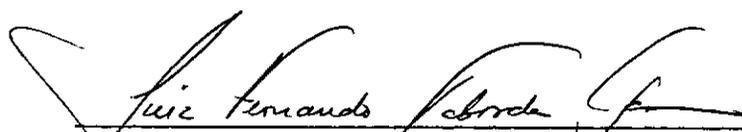


COMPORTAMENTO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS  
PLANOS DE CONCRETO ARMADO COM PILARES ESBELTOS

FRANCISCO CARLOS RODRIGUES

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

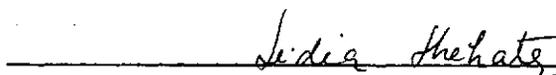
APROVADA POR:



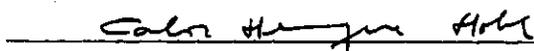
PROF. LUIZ FERNANDO TABORDA GARCIA  
(PRESIDENTE)



PROF. FERNANDO LUIZ LOBO BARBOZA CARNEIRO



PROF<sup>A</sup> LÍDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA



PROF. CARLOS HENRIQUE HOLCK

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1985

**RODRIGUES, FRANCISCO CARLOS**

Comportamento Teórico-Experimental de Pórticos Planos de Concreto Armado com Pilares Esbeltos (Rio de Janeiro) 1985.

xvi, 125 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1985).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Flambagem II. COPPE/UFRJ II. Título (série)



## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Luiz Fernando Taborda Garcia, pela solicitude com que me orientou neste trabalho.

Ao Professor Antônio Cláudio Ferraro Maia, pela prestimosa colaboração, quer no encaminhamento da pesquisa, quer na parte operacional dos primeiros ensaios.

Ao Professor Eduardo Miranda Batista, pela operação da máquina MTS quando da realização dos últimos ensaios.

Ao Professor Yosiaki Nagato, cujo interesse demonstrado pelo tema, manifestado através de proveitosas discussões, serviu sempre de incentivo para o prosseguimento da pesquisa.

Ao pessoal técnico do Laboratório de Estruturas: João Pinto, Vicente, Manuel Aguinaldo, Flávio, Mollica, José Maria e Osvaldo, pela valiosa colaboração e amizade.

Aos colegas: Décio Zendron, Vanderlei Tizato, Eliane Maria L. Carvalho, Lauro, Antônio M. Claret, Luiz Fernando Loureiro, Sérgio Matsuda, Luiz Augusto, Adalberto, Albert, Paulo Túlio, Geraldo, Álvaro e Luiz Paulo S. Rangel, pelo apoio e interesse demonstrados.

A Eneida A. Mendonça pelos serviços de datilografia e

Paulo Versiani pela confecção dos desenhos deste trabalho.

A Escola de Minas/UFOP e a CAPES, através do PICD, pelo apoio financeiro.

Ao José Geraldo, da Imprensa Universitária, da UFOP, pelo serviço de composição fotográfica e amizade.

Ao Professor Reinaldo Otávio Alves de Brito Pinheiro, chefe do DETEF-EM/UFOP pela compreensão e valioso estímulo nos momentos críticos e decisivos da pesquisa.

Agradecimentos especiais a Jacqueline Garibe Baptista e familiares que, com grande carinho e consideração, muito me incentivaram no decorrer deste trabalho.

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

COMPORTAMENTO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS  
PLANOS DE CONCRETO ARMADO COM PILARES ESBELTOS

Francisco Carlos Rodrigues

Março de 1985

Orientador: Prof. Luiz Fernando Taborda Garcia

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta os resultados de ensaios de flambagem de dez pórticos planos de concreto armado, realizados no Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Destes dez modelos oito foram ensaiados com correção de verticalidade da carga, utilizando-se um mecanismo de aplicação de carregamento especialmente projetado para este fim.

Os resultados experimentais foram confrontados com os fornecidos pelo programa automático PORT2, para a análise não-linear de pórticos planos de concreto armado. Tendo em vista as dificuldades de se reproduzir teoricamente o comportamento extremamente complexo de uma estrutura de concreto armado, pode-se dizer que as análises teóricas simularam satisfatoriamente o comportamento real dos modelos ensaiados.

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

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL BEHAVIOUR  
OF REINFORCED CONCRETE PLANE FRAMES WITH SLENDER COLUMNS

Francisco Carlos Rodrigues

March, 1985

Chairman: Luiz Fernando Taborda Garcia

Department: Civil Engineering

This paper presents the results of buckling tests, involving ten reinforced concrete plane frames, performed in the Structural Laboratory of the Technology Center of the Federal University of Rio de Janeiro. From those ten models, eight were tested correcting the verticality of the load, using a device specially designed for that.

The experimental results were compared with those given by the computer program PORT2, for non-linear analysis of reinforced concrete plane frames. In view of the existing difficulties to represent theoretically the complex behaviour of a reinforced concrete structure, it can be said that the performed theoretical analyses simulated satisfactorily the real behaviour of the tested models.

## NOTAÇÕES

### Índices

exp - valores experimentais

teo - valores teóricos

max - valores máximos

### Características físicas dos materiais

$f_y$  - tensão de escoamento do aço

$\sigma_{rup}$  - tensão de ruptura do aço

$\sigma_p$  - tensão de proporcionalidade do aço

$\sigma_s$  - tensão no aço

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão

$f_{ccm}$  - resistência média do concreto à compressão

$f_{ctm}$  - resistência média do concreto à tração

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço

$E_c$  - módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{cm}$  - módulo de elasticidade secante médio do concreto

### Características geométricas dos elementos estruturais

$l$  - comprimento do pilar

$l_v$  - comprimento da viga

$h$  - altura da viga, altura da seção transversal do pilar

$l_e$  - comprimento de flambagem

$i$  - raio de giração

$\lambda$  - índice de esbeltez

$r$  - raio de curvatura

$\psi$  - curvatura

$I$  - momento de inércia da seção transversal do pilar

$I_v$  - momento de inércia da seção transversal da viga

$\phi$  - diâmetro das armaduras

$A_{sp}$  - área da seção transversal (por face) da armadura do pilar

$A_{sv}$  - área da seção transversal (por face) da armadura da viga

$A_{sc}$  - área da seção transversal da armadura de canto (ferros inclinados)

$A_{scn}$  - área da seção transversal da armadura de canto (ferros

dispostos na direção normal ao plano do pórtico)

### Carregamento

$P$  - carga concentrada aplicada ao pórtico

### Esforços solicitantes

$N$  - esforço normal

$M_1$  - momento de primeira ordem

$M_2$  - momento de segunda ordem

$M$  - momento fletor total

$N_v$  - esforço normal para dimensionamento da viga

$M_v$  - momento fletor total para o dimensionamento da viga

### Deformações e deslocamentos

$\epsilon_c$  - deformação específica do concreto

$\epsilon_s$  - deformação específica do aço

$a$  - deslocamento horizontal do nó C

$v$  - deslocamento vertical do ponto de aplicação do carregamento

$\theta$  - rotação de apoio

**Distância**

$e_1$  - distância do ponto de aplicação da carga ao eixo geométrico do pilar mais comprimido

## UNIDADES

Foi empregado o sistema métrico decimal definido pela Confederação Geral de Pesos e Medidas - Sistema Internacional de Unidades (SI).

Aproximações utilizadas:

$$1,0 \text{ kgf} \cong 10 \text{ N}$$

$$1,0 \text{ kgf/cm}^2 \cong 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$1,0 \text{ N/mm}^2 \cong 1 \text{ MPa}$$

## ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
I.1. Considerações Iniciais	1
I.1.1. Comportamento não-linear	1
I.1.1.a. Não-linearidade geométrica	1
I.1.1.b. Não-linearidade física	4
I.1.2. Estado-limite último	6
I.2. Justificativa e Objetivos da Pesquisa	11
CAPÍTULO II - PROGRAMA EXPERIMENTAL	16
II.1. Geometria dos Modelos Ensaaiados	16
II.2. Sistema de Carregamento	18
II.3. Técnica de Carregamento	21
II.4. Características Físicas dos Materiais	28
II.4.1. Concreto	28
II.4.1.a. Módulo de elasticidade	29
II.4.1.b. Resistência à compressão	33
II.4.1.c. Resistência à tração	33
II.4.2. Aço	35
II.5. Instrumentação dos Modelos	38
II.5.1. Deformação específica do concreto	41
II.5.2. Deformação específica do aço	42
II.5.3. Rotação de apoio	43

II.5.4.	Deslocamento horizontal do nó C	44
II.5.5.	Deslocamento horizontal dos carrinhos	47
II.5.6.	Deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga	48
II.5.7.	Deslocamento dos pistões dos macacos hidráulicos	48
II.5.8.	Carregamento total	49
CAPÍTULO III - DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS		50
III.1.	Generalidades	50
III.2.	Determinação dos Esforços Solicitantes	50
III.2.1.	Pilares	50
III.2.2.	Vigas	56
III.3.	Dimensionamento e Detalhes das Armaduras	58
III.3.1.	Pilares	58
III.3.2.	Vigas	58
III.3.3.	Armadura transversal e de canto	59
III.3.4.	Detalhamento das armaduras	62
CAPÍTULO IV - ANÁLISE TEÓRICA		65
IV.1.	Programa Automático PORT2	65
IV.2.	Geometria Inicial dos Modelos Ensaçados	68
IV.3.	Simulação Teórica dos Ensaços dos Modelos do Grupo I	70
IV.4.	Simulação Teórica dos Ensaços dos Modelos dos Grupos II a V	72
CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS		74
V.1.	Generalidades	74
V.2.	Cargas Máximas Suportadas pelos Pórticos e Deslocamentos Correspondentes do Nó C (Resultados	

de Ensaio)	75
V.3. Cargas e Deslocamentos Horizontais Correspondentes do N $\bar{o}$ C de cada Modelo (Resultados de Ensaio)	76
V.4. Deformações nas Seções Escolhidas dos Modelos para a Carga M $\bar{x}$ ima (Resultados de Ensaio)	81
V.5. Curvas Carga P-Deslocamento Horizontal $a$ dos Modelos	82
V.6. Curvas Carga P-Deslocamento Vertical $v$ dos Modelos	88
V.7. Curvas Carga P-Deformação Específica $\epsilon_s$ do Aço dos Modelos	93
V.8. Curvas Carga P-Deformação Específica $\epsilon_c$ do Concreto dos Modelos	97
V.9. Curvas Carga P-Rotação $\theta$ de Apoio dos Modelos	100
V.10. Observações Gerais	103
 CAPÍTULO VI - ANÁLISE DOS RESULTADOS	 106
VI.1. Considerações de Car $\bar{a}$ ter Geral	106
VI.2. An $\bar{a}$ lise dos Modelos, por Grupo	110
VI.2.1. Grupo I	110
VI.2.2. Grupo II	112
VI.2.3. Grupo III	113
VI.2.4. Grupo IV	115
VI.2.5. Grupo V	116
 CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS	 118
VII.1. Sobre o Funcionamento do Mecanismo de Ensaio Projetado para os Modelos dos Grupos II a V	118
VII.2. Sobre o Comportamento dos Modelos	119
VII.3. Sobre a Confrontação entre os Resultados Te $\bar{o}$ ricos e Experimentais	119
VII.4. Sobre a Confrontação entre a Carga de Dimensionamento	

e as Cargas Máximas Teórica e de Ensaio	120
VII.5. Sobre a Continuação da Pesquisa	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS [2, 3, 4, 8, 9, 11]

##### II.1.1. COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR

Não se verificando relações lineares entre as ações e os deslocamentos em uma estrutura diz-se que tal estrutura tem um comportamento não-linear. Este tipo de comportamento pode ser de natureza geométrica (não-linearidade geométrica) e/ou física (não-linearidade física).

