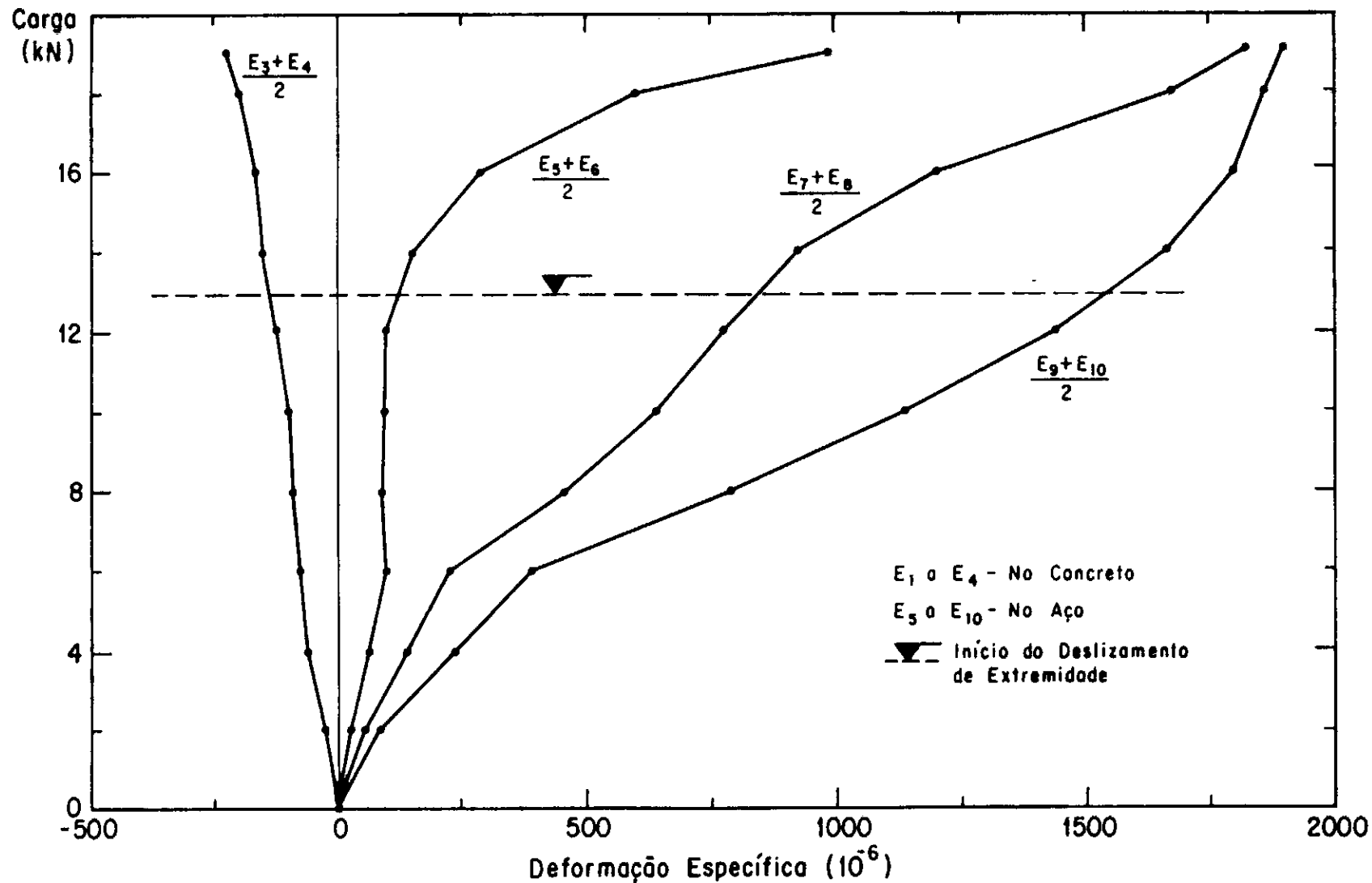


Fig. III.30 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-4.

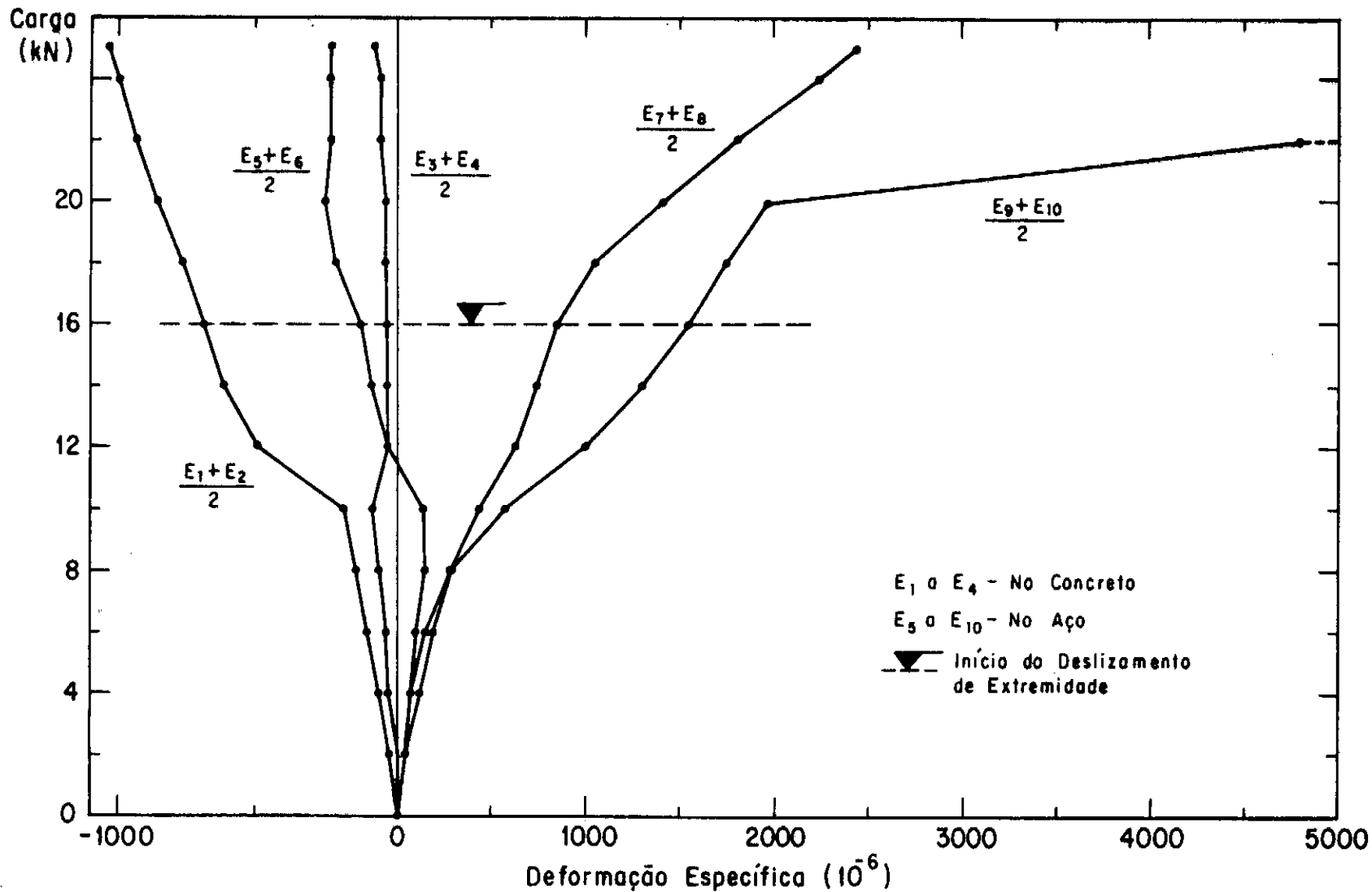


Fig. III.31 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-5.