##### I.1.1.A. NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

É admissível, na maioria dos casos, formular as condições de equilíbrio em uma estrutura na sua configuração indeformada. No entanto, quando as mudanças de forma e/ou dimensões influenciam acentuadamente no valor dos esforços, as condições de equilíbrio devem ser formuladas na geometria deformada. Neste caso diz-se que a estrutura tem um comportamento não-linear geo

métrico. Como exemplo, se pode citar o caso das colunas esbeltas comprimidas, onde a interação axial-flexão assume importância fundamental. Para ilustrar, considere-se a coluna da Figura I.1.a, de material elástico linear, submetida a uma carga excêntrica  $P$ .

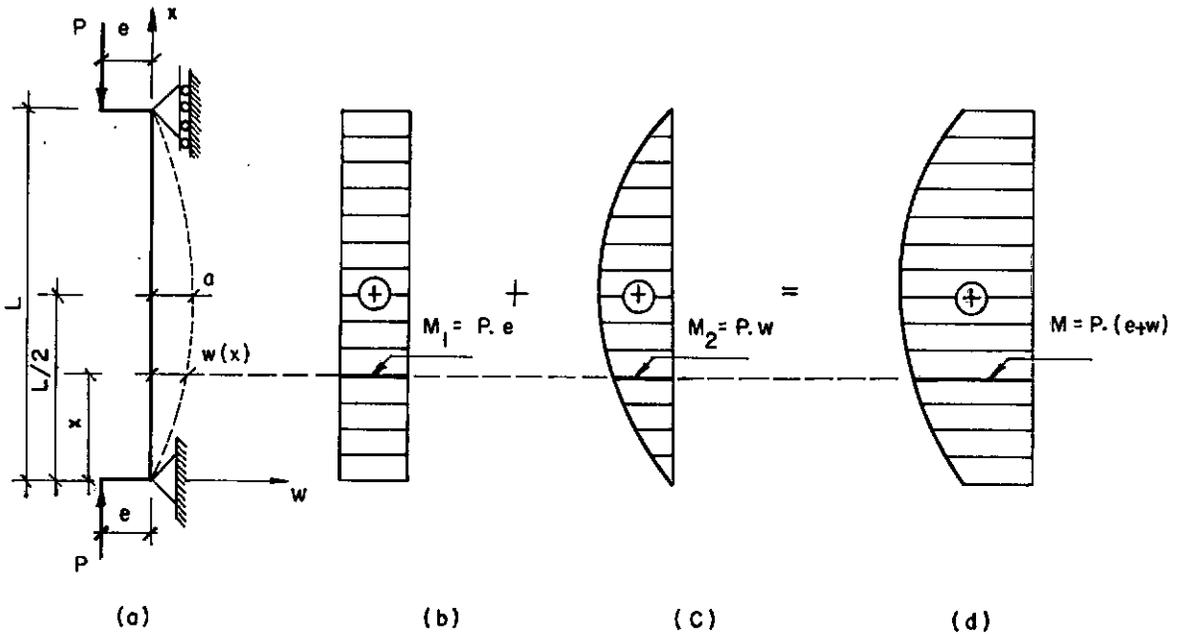


Figura I.1 - Coluna esbelta: interação axial-flexão

Face ao deslocamento lateral da barra, surge, além do diagrama de momentos fletores convencional, Figura I.1.b, um diagrama de momentos adicionais, Figura I.1.c, que torna-se tanto mais significativo quanto mais esbelta for a peça. Resulta, então, para a coluna, um diagrama de momentos fletores, tal como representado na Figura I.1.d, função, portanto, da geometria deformada da barra.

A equação diferencial de flexão, neste caso, assume o seguinte aspecto:

$$E I \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} = - P \cdot (e + w) \quad (I.1)$$

que, integrada, fornece:

$$w = e \cdot \left( \operatorname{tg} \frac{k L}{2} \cdot \operatorname{sen} k x + \cos k x - 1 \right),$$

onde

$$k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

A flecha no meio do vão  $\bar{e}$ , então, dada por:

$$a = w \left( \frac{L}{2} \right) = e \cdot \left( \sec \frac{k L}{2} - 1 \right)$$

Na Figura I.2 são indicadas as curvas carga vertical  $P$ -deslocamento horizontal  $a$ , para valores crescentes da excentricidade  $e$ , notando-se a dependência não-linear entre  $P$  e  $a$

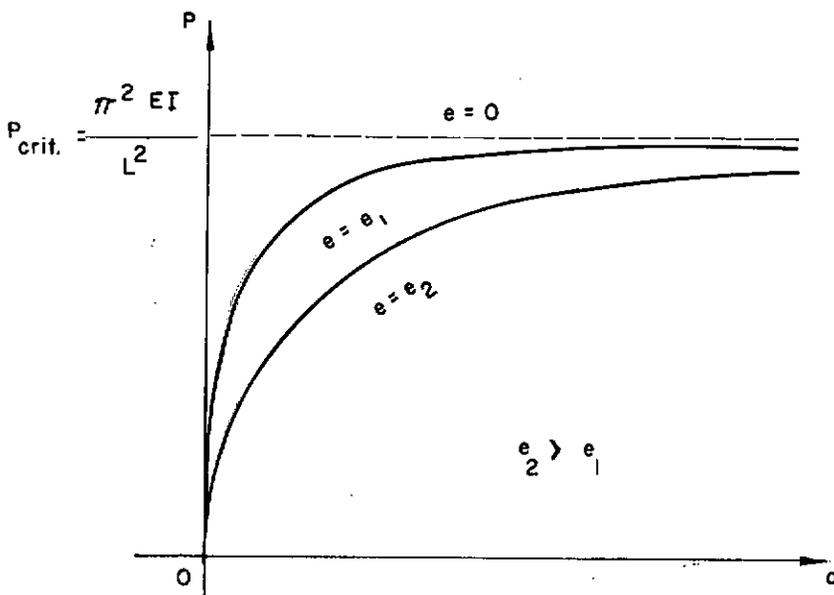


Figura I.2 - Diagramas carga  $P$ -deslocamento lateral  $a$  de uma coluna esbelta

Observe-se que para  $P = P_{\text{crit}} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ , as flechas  $a$ , qualquer que seja o valor da excentricidade ( $e \neq 0$ ), tendem matematicamente para infinito, o que, entretanto, não corresponde à realidade, de vez que a equação diferencial (I.1) é válida apenas para o caso de pequenas rotações. Todavia, já se tem um sinal de que há possibilidade de grandes flechas quando  $P$  se aproxima do seu valor crítico.

### Í.1.1.B. NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

A não-linearidade física (ou do material, como também é denominada) ocorre quando o material apresenta um diagrama tensão-deformação não-linear. Assim sendo, em se tratando de estruturas de concreto armado, um fator que por si só já determina o seu comportamento não-linear é o fato de que tanto o concreto como o aço apresentam diagramas tensão-deformação não-lineares. As Figuras II.10, II.13 e II.14, ilustram as relações  $\sigma - \epsilon$  do concreto, do aço CA-50B e do aço CA-60B, respectivamente.

Para seções de barras de concreto armado, a não-linearidade do material vem expressa em termos de curvas momento fletor-curvatura, dependentes do esforço normal (Figura I.3), e curvas esforço normal-deformação axial, dependentes do momento fletor (Figura I.4). Naturalmente, a forma da seção transversal, a taxa e distribuição de armadura e a definição dos diagramas tensão-deformação dos materiais formam as bases para a determinação dessas curvas. Assim, um ponto de uma determinada curva  $M - N - \psi$  (momento fletor - esforço normal - curvatura), ou então de uma certa curva  $N - M - \epsilon_0$  (esforço normal - momen-

to fletor - deformação axial), é obtido pela consideração das equações de equilíbrio para o esforço normal e momento fletor, admitindo-se uma distribuição linear de deformações na seção transversal.