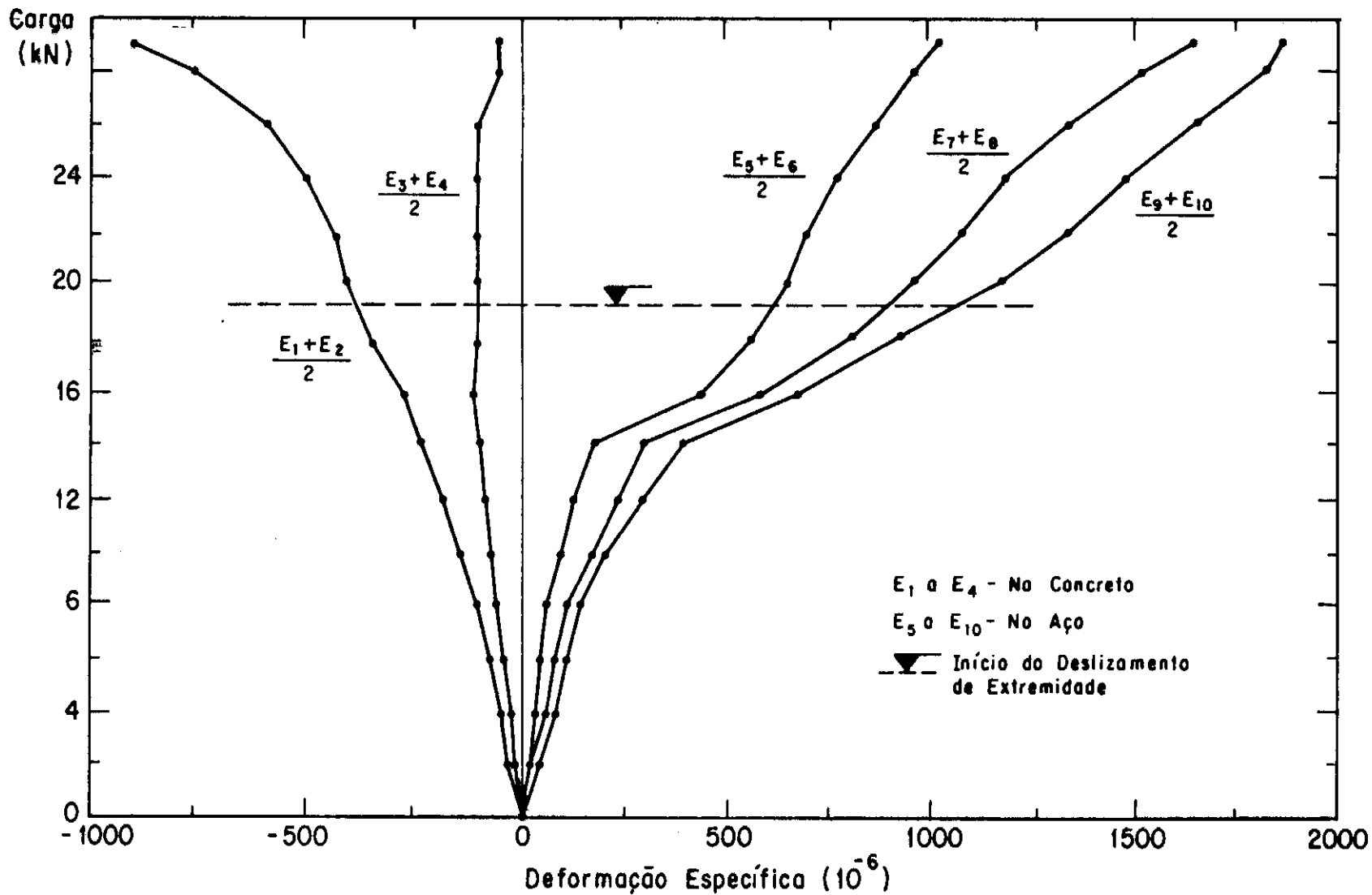


Fig. III.32 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-6.