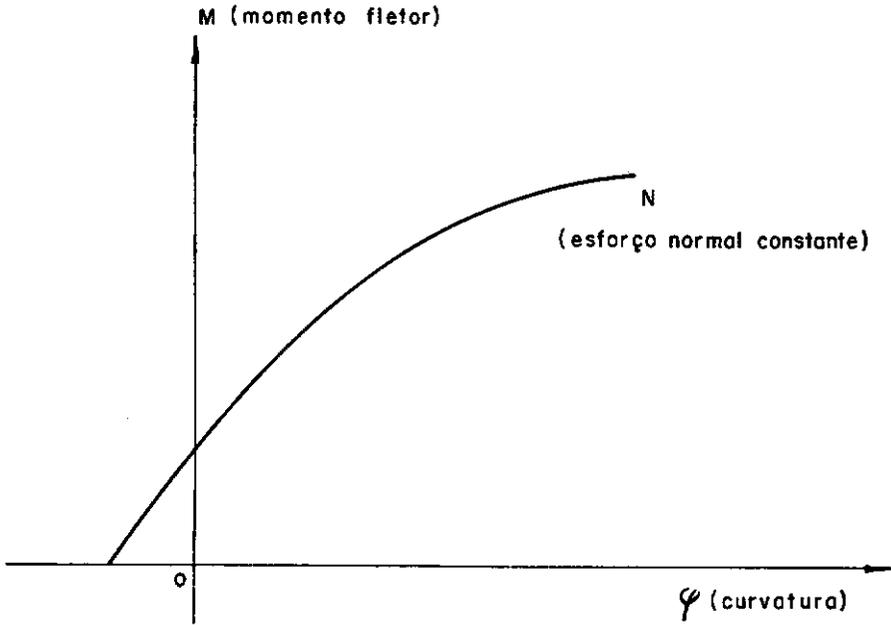


Figura I.3 - Curva momento fletor-curvatura, dependente do esforço normal ( $M - N - \psi$ )

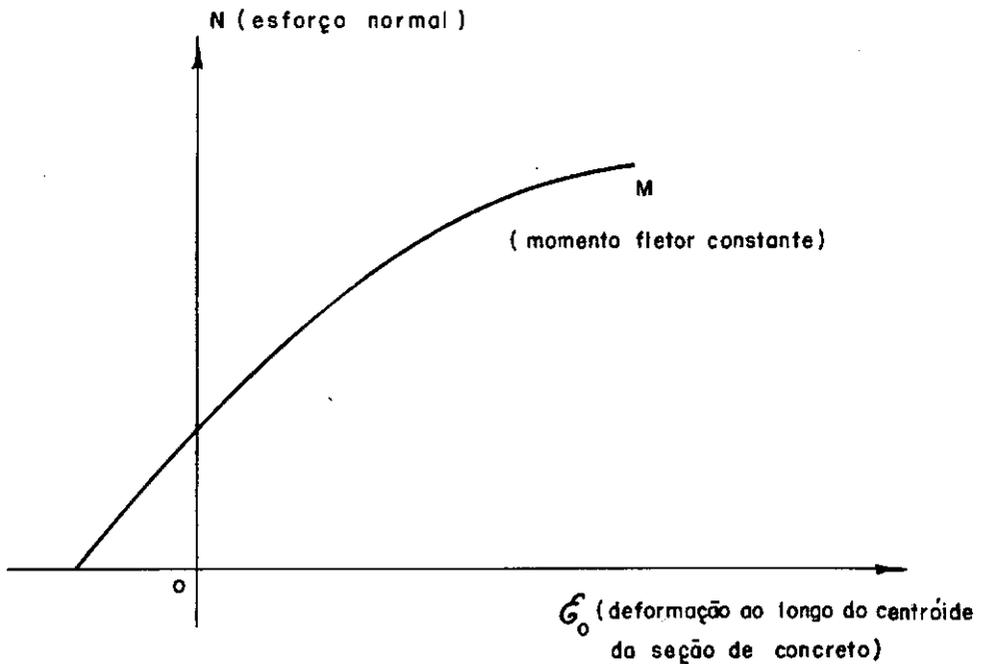


Figura I.4 - Curva esforço normal-deformação axial, dependente do momento fletor (N - M -  $\epsilon_0$ )

### I.1.2. ESTADO - LIMITE ÚLTIMO

Dependendo da maior ou menor influência de cada um dos dois tipos de não-linearidade no seu comportamento estrutural (o que é função basicamente da geometria, das propriedades físicas dos materiais, do sistema de carregamento, das vinculações e da taxa e distribuição das armaduras), o estado - limite último dos pórticos planos de concreto armado pode ser caracterizado ou por esgotamento da capacidade resistente dos materiais (ruptura convencional do concreto ou deformação plástica considerada excessiva da armadura) ou por ocorrência de instabilidade de equilíbrio (flambagem). O primeiro caso é típico de estruturas constituídas de elementos não muito esbeltos (ver cur-

va carga-flecha da Figura I.5) e, o segundo, de estruturas com elementos de grande esbeltez comprimidos (ver curva carga-flecha da Figura I.6), sendo estas últimas o objeto de análise deste trabalho.

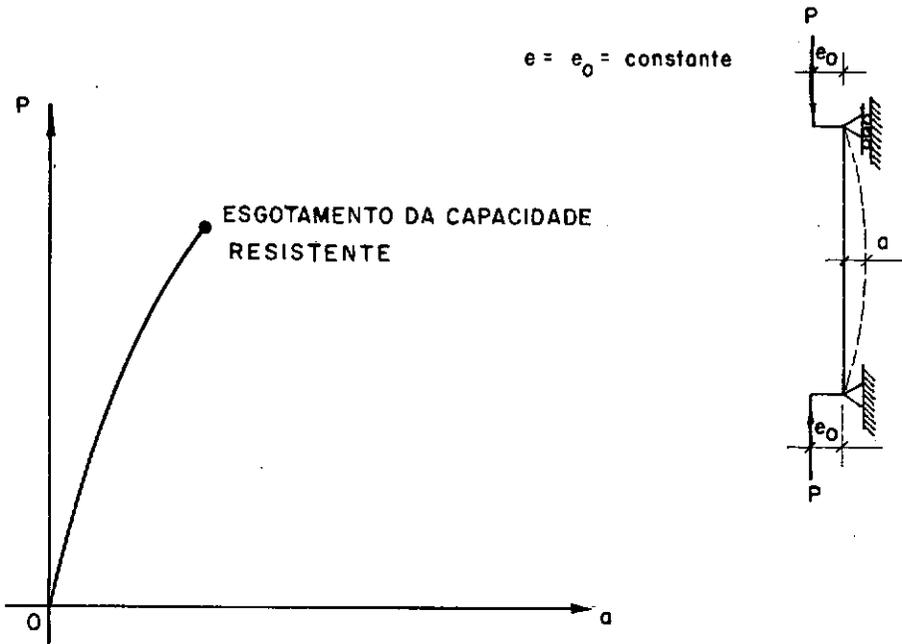


Figura I.5 - Curva carga P-flecha  $a$  para uma coluna curta ou medianamente esbelta

Essas duas formas distintas de comportamento podem também ser visualizadas através das curvas representadas na Figura I.7.b.

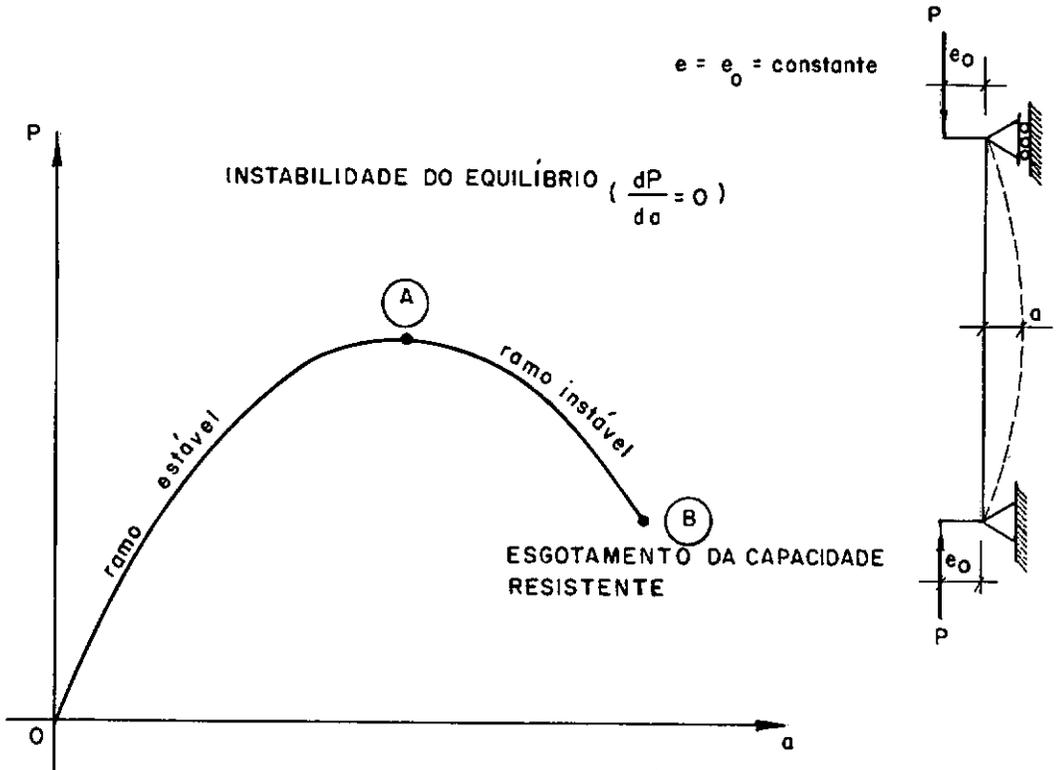


Figura I.6 - Curva carga  $P$ -flecha  $a$  para uma coluna de grande esbeltez

As curvas 0-A, 0-B, 0-C-D são traçadas em função dos diversos pares de valores momento fletor  $M$  - esforço normal  $N = P$  para a seção transversal mais solicitada da coluna (seção do meio do vão) e correspondentes a intensidades variáveis da carga aplicada  $P$ . O segmento retilíneo 0-A relaciona-se a uma coluna de pequena esbeltez (a denominada coluna curta, onde os efeitos da interação axial-flexão podem ser desprezados) enquanto que as curvas 0-B e 0-C-D referem-se, respectivamente, a uma coluna medianamente esbelta e a uma coluna de grande esbeltez (as chamadas colunas longas, onde a interação axial-flexão tem que ser considerada). Acha-se, ainda, representado na Figura I.7.b o diagrama de interação  $M - N$

da seção transversal em questão. Neste diagrama assinalam-se os diversos pares de valores  $M$  e  $N$  que levam ao esgotamento da capacidade resistente da seção. É válido afirmar que sempre que o estado - limite último é atingido por esgotamento da capacidade resistente, o par de valores  $M_{\max}$  e  $N_{\max}$  encontra sua representação sobre o diagrama de interação  $M - N$  (pontos A e B). Já o mesmo não se pode dizer quando o estado - limite último está associado à instabilidade do equilíbrio. Neste caso, pelo fato de a seção transversal não ter sido solicitada até o limite máximo de sua resistência (que seria o ponto D no diagrama de interação), o par  $M_{\text{inst}}$  e  $N_{\text{inst}}$ , correspondente à capacidade portante da coluna, não tem sua representação sobre o diagrama de interação  $M - N$ . Note-se que tanto o ponto C, na Figura I.7.b, como o ponto A, na Figura I.6, são pontos de tangente horizontal.