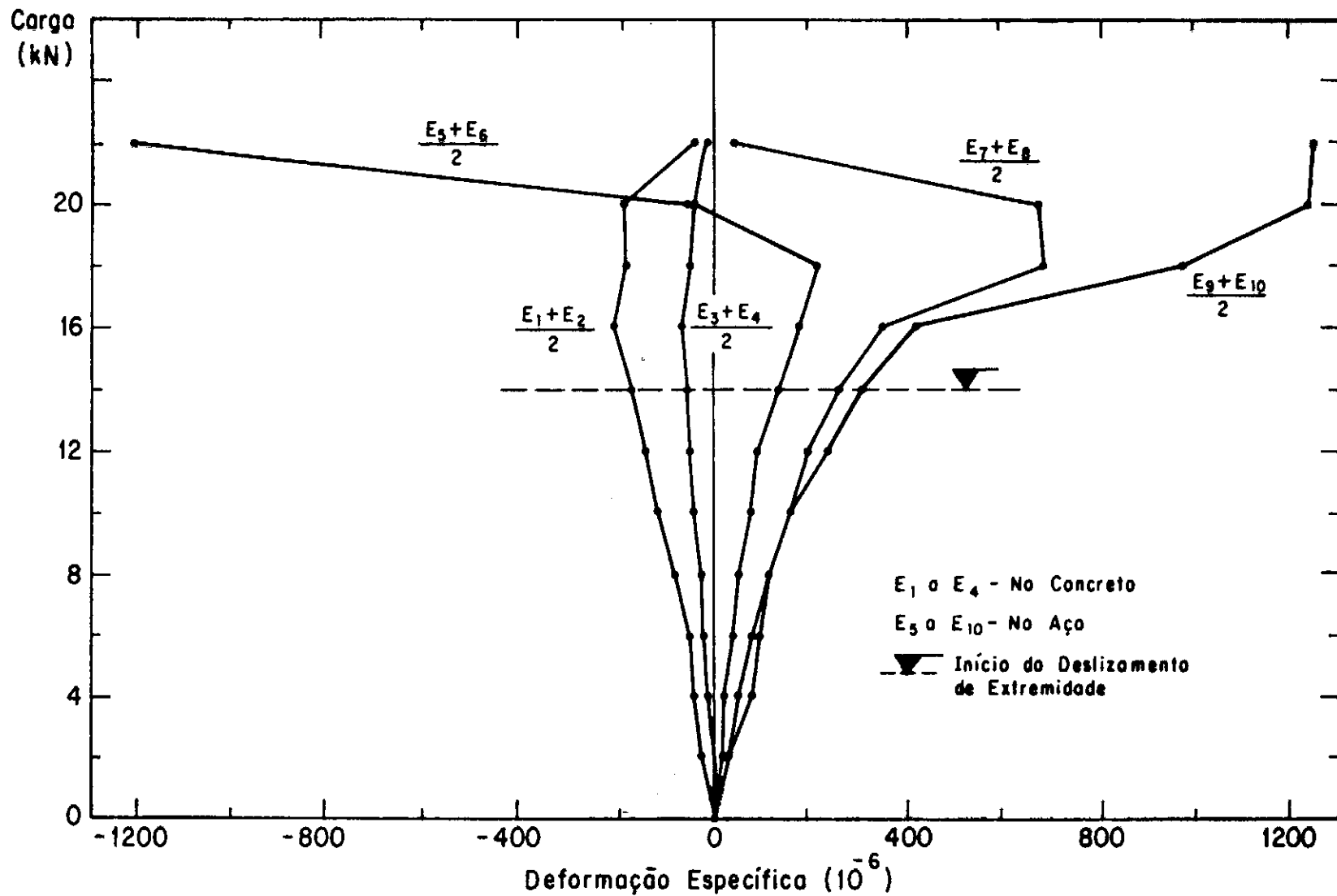


Fig. III.33 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-7.

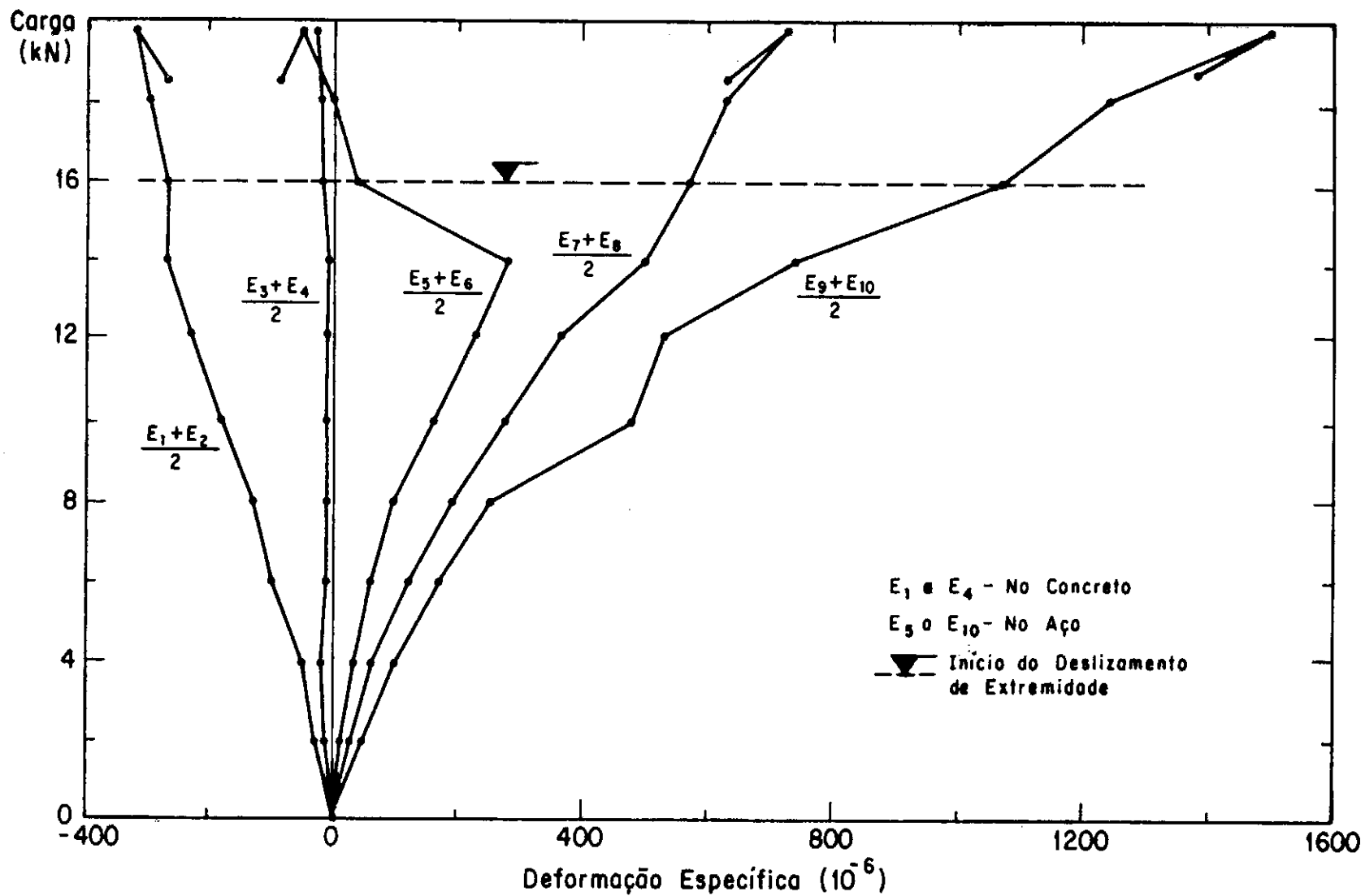


Fig. III.34 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-8.