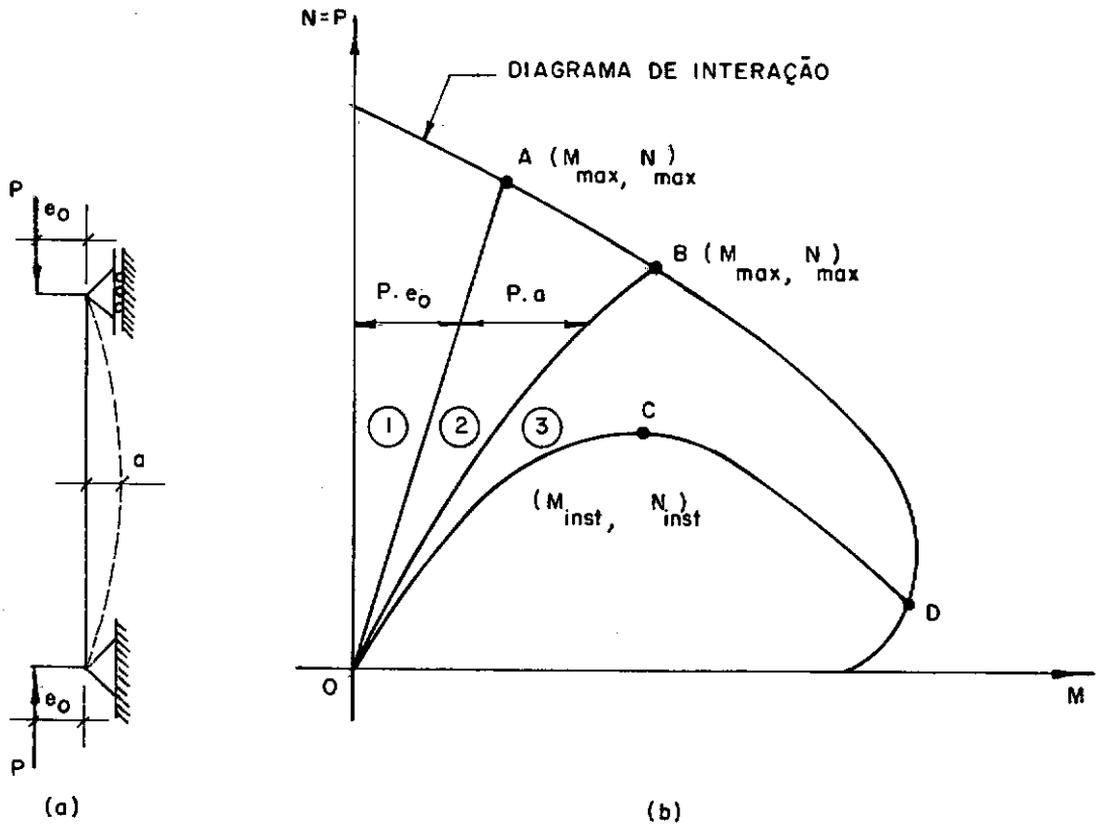


Figura I.7 - Curvas  $M - N = P$  para a seção transversal do meio do vão (coluna curta, coluna medianamente esbelta e coluna de grande esbeltez) e diagrama de interação da seção

## I.2. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DA PESQUISA

A análise não-linear de pórticos planos de concreto armado, com utilização de programas de computador, entre outros os elaborados por GARCIA [10], TELLES [20], MAIA [16], GARCIA-1981 e GARCIA-1982, desenvolveu-se bastante nestes últimos anos. Nesta análise leva-se em consideração a não-linearidade dos diagramas tensão-deformação dos materiais, bem como a não-linearidade geométrica.

Paralelamente, alguns ensaios de pórticos planos de concreto armado foram realizados, na intenção de testar a eficiência de métodos de análise diversos, comparando os resultados destes com os observados experimentalmente. Entre outras, podemos citar as seguintes pesquisas:

a - CRANSTON [6], na Inglaterra, em 1965, ensaiou pórticos bi-rotulados, sendo um dos modelos ensaiados mostrado na Figura I.8, onde se pode observar a geometria e o esquema de carregamento aplicado. Note-se que todas as cargas são incrementadas sempre na mesma proporção, segundo um fator  $\lambda$ . O diagrama carga-deslocamento horizontal no topo do modelo, obtido do ensaio, foi comparado, posteriormente por GRELAT [12], com as correspondentes curvas teóricas resultantes da aplicação de dois métodos, um mais geral e outro simplificado, para a análise não-linear de pórticos planos de concreto armado com utilização do computador (foi desprezada a resistência à tração do concreto). Verificou-se que os dois métodos de análise conduziram a resultados bastante semelhantes entre si, havendo uma boa concordância com o resultado experimental apenas no que se refe

re a carga máxima.

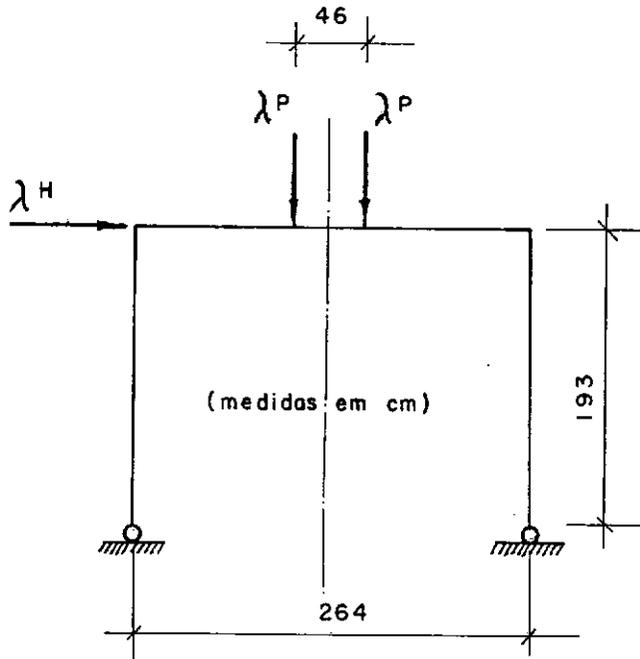


Figura I.8 - Pórtico de concreto armado ensaiado por CRANSTON (modelo nº 7)

b - RAD e FURLONG [18], U.S.A.-1980, ensaiaram cinco modelos, tal como o representado na Figura I.9, visando analisar o comportamento de um painel de um pórtico deslocável de múltiplos andares e vãos sob ação de cargas de gravidade e vento. Inicialmente eram aplicadas as cargas P e Q, crescendo sempre na mesma proporção até um determinado nível, após o que mantinham-se constantes e, em seguida, era introduzida a força H, incrementada até ser atingida a capacidade de carga da estrutura. Verificou-se que os valores máximos para a força horizontal H, obtidos dos ensaios, revelaram-se significativamente maiores que os previstos pelo *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318-77).

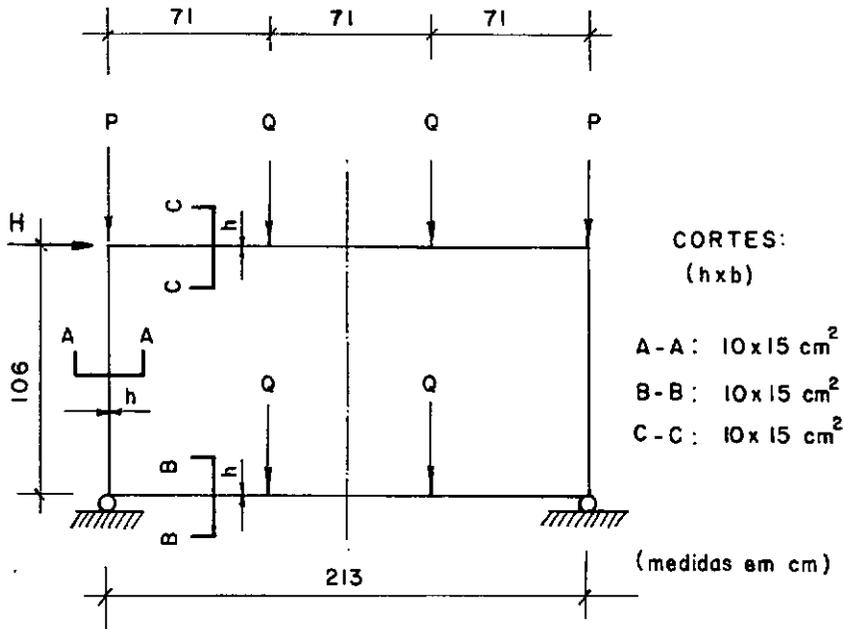
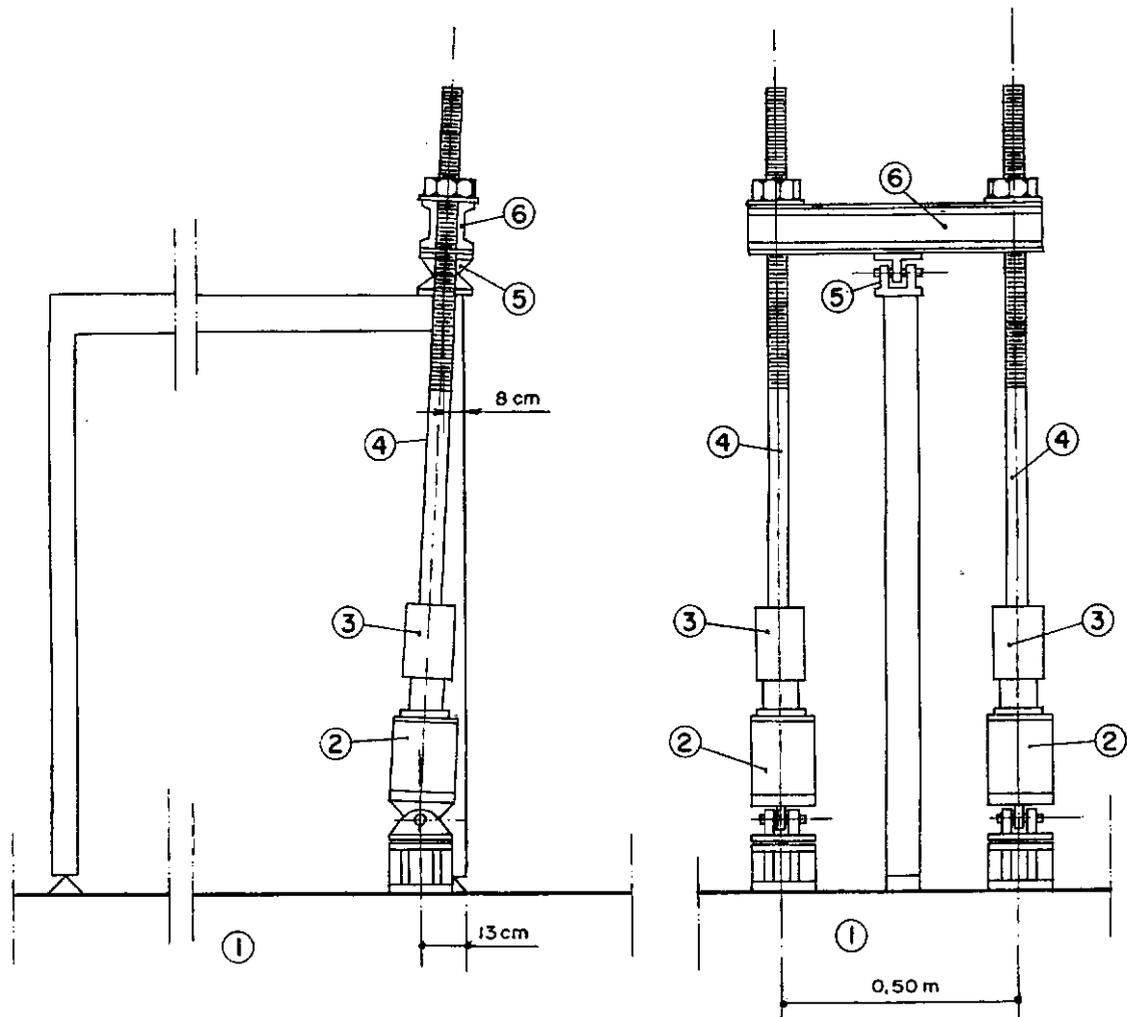


Figura I.9 - Painel de concreto armado ensaiado por Rad e Furlong (Modelo A-1)

c... ZENDRON [22], Brasil-1980, 81 e 82, ensaiou um grupo de oito modelos com o objetivo de comparar os resultados dos ensaios com os previstos por programas de computador para análise não-linear de pórticos planos de concreto armado, desenvolvidos na COPPE/UFRJ (programa PORBE, por MAIA [16] e programa PORT1, por GARCIA [10]).

A Figura I.10 mostra a geometria dos dois últimos modelos ensaiados, pórticos B1B e B1C (denominados neste trabalho por PB1B e PB1C), bem como o esquema de carregamento utilizado. Naquela oportunidade verificaram-se grandes discrepâncias entre os resultados teóricos e experimentais, o que, posteriormente, constatou-se ter sido em virtude de uma simulação teórica inadequada do carregamento. Uma confrontação mais aprimorada entre



- ① - placa de reação
- ② - macaco hidráulico MTS
- ③ - load - cell
- ④ - tirante
- ⑤ - rótula
- ⑥ - perfil metálico

Figura I.10- Esquema de carregamento de ensaio dos modelos PBIB e PBIC

os resultados teóricos e experimentais, para esses dois últimos modelos, é também apresentada no decorrer deste trabalho.

Pode-se, então, dizer que o objetivo principal desta pesquisa foi, efetivamente, o de dar continuidade ao programa experimental desenvolvido por Zendron, visando, principalmente, obter uma melhor ajustagem entre resultados teóricos e experimentais. Assim, dentro desse espírito, procurou-se ensaiar modelos idênticos aos daquela pesquisa, porém submetidos a um esquema de carregamento que pudesse ser reproduzido teoricamente com maior facilidade (possibilitando que fosse melhor testada a eficiência dos programas automáticos utilizados), de vez que, uma das hipóteses para a divergência entre os resultados teóricos e experimentais, para o caso dos modelos de Zendron, era a de que o sistema de carregamento estaria sendo inadequadamente simulado nas análises pelos programas. Como já foi frisado, tal fato realmente se confirmou no decorrer desta pesquisa, sendo também apresentada neste trabalho uma modelagem teórica adequada para o sistema de carregamento utilizado por Zendron.

Assim, este trabalho apresenta os resultados de ensaios de flambagem de dez pórticos planos de concreto armado, realizados no Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ (dois ensaios fazendo parte dos trabalhos de tese de ZENDRON [22] e oito ensaios mais recentes) bem como a confrontação com os resultados previstos pelo programa automático PORT2, elaborado por Garcia-1981, dando continuidade aos trabalhos anteriormente publicados por ZENDRON, GARCIA e MAIA [23,24], ZENDRON [22] e GARCIA e RODRIGUES [11], dentro desta linha de pesquisa em andamento no Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.

## CAPÍTULO II

### PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### II.1. GEOMETRIA DOS MODELOS ENSAIADOS

Neste trabalho são apresentados os resultados dos ensaios dos pórticos denotados por PB1B, PB1C, PP1A, PP1B, P1A, P1B, P2A, P2B, P3A e P3B, de mesmas dimensões longitudinais, bi-rotulados, constituídos de dois pilares e uma viga, de seção transversal retangular, representados na Figura II.1. Os quatro primeiros modelos são idênticos. Os pórticos P1A e P1B são iguais entre si, diferindo dos primeiros apenas no detalhe dos cantos. Os pórticos P2A e P2B diferem entre si somente no detalhe dos cantos enquanto que os pórticos P3A e P3B são iguais entre si. Todas as informações relativas à geometria dos modelos ensaiados acham-se indicadas no Quadro II.1. Observe-se que, para facilitar a exposição, os modelos foram postos em grupos.

Os pórticos PB1B e PB1C pertencem a um conjunto de oito modelos ensaiados por ZENDRON [22], por ele denotados de B1B e B1C, conforme referido no item I.2, alínea c, cujos resultados

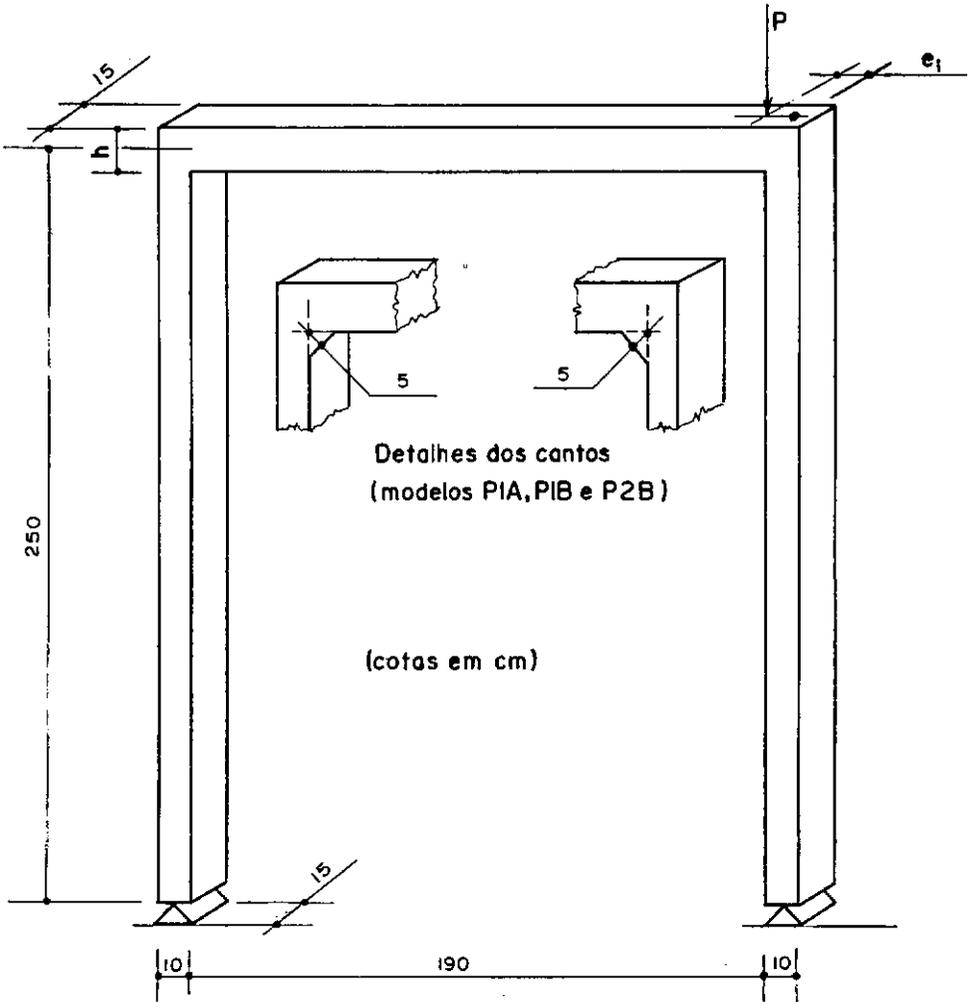


Figura II.1- Geometria dos modelos

são comparados aos dos demais modelos, como parte desta pesquisa, em função da variação do sistema de carregamento empregado (ver item II.2).

Quadro II.1 - Características geométricas dos modelos

GRUPO	MODELO	$h$ (cm)	MISULA
I	PB1B	15	Não
	PB1C	15	Não
II	PP1A	15	Não
	PP1B	15	Não
III	P1A	15	Sim
	P1B	15	Sim
IV	P2B	20	Não
	P2B	20	Sim
V	P3A	25	Não
	P3B	25	Não

Cabe assinalar que os modelos PP1A e PP1B foram tidos, a princípio, como para pré-ensaios, com a finalidade de verificação do funcionamento do mecanismo de carregamento projetado.

## II.2. SISTEMA DE CARREGAMENTO

O sistema de carregamento foi projetado visando, através de correções sucessivas ao longo do ensaio, manter a verticali-

dade da carga aplicada ao pórtico, conforme é descrito no item II.3, o que não acontecia para o caso do sistema de carregamento da Figura I.10, correspondente aos modelos PB1B e PB1C, em que a carga aplicada, além de variar de intensidade, tinha também inclinação variável ao longo do ensaio (ver Figura II.2).

Como se mostra na Figura II.2, a resultante do carregamento, denotada por  $P$ , tem seu ponto de aplicação distante três (grupos I, II e III) ou oito centímetros (grupos IV e V) do eixo geométrico do pilar da direita.