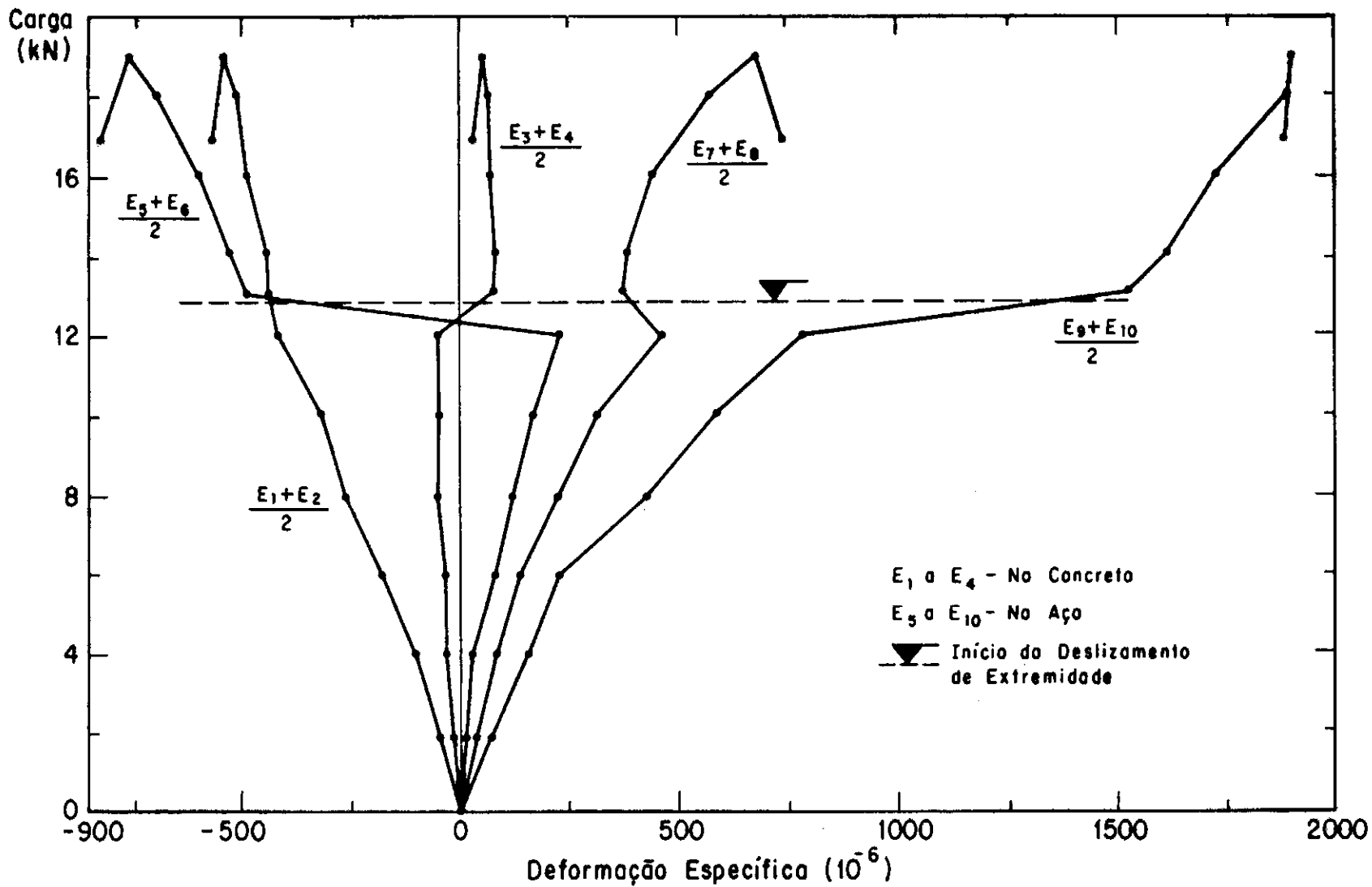


Fig. III.35 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-9.

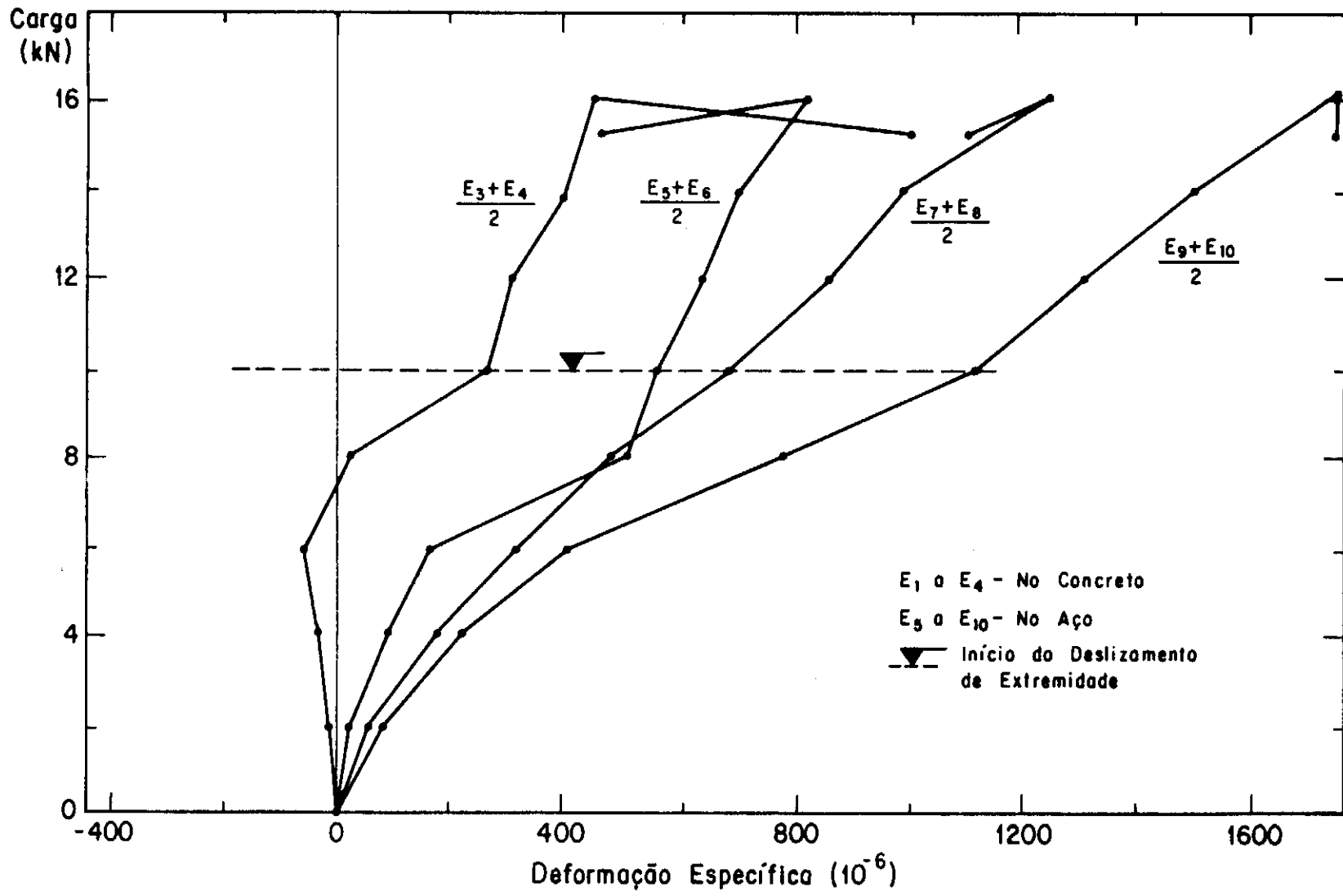


Fig. III.36 - Deformações específicas (Aço e Concreto) no modelo L-10.

### III.5.5 - Aderência química

Foram feitos dois modelos, com chapa plana de aço zincado (300 m x 400 mm), a fim de se verificar essa aderência. Após o endurecimento do concreto, a separação ocorreu facilmente, sem deixar qualquer vestígio da reação química entre o zinco, que reveste a chapa, e o cálcio existente no concreto, embora a superfície metálica tivesse sido bem limpa, antes da concretagem.