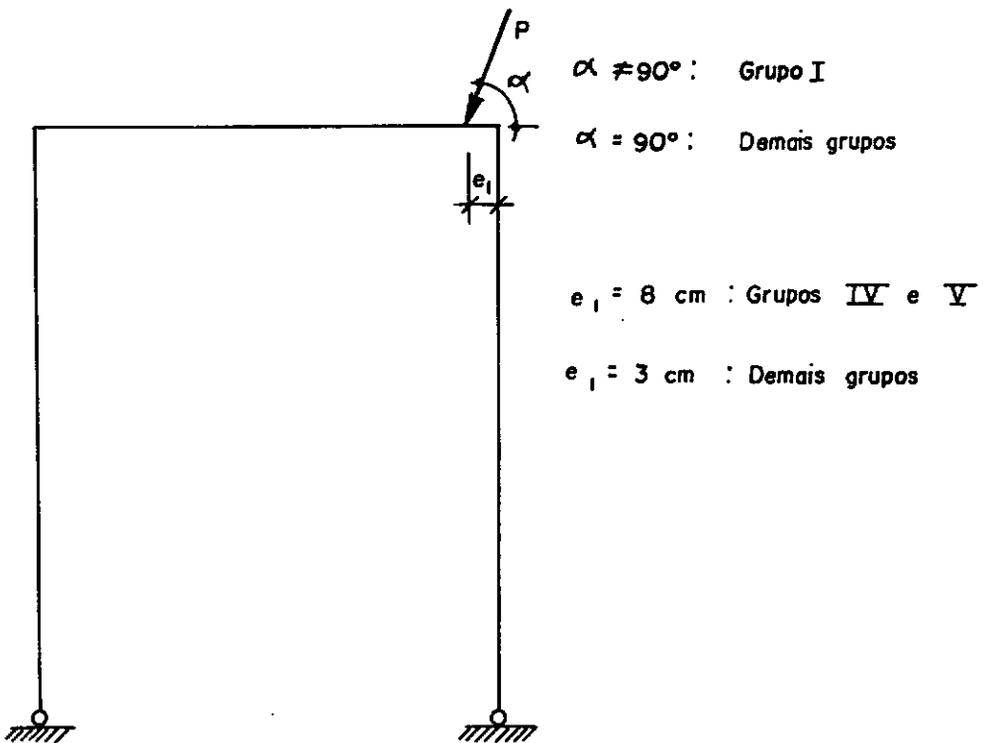
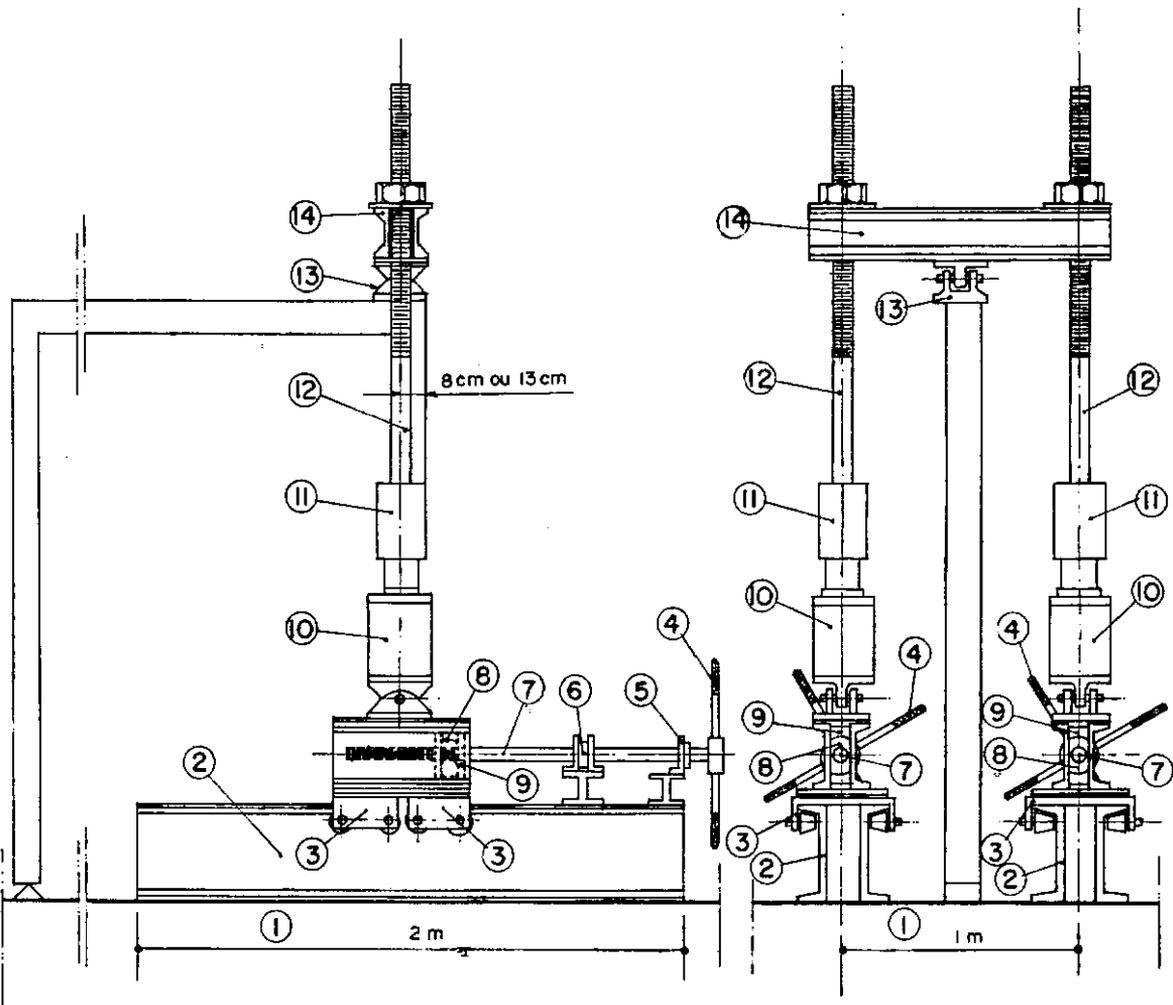


Figura II.2 - Posicionamento do ponto de aplicação da carga  $P$



① - placa de reação

② - trilho

③ - carrinhos

④ -leme

⑤ -mancal

⑥ -mancal de reação

⑦ -parafuso de força

⑧ -porca de bronze

⑨ -caixa da porca de bronze

⑩ -macaco hidráulico MTS

⑪ -load-cell

⑫ -tirante

⑬ -rótula

⑭ -perfil metálico

Figura II.3 - Esquema de carregamento de ensaio dos modelos dos grupos II a V

### II.3. TÉCNICA DE CARREGAMENTO

O carregamento foi realizado utilizando-se uma montagem mecânica projetada conforme mostram as Figuras II.3, II.4, II.5 e II.6.

Para se ter uma idéia geral do procedimento dos ensaios pode-se dizer que estes foram executados por etapas de carregamento, realizando-se as leituras da instrumentação dos modelos no final de cada etapa, o que é sucintamente descrito abaixo no PROCEDIMENTO DE OPERAÇÃO do sistema de carregamento.

As cargas aplicadas em cada etapa eram obtidas como respostas de deslocamentos controlados, sempre crescentes, impostos aos pistões dos dois macacos hidráulicos MTS, de capacidade de carga de 250 kN cada. Este procedimento de controle de deslocamentos permitiu não só uma melhor caracterização da carga máxima como também possibilitou a obtenção dos ramos descendentes (instáveis) das curvas carga vertical-deslocamento horizontal, vistas na Figura II.8 e Figuras V.1 a V.5.

O PROCEDIMENTO DE OPERAÇÃO do sistema de carregamento consistia dos seguintes passos:

a) Na Figura II.3, o perfil metálico - 14 - era posicionado sobre as vigas dos pórticos de concreto armado através da rótula - 13 - de bases fixas (no perfil metálico e no pórtico) segundo uma distância  $e_1$  de 3 ou 8 cm, conforme o modelo ensaiado.