### III.5.6 - Solda

Nos modelos, L-7 e L-8, após os ensaios, retirou-se o concreto (Fig. III-37). Verificou-se que algumas juntas do L-7, cujos cordões eram menores, estavam rompidas o que explicou a perda de aderência para cargas relativamente baixas. No modelo L-8, cujos comprimentos dos cordões foram maiores que os do L-7, verificou-se um número menor de juntas rompidas e, conseqüentemente a carga de perda de aderência foi maior. Nas duas lajes, as rupturas, em sua maioria, ocorreram em um dos metais de base, o vergalhão. Isto nos leva a concluir que, apesar da martensita presente na solda, esta parece não ter influído no comportamento da junta e sim, o comprimento do cordão, bem como possíveis imperfeições na execução da solda.

## CAPÍTULO IV

### CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS

#### IV.1 - NAS LAJES

Entre todos os modelos ensaiados, somente a laje L-2 entrou em ruptura por flexão e com uma carga 17,5% maior do que a teórica. A razão desse comportamento foi a existência de um grande número de conectores de cisalhamento ou seja, 10 (dez) por metro de comprimento. Evidentemente que tal quantidade é inviável não só economicamente como também do ponto de vista prático. Para citar um exemplo, após a soldagem dos conectores, a chapa passou a apresentar uma acentuada curvatura que, se não tivesse sido corrigida, levaria a flechas iniciais fora dos valores admissíveis. Assim sendo, este pequeno espaçamento ( $s = 100$  mm) só foi adotado neste modelo.

Quanto aos demais, a ruptura se deu sempre pela perda da aderência entre o concreto e a chapa de aço. Esta se manifestou pela abertura de fissuras inclinadas, seguidas pelo deslizamento de extremidade. O início do deslizamento não ocorreu simultaneamente com o aparecimento das primeiras fissuras mas, pelo menos, uma ou duas etapas de carga depois. Mesmo após o início do deslizamento, as lajes ainda foram capazes de absorver aumento de cargas, embora apresentando deflexões bastante acentuadas.

Segundo a AISC (American Institute of Steel Construction) (17) a flecha máxima admissível, para cargas acidentais, não deve ser superior a  $L/360$  do comprimento do vão. A partir das relações carga x flecha encontradas (Fig. III-14, 15 e 16), para esta flecha admissível, foi determinado o valor da carga concentrada  $F$  admissível. Pela equivalência de momentos fletores máximos, o correspondente carregamento uniformemente distribuído por unidade de comprimento foi calculado. O carregamento uniformemente distribuído por unidade de área foi obtido dividindo-se este pela largura da laje, 845 mm. A Tab.IV-1 dá os valores da flecha admissível, carga admissível e carregamentos distribuídos, por comprimento e por área, para cada laje ensaiada. Nela verifica-se que todos os valores de sobrecarga atenderiam às exigências usuais de norma (18).

A resistência das lajes que romperam por perda de aderência, segundo (5), é dada por

$$\frac{V_u s}{bd\sqrt{f'_c}} = \varphi \left( \frac{\rho d}{L' \sqrt{f'_c}} m + k \right),$$

onde os coeficientes angular ( $m$ ) e linear ( $k$ ) são obtidos, a partir de resultados experimentais e  $\varphi$  é um fator de redução de 0,8 que leva em conta a variação de resistência dos materiais em relação aos valores nominais, falhas de execução e supervisão.

Aqui, para obtenção de  $m$  e  $k$ , foram consideradas duas

Tab. IV-1 - Valores da carga aplicada, carregamentos distribuídos por unidade de comprimento e unidade de área em função da flecha admissível

Modelo	Comprimento do vão (mm)	Flecha Admissível L/360 (mm)	Carga Admissível (kN)	Carregamento distribuído por unidade de comp (kN/m)	Carregamento distribuído por unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )
L-1	2400	6,7	7,2	8,0	9,5
L-2	2400	6,7	7,5	8,3	9,9
L-3	2100	5,8	10,2	13,0	15,3
L-4	3000	8,3	5,4	4,8	5,7
L-5	3000	8,3	10,5	9,3	11,0
L-6	2400	6,7	16,1	17,9	21,2
L-7	2100	5,8	15,7	19,9	23,6
L-8	2100	5,8	12,4	11,8	14,0
L-9	2400	6,7	7,6	6,3	7,5
L-10	3000	8,3	4,6	3,1	3,6

hipóteses para definição de carga última. A primeira estabelece que  $V_u$  corresponde a carga onde ocorre fissuração inclinada no concreto e a segunda admite que  $V_u$  é relativo à carga onde se verificou o começo do deslizamento de extremidade (Tab.IV.2).

No primeiro caso, os valores de  $m$  e  $k$ , obtidos por regressão linear, foram 37,3 MN/m e  $0,18 N^{1/2}$ , que conduzem a uma reta cujo coeficiente de correlação é 0,89. Usando, como in

dicado em (1) e (5), uma minoração de 15%, chegou-se à equação

$$\frac{V_{Us}}{bd \sqrt{f'_c}} = \varphi (31,7 \times 10^6 \frac{\rho d}{L' \sqrt{f'_c}} + 0,15) \cdot$$

Na Fig. IV-1 são mostrados os pontos experimentais e as relações dadas pelas duas retas.

Quanto ao segundo caso, encontraram-se  $m = 25,9 \text{ MN/m}$  e  $k = 6,33 \text{ N}^{1/2}$ , que minorados de 15% levaram a

$$\frac{V_{Us}}{bd \sqrt{f'_c}} = \varphi (22,0 \times 10^6 \frac{\rho d}{L' \sqrt{f'_c}} + 5,38) \cdot$$

Conforme pode-se observar através do gráfico (Fig. IV-2), os pontos que deram origem à reta estão muito dispersos, o que acarretou uma baixa correlação (0,63).

Foram também analisados os outros dois tipos de fórmulas para cálculo de resistência de lajes que rompem por perda de aderência mencionados na seção II.1:

$$\frac{V_{Us}}{bd} = m \frac{d \sqrt{f'_c}}{L'} + k \rho \quad e \quad (2.1)$$

$$\frac{V_{Us}}{bd} = m \left( \frac{f'_c \rho d}{L'} \right)^{1/3} + k \cdot \quad (2.3)$$

Para a equação (2.1), considerando-se que  $V_U$  corresponde à carga de fissuração, achou-se  $m = 2,96 \text{ MN}^{1/2}$ ,  $k = 26,5 \text{ N/m}$  e coeficiente de correlação de 0,60. Com  $V_U$  sendo o cortante relativo ao início do deslizamento, esses valores passaram a ser  $4,85 \text{ MN}^{1/2}$ ,  $10,2 \text{ N/m}$  e 0,24, respectivamente. Utilizando-se a equação (2.3) em ambas as hipóteses, obteve-se uma reta praticamente paralela ao eixo de  $V_U s/bd$ , o que indica que a função dada por essa equação não existe.