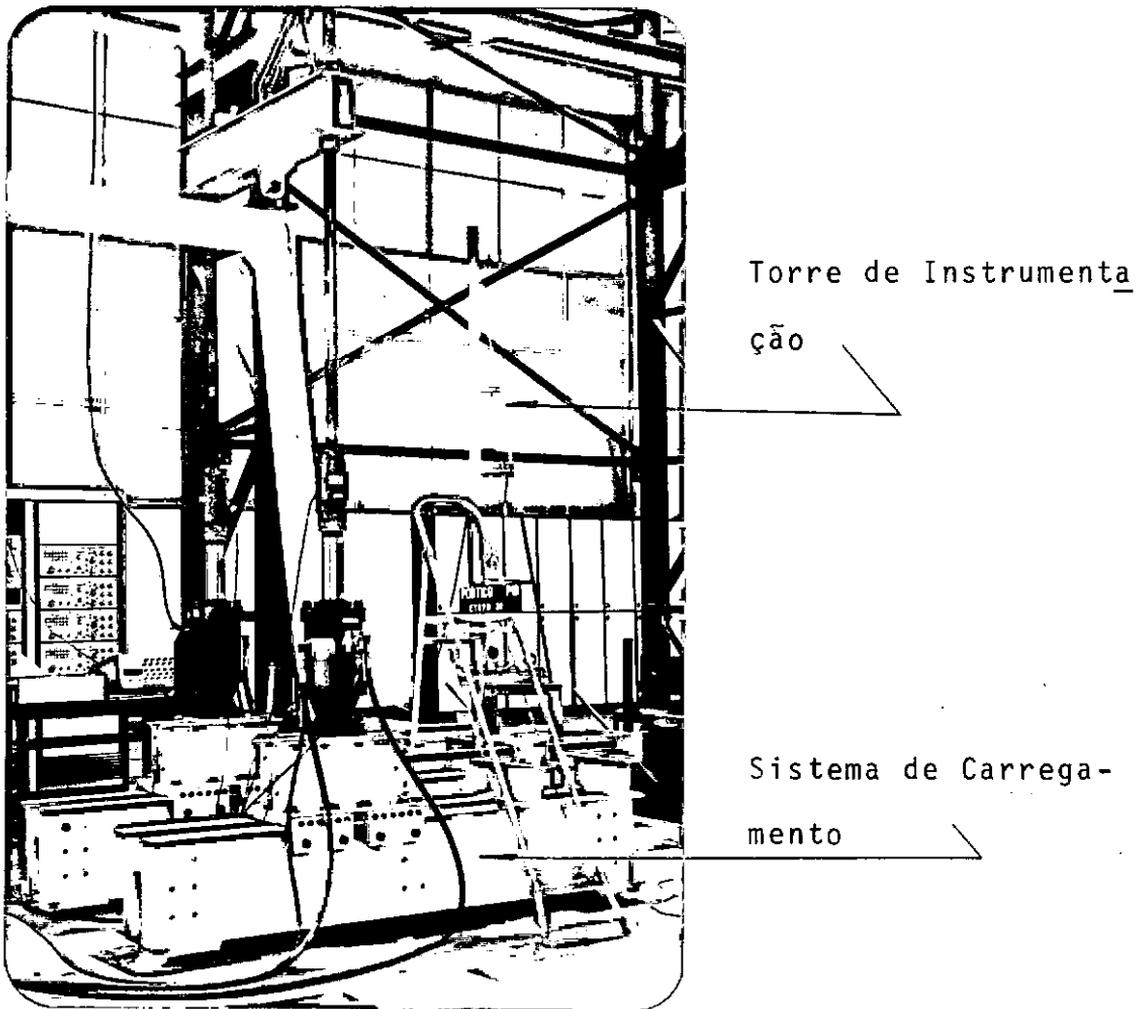


Figura II.4 - Sistema de Carregamento e Torre de Instrumentação

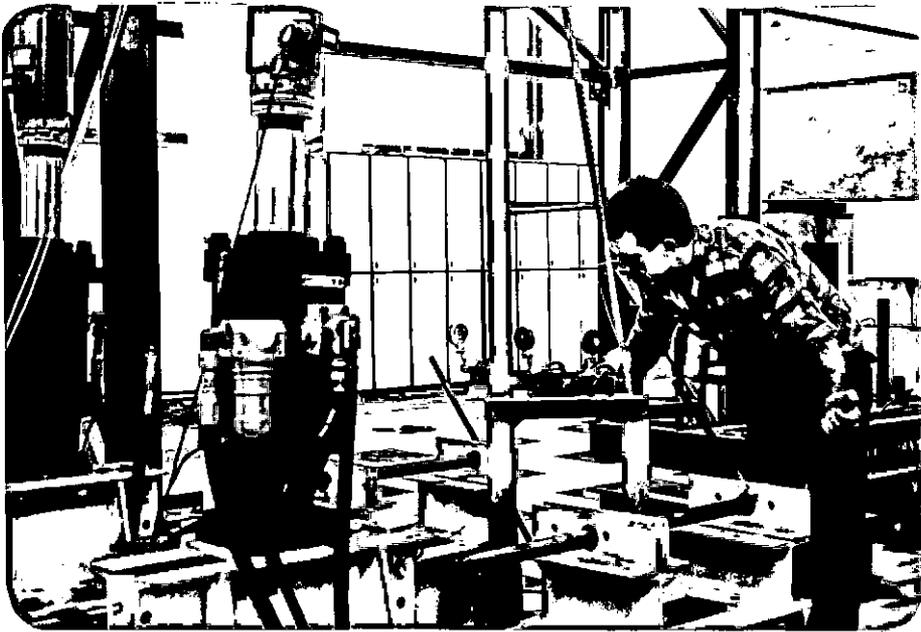


Figura II.5 - Operação do processo de correção de verticalidade da carga

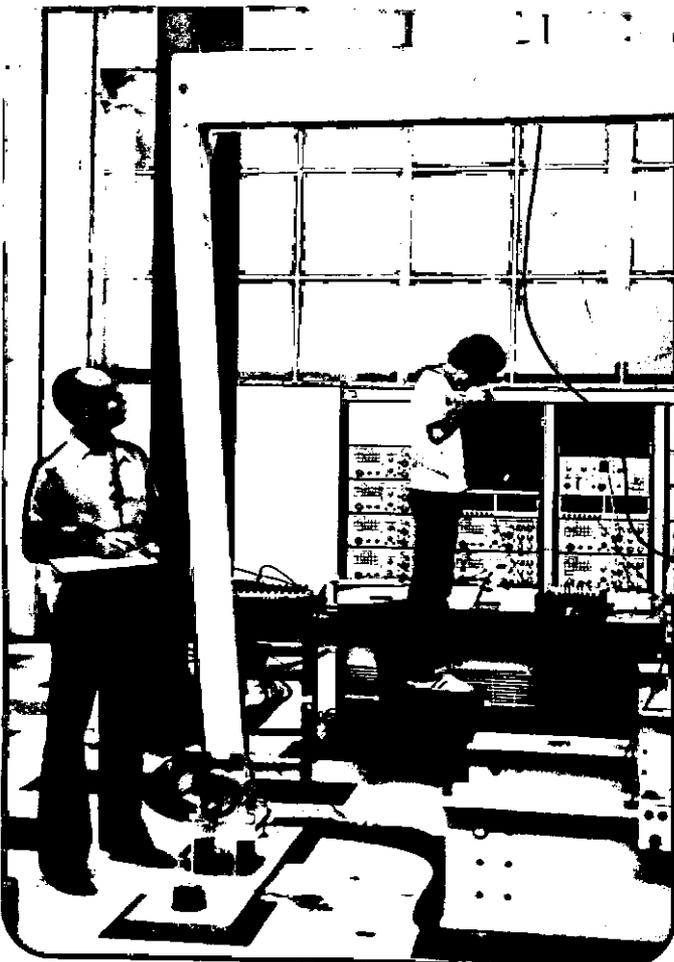


Figura II.6 - Vista da MTS

b) Na etapa inicial (Etapa Zero, carga  $P = 0$ ) era procurada a verticalização dos tirantes de aço - 12 - com o uso de prumos e níveis de bolha, bem como o posicionamento simétrico destes tirantes e, conseqüentemente, do perfil metálico de carga, em relação ao plano do pórtico. Com os tirantes nessa posição eram zerados com a mesma leitura os três defletômetros de roldana (ver Figura II.23) instalados na torre fixa de referência (Torre de Instrumentação, conforme a Figura II.4). Desses defletômetros, os das extremidades tinham o objetivo de fornecer os deslocamentos horizontais de cada carrinho móvel - 3 - e o outro visava indicar o deslocamento horizontal do nó C do modelo, o que permitia estabelecer o controle da verticalização da carga ao longo do ensaio, através da imposição de igualdade de leituras entre os três aparelhos (e com checagem mediante o uso de níveis de bolha). Maiores detalhes de instrumentação e procedimentos de leitura estão no item II.5.

Ainda na Etapa Zero eram efetuadas medições, através de prumos fixados nos nós B e C dos modelos (ver Figura II.7), objetivando estabelecer o afastamento da vertical dos eixos geométricos dos pilares (imperfeições iniciais).

Após as leituras dos zeros dos instrumentos de medida partia-se para a primeira etapa.

c) Na primeira etapa e seguintes, foi sempre utilizado um dos dois procedimentos descritos a seguir, em função do comportamento da estrutura:

c.1) impor um pequeno deslocamento nos pistões dos macacos hidráulicos - 10 - para se ter como resposta a carga aplicada e daí as leituras no fim da etapa, ou

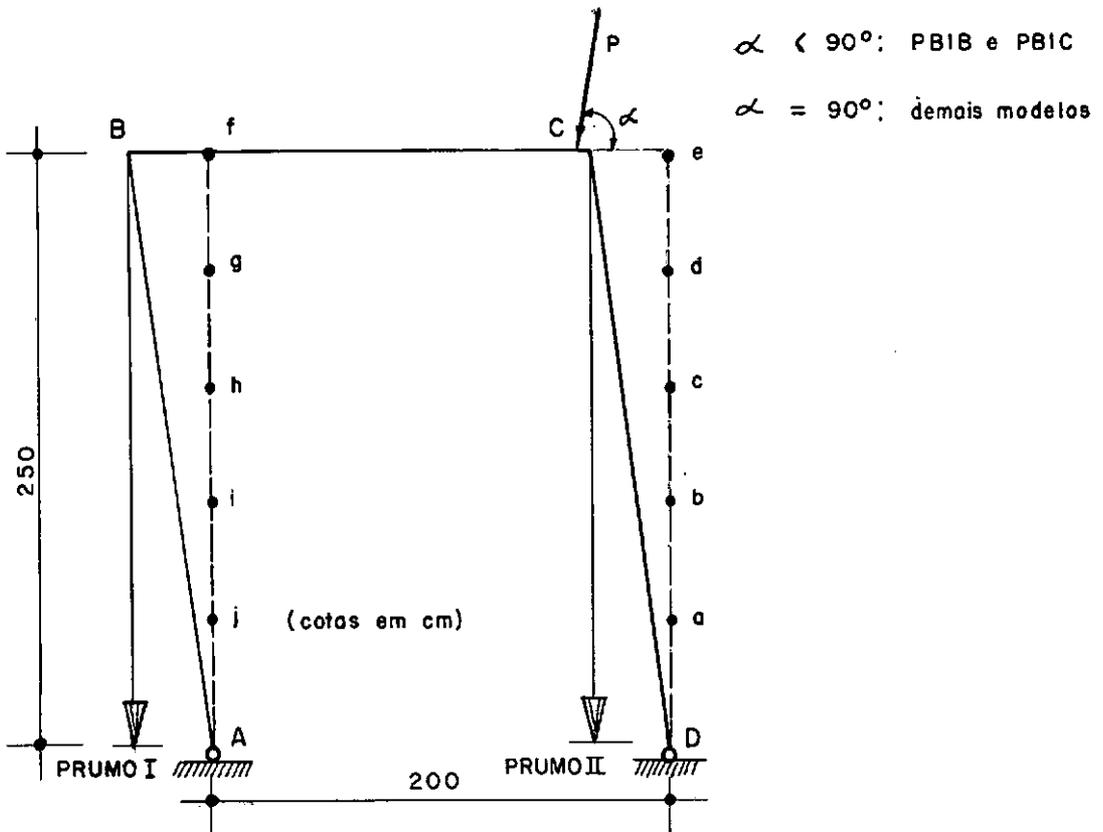


Figura II.7 - Imperfeições iniciais dos eixos geométricos dos pilares

c.2) ser subdividida, tal etapa, em incrementos bem pequenos de deslocamentos dos pistões e, conseqüentemente, de carga, para a obtenção das curvas carga P-deslocamento horizontal  $\alpha$  do nó C (Figura II.8) de uma forma bem mais refinada, sendo o intervalo entre essas subetapas apenas o suficiente para se efetivar a correção da verticalidade da carga. Ainda aqui as leituras eram feitas só no final da etapa, tal como no primeiro procedimento.