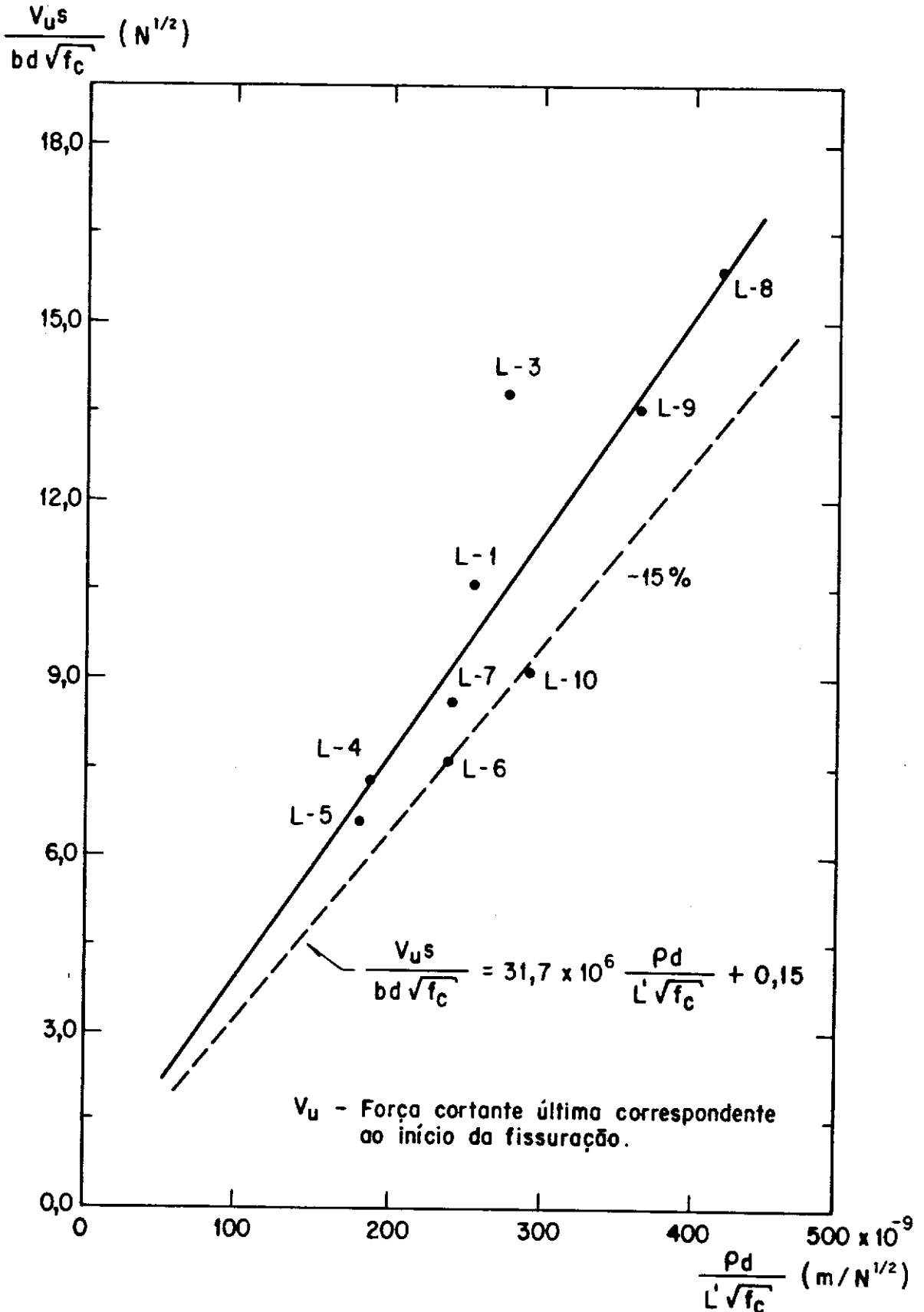


Fig. IV. 1 - Regressão linear dos valores experimentais de carga última (fissuração).

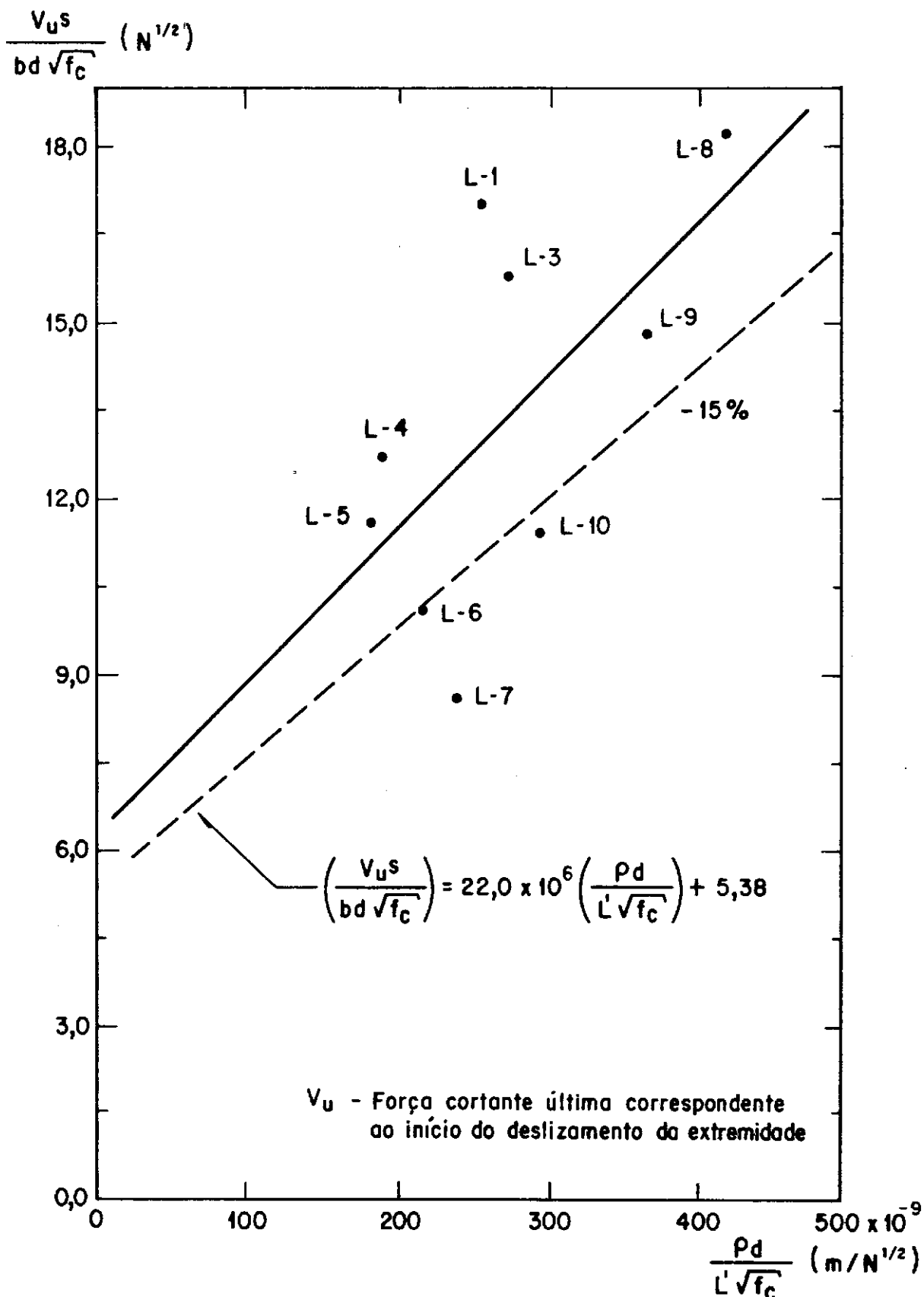


Fig. IV. 2 - Regressão linear dos valores experimentais de carga última (desl. extremidade).

Tab. IV-2 - Quadro comparativo entre as cargas correspondentes ao início da fissuração, do deslizamento de extremidade e da flecha admissível

Modelo	Cargas (kN) Correspondentes		
	Ao início da fissuração	Ao início do deslizamento de extremidade	A flecha admissível
L-1	9,0	16,0	7,2
L-2	14,0	-	7,5
L-3	14,0	16,0	10,5
L-4	8,0	13,0	5,4
L-5	10,0	17,5	10,5
L-6	12,0	16,0	16,1
L-7	14,0	14,0	15,7
L-8	14,0	16,0	12,4
L-9	12,0	13,0	7,6
L-10	8,0	10,0	4,6

#### IV.2 - Nas Soldas

A tensão cisalhante no nível dos conectores é dada por

$$\tau = \frac{V}{b(d - \frac{x}{3})}$$

que é obtida a partir da fórmula

$$\tau = \frac{VQ}{Ib} .$$

Portanto, a força horizontal em cada junta de solda é

$$F_h = \frac{Vs}{n(d - \frac{x}{3})} ,$$

onde  $n$  é o número de juntas de solda por conector e  $s$  é o espaçamento entre um e outro.

Para a telha RF-40, usada em todos os modelos, o valor de  $n$  é 6. Como uma das nervuras laterais apresentava uma reentrância em toda sua extensão, houve diminuição do tamanho da solda, na junta. Em vista disso, adotou-se  $n=5$ . Assim, a força, para as lajes ensaiadas, com espaçamento  $s=300\text{mm}$ , é dada por

$$F_h = 0,06 \frac{V}{d - \frac{x}{3}} .$$

Segundo o **SWC** (Structural Welding Code) (19), a tensão cisalhante admissível na solda deve ser igual a 30% da tensão última. Como a resistência dos conectores é baseada na resistência da solda, procurou-se, a partir da carga correspondente ao início do deslizamento, obter uma força horizontal ( $F_h$ ) máxima por conector que, com um coeficiente de segurança, levaria a uma força admissível no mesmo.

Para um mesmo tipo de solda, todas as lajes devem apresentar, em média, uma mesma  $F_h$  máxima. Por isto, para as lajes do grupo A, foi adotada uma  $F_h$  máxima correspondente à média das obtidas nesse grupo e, para as lajes dos grupos B e C, a força média dos dois grupos. Com as forças médias relativas aos dois tipos de solda usados (um cordão ou dois cordões), multiplicando-os por 0,3, obtiveram-se as forças admissíveis por conector,  $F_{h,Méd}$ . A partir daí, determinaram-se as cargas concentradas de serviço,  $F_{Serv}$ , nas lajes correspondentes a essas forças e, também, as cargas uniformemente distribuídas por unidade de área,  $q_{Eq}$ , elas equivalentes. Na Tabela IV.3 são dados os valores de  $F_{h,Máx}$ ,  $F_{h,Méd}$ ,  $V_{Serv}$ ,  $q_{Eq}$ ,  $F_{Flecha}$  e a razão entre as cargas correspondentes ao início de deslizamento e de serviço.

Tabela IV-3 -Valores de  $F_{h,Máx}$ ,  $F_{h,Méd}$ ,  $S_{Serv}$ ,  $q_{EQ}$ ,  $F_{Flecha}$  e a Razão entre as Cargas Correspon-  
dentes ao Início do Deslizamento e de Serviço

Grupo	Mod	Comp (mm)	$F_{h,Máx}$ (kN)	$F_{h,Méd}$ (kN)	$F_{Serv}$ (kN)	$q_{Eq}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_{Flecha}$ (kN)	$\frac{F_{Início\ Desliz.}}{F_{Serv}}$
A	L-3	2100	15,6	4,4	4,5	6,8	10,2	3,6
	L-1	2400	15,6	4,4	4,5	5,9	7,2	3,6
	L-4	3000	12,7	4,4	4,5	4,8	5,4	2,9
B	L-7	2100	9,4	3,5	5,2	7,8	15,7	2,7
	L-6	2400	10,7	3,5	5,2	6,8	16,1	3,1
	L-5	3000	11,8	3,5	5,2	5,4	10,5	3,4
C	L-8	2100	15,6	3,5	3,6	4,1	12,4	4,4
	L-9	2400	12,7	3,5	3,6	3,6	7,6	3,6
	L-10	3000	9,7	3,5	3,6	2,8	4,6	2,8

## CAPÍTULO V

### DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Do que foi apresentado nos Capítulos III e IV, pode-se resumir os seguintes fatos:

- Até o início da fissura inclinada, todas as lajes se comportaram da mesma maneira que lajes convencionais armadas com vergalhões.

- As deformações medidas ao longo da altura da secção transversal (Fig. III.26-a,b,c) até o início dessa fissura, mostraram uma linha neutra definida e comprovaram a hipótese das secções planas.

- Em todos os casos observou-se que a carga correspondente ao início do deslizamento é uma função da resistência do conector (v. Tab. IV.3, 4ª coluna) e independente do vão de cisalhamento, para relação  $L'/d > 7$  (observe Fig. IV.2). Esta relação ( $L'/d$ ) foi suficientemente grande para que a laje com número de conectores suficientes ( $L-2$ ) tivesse tido ruptura por flexão (escoamento do aço). Em geral, quando a relação ( $L'/d$ ) é pequena, ensaios de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento têm mostrado que ela tem influência na resistência ao cisalhamento devido ao efeito de arco, entre outros. Estes efeitos são razoavelmente conhecidos para vigas, mas não para lajes compostas, havendo necessidade de um estudo

experimental sobre o assunto.

- A carga do início de fissuração é uma função do vão de cisalhamento, da resistência do concreto à tração, da altura e da largura da secção. Como, para cada grupo ensaiado só se variou o vão de cisalhamento, pode-se verificar na Fig. IV.1 que a carga correspondente ao início da fissuração foi função somente desse vão,  $L'$ .

- Conforme foi previsto pela análise feita em IV.2, a resistência da laje ao deslizamento depende do espaçamento entre os conectores e da resistência destes.

- Para se chegar ao método apresentado por SCHUSTER (3) para a avaliação da resistência da laje composta baseada na perda de aderência, foram consideradas as seguintes hipóteses:

. O cortante correspondente à ruptura por perda de aderência é igual ao cortante sob o qual ocorre fissuração.

. O cortante resistido pela laje composta é

$$V_u = V_c + V_d \quad \text{onde} \quad (5.1)$$

$$V_d :: A_s \quad e \quad (5.2)$$

$$V_c = \frac{M_c}{L'}, \quad M_c :: f_t \quad bd^2 \quad e \quad f_t = \sqrt{f'_c} \quad . \quad \text{Então}$$

$$V_c :: \frac{\sqrt{f'_c} \quad bd^2}{L'} \quad . \quad (5.3)$$

Estas hipóteses implicam em que a laje composta resiste ao esforço cortante como duas peças separadas, uma de concreto e a outra de aço. Desta forma, observa-se que a resistência dos conectores de cisalhamento não influi na resistência da laje, o que é contraditório, visto que a resistência desse tipo de estrutura depende, basicamente, da resistência dos conectores, que está relacionada ao tipo e número de juntas, como também dos espaçamentos entre eles.

Para se levar em conta a influência do espaçamento entre os conectores na resistência das lajes compostas, foi considerado que

$$V_u :: \frac{1}{s} ,$$

de onde, juntamente com a relação (5.1), chega-se a:

$$V_u :: \frac{1}{s} (V_c + V_d) .$$

Levando em conta (5.2) e (5.3) tem-se, finalmente,

$$\frac{V_u}{bd} = \frac{1}{s} \left( m \frac{\sqrt{f_c}}{L'/d} + k \rho \right) . \quad (5.5)$$

Esta equação é constituída de uma parcela que depende de percentagem de armadura de flexão e uma que depende da relação entre a resistência à tração de concreto e  $L'/d$ . As análises do Capítulo IV mostram que a parcela relativa à percentagem de armadura é desprezível em comparação com a outra. Daí resul-

ta que a carga de fissuração fica sendo função da resistência à tração do concreto e de  $L'/d$ , o que acontece em qualquer elemento de concreto. Em vista disso, é possível obter uma reta dá do tipo dada pela Eq. (5.5) que correlacione razoavelmente com da dos experimentais, desde que se considere como carga última a carga de início de fissuração. Esta consideração pode levar a resultados falsos, já que a carga de início de fissuração nem sempre tem valor próximo do da carga de início de deslizamento, a qual caracteriza a ruptura por perda de aderência. Isto é evidenciado quando, ajustando-se aos resultados experimentais uma equação do tipo (5.5), usando-se  $V_U$  como sendo o correspondente ao início de deslizamento, obtém-se um coeficiente de correlação muito baixo (ver seção IV.1).

Na Eq. (2.4), indicada pelo **Eurocode** para a determinação da resistência de lajes que rompem devido à perda de aderência, os parâmetros envolvidos são os mesmos da Eq. (5.5). Então, pode-se dizer que ela também não representa esse modo de ruptura.

Uma equação, para ser adequada para o cálculo da resistência de lajes que rompem por perda de aderência, deve envolver a resistência dos conectores, que depende do tipo e número de juntas e do espaçamento entre eles.

## CAPÍTULO VI

### SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido à inadequação das fórmulas apresentadas por **Porter** e pelo **Eurocode**, faz-se necessário um estudo mais aprofundado a fim de se obter equações que, inclusive, levem em conta a resistência, o espaçamento e o número de juntas de solda dos conectores de cisalhamento. Uma resistência virtual seria determinada para os sistemas providos somente de mossas, reentrâncias ou saliências.

Como nos ensaios realizados adotou-se um único tipo de perfil, fica a proposta para que, em próximas pesquisas, utilizem-se chapas com outras espessuras e geometrias, como, por exemplo, o perfil fechado tipo **rabo-de-andorinha**.

A simulação de outros tipos de carregamento e condições de apoio, sob situações diversas, se faz necessária visando a um conhecimento maior do sistema estrutural.

Em todos os modelos testados, os cordões de solda apresentaram um bom desempenho. Pesquisas mais aprofundadas mostrariam até quanto os comprimentos de solda poderiam ser diminuídos. Se eles puderem ser bem reduzidos, o sistema tornar-se-ia ainda mais econômico.

A redução de peso foi significativa, usando-se concreto convencional; e será bem maior caso se utilize o concreto leve.

Produtos para aumentar a aderência química podem ser desenvolvidos, o que contribuirá para aumentar a resistência das lajes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ( 1) BRIDGE, R.Q., "Composite Floors", Journal of the Australian Institute of Steel Construction, Vol. 18, Nº 1, p. 1-15, Melbourne, Australia, (1984).
- ( 2) YU, W.W., Cold-Formed Steel Structures, Design Analysis Construction, Mc Graw-Hill, New York, (1973).
- ( 3) SCHUSTER, R.M., Design in Cold-Formed Steel, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, (1974).
- ( 4) FRIBERG, B.F., "Combined Form and Reinforcement for Concrete Slabs", Journal of the American Concrete Institute, Vol. 25, Nº 9, p.697-716, Detroit, (1954).
- ( 5) PORTER, M.L., EKBERG, C.E., GREIMANN, L.F. e ELLEBY, H.A., "Shear-Bond Analysis of Steel-Deck-Reinforced Slabs", Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, Nº 12, p. 2255-2268, (1976).
- ( 6) PORTER, M.L. and EKBERG, C.E., "Behavior of Steel-Deck-Reinforced Slabs", Journal of Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, Nº ST3, p. 663-677, (1977).

- ( 7) KLAIBER, F.W. e PORTER, M.L., "Uniform Loading for Steel-Deck-Reinforced Slabs" Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, Nº ST11, p.2097-2110, (1981).
- ( 8) ROEDER, C.W., "Point Loads on Composite Deck-Reinforced Slabs", Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, Nº ST12, p. 2421-2429, (1981).
- ( 9) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO, Relatório Nº 18.861, "Ensaio de Lajes Mistas (Chapas Metálicas Corrugadas-Concreto)", São Paulo, (1983).
- (10) IYENGAR, S.H. e ZILS, J.J., "Composite Floor System for Sears Tower", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 10, Nº 3, p. 74-81, (1973).
- (11) EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK, Committee 11, "European Recommendations for the Design of Composite Floors with Profiled Steel Sheet", (1976).
- (12) COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENES, Procédés Industriels, Bâtiment e Génie Civil, EUROCODE Nº 4, Regles Unifiées Communes pour les Constructions Mixtes Acier-Béton.

- (13) ROLL-FOR - Artefatos Metálicos Ltda., Catálogo de Telhas
- (14) COMPANHIA SIDERÚRGICA NACIONAL, Catálogo de Produtos
- (15) MOINO, Hélio Evilázio, Apostila do Curso de Soldagem MIG/MAG, Associação Brasileira de Soldagem, São Paulo.
- (16) ARAUJO, Paulo Augusto, "Soldagem a CO<sub>2</sub> - Influência de Parâmetros do Processo sobre a Junta Isolada", Projeto de Formatura, UFRJ, (1987).
- (17) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION "Manual of Steel Construction", 8th. ed., Chicago, Ill., (1980).
- (18) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações", NBR 6120, Rio de Janeiro, (1980).
- (19) STRUCTURAL WELDING CODE - SHEET STEEL, American Welding Society, Inc, Miami, (1981). •