A Figura II.8 traduz o procedimento acima, mostrando o crescimento do deslocamento horizontal do nó C segundo os acréscimos de carga, curva esta obtida através de um transdutor de

# ENSAIO DE INSTABILIDADE DE PÓRTICO PLANO EM CONCRETO ARMADO

200

250

300

Soma da Realiberação  
(a soma do defletômetro elétrico)

ATE: V30

CAL: 3000 / 1500

PÓRTICO P 3 B

18/5/83

X: 50 mV/mm

Y: 500 mN/cm

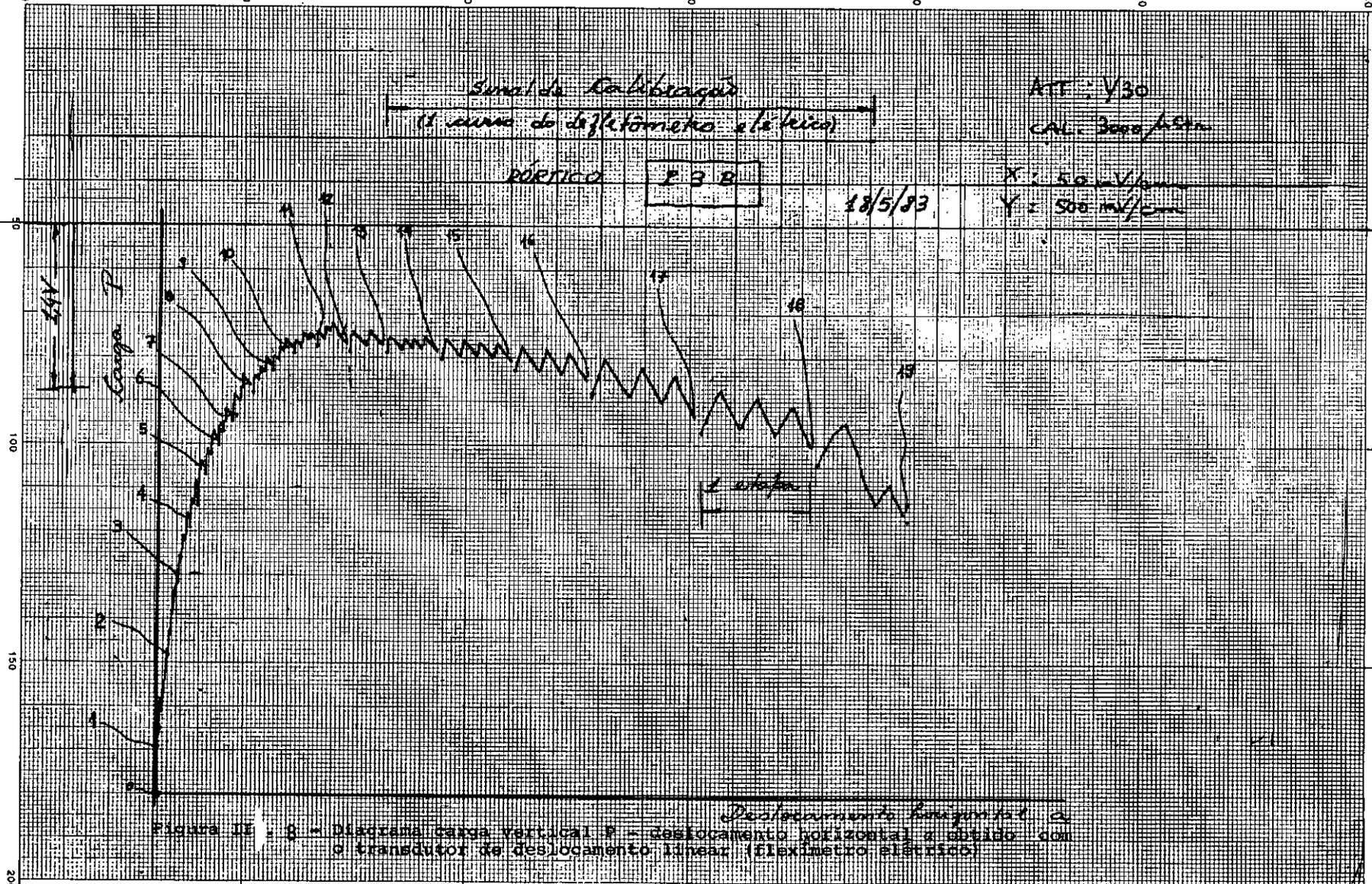


Figura II - S - Diagrama carga vertical P - deslocamento horizontal a obtido com o transdutor de deslocamento linear (flexímetro elétrico)

200

deslocamento linear (ver Figura II.21).

Assim, na primeira etapa, procurava-se dar deslocamentos aos pistões dos macacos hidráulicos que gerassem como resposta uma carga total da ordem de 2 a 3% da carga de dimensionamento, que era de 100 kN. Obtida tal fração de carregamento, os modelos experimentavam deslocamentos que causavam a inclinação dos tirantes - 12 - e, conseqüentemente, inclinação da carga resultante.

A inclinação dos tirantes era então eliminada com o movimento dos carrinhos - 3 - segundo giros adequados dos flanges - 4 - e, conseqüentemente, dos parafusos de força - 7 - os quais impulsionavam para a posição desejada, as porcas de bronze - 8 - e daí os carrinhos móveis. As porcas de bronze sã tinham liberdade de movimento vertical relativo aos carrinhos, estando alojadas neles segundo chapas (formando uma caixa) soldadas nos perfis metálicos que compunham tais carrinhos (ver detalhes nas Figuras II.3, II.4, II.5 e II.6).

Obtida a verticalização dos tirantes de aço, daí a verticalização da carga resultante, passava-se a novo passo de carregamento em etapas ou sub-etapas, conforme a resposta da estrutura. Naturalmente, ao se estabelecer a verticalidade da carga, sua intensidade sofria uma pequena alteração relativamente ao valor anterior à eliminação da inclinação dos tirantes, tal como indicam os ressaltos na curva P-a da Figura II.8.

Ao final de cada etapa, após verticalização dos tirantes, eram efetuadas as medições indicadas na Figura II.16, após o que dava-se início a uma nova etapa. Dependendo do modelo ensaiado, realizavam-se todas ou somente algumas das medições.

Os ensaios, em sua totalidade, foram conduzidos até estágios bem avançados de deterioração da peça, encerrando-se no momento em que não havia mais nenhuma informação de interesse para se extrair, face ao estado da peça. Por outro lado, prosseguir ainda mais não seria mesmo recomendável por questões de segurança envolvendo o equipamento de ensaio e, principalmente, os técnicos que faziam as leituras do equipamento.

## II.4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS

### II.4.1. CONCRETO

O concreto foi fabricado para atender a uma resistência à compressão, aos 28 dias, de 25 MPa, sendo utilizados:

- a) cimento CP-320, marca Mauã
- b) areia média e
- c) brita 1,  $D_{\max} = 19 \text{ mm}$

A determinação da proporção entre os componentes se deu pela Dosagem Experimental segundo o método do I.N.T. [1], resultando o traço em peso:

1 : 2,2 : 3,7

com fator água/cimento de 0,60 e consumo de 315 kg de cimento por metro cúbico de concreto.

Para cada modelo concretado eram moldados seis ou sete corpos de prova cilíndricos, de 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro, mantidos imersos em água durante os primeiros quinze dias após a concretagem e depois curados nas mesmas condições dos modelos. Tais corpos de prova eram ensaiados nos dias de ensaio de cada modelo correspondente, sendo três ou quatro destinados a obtenção do módulo de elasticidade secante e da resistência à compressão e três à determinação da resistência à tração.

Os valores médios encontrados para o módulo de elasticidade secante à curva tensão-deformação, para a resistência à compressão e para a resistência à tração do concreto, determinados nos dias de ensaios, de acordo com o procedimento exposto nos itens subseqüentes, são apresentados no Quadro II.2.

#### II.4.1.A. MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade foi determinado segundo alguns preceitos da recomendação CPC-8 da RILEM [13], comentada por NAGATO [17], em seminário. Portanto, seguindo alguns pontos principais de tal recomendação, procedeu-se da seguinte forma:

1 - O módulo de elasticidade do concreto na compressão foi definido como sendo o módulo secante no último ciclo, calculado, após alguns ciclos de carregamento, pela fórmula (ver gráfico da Figura II.10):

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n}}, \text{ em N/mm}^2$$

onde

$$\sigma_a = \bar{f}/3, \text{ em N/mm}^2$$

$$\sigma_b - \text{tensão básica} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$\epsilon_{a,n}$  e  $\epsilon_{b,n}$  - valores médios de deformação medidos ... no n-ésimo carregamento

$\bar{f} = f_{ccm}$  = valor de referência da resistência do concreto à compressão.

2 - Carregamento e descarregamento feitos à velocidade de  $0,5 \pm 0,1 \text{ N/mm}^2/\text{s}$  ( $10 \text{ kN/s}$ ), entre  $\sigma_b$  e  $\sigma_a$ , até que a diferença entre os valores médios das deformações  $\epsilon_a$  e  $\epsilon_b$ , entre dois ciclos consecutivos fosse menor ou igual a  $10 \times 10^{-6}$ .

OBSERVAÇÃO: O diagrama tensão-tempo relativo ao este item não foi observado. O tempo sob carga constante era apenas o suficiente para a leitura das deformações.

3 - A medição das deformações foi executada em duas geratrizes diametralmente opostas com extensômetros mecânicos marca Huggenberger de precisão igual a  $1 \times 10^{-5}$ , com base de medição  $l_0 = 100 \text{ mm}$ , sendo tomada a média das deformações lidas. A Figura II.9 ilustra este procedimento.

4 - Se  $(\epsilon_a - \epsilon_b)_i$  (sendo  $i$  o índice da base de medição;  $i = 1, 2$  neste caso), diferissem entre si, no primeiro ciclo, de mais de 10%, realizava-se o descarregamento do corpo de prova, centralizando-o novamente. O ensaio era considerado não significativo quando não se conseguia tais desvios inferiores a 10%.



Figura II.9 - Medição das deformações específicas do corpo de prova de concreto, com extensômetro mecânico marca Huggenberger (Tensotast)

5 - O módulo de elasticidade foi determinado em três ou quatro corpos de prova de cada modelo, tirando-se a média dos valores encontrados.

6 - Quando  $f_{cc}$  diferia de mais de 20% de  $\bar{f}$ , o módulo de elasticidade correspondente era desprezado.

Cabe assinalar que não foram observadas as modificações propostas pela versão final da RILEM CPC-8, de 1975, como, por exemplo, o número de 11 ciclos de carregamento, já que os valores de  $\epsilon$ , correspondentes a cada ciclo, ficavam praticamente constantes após o quarto ou quinto ciclo.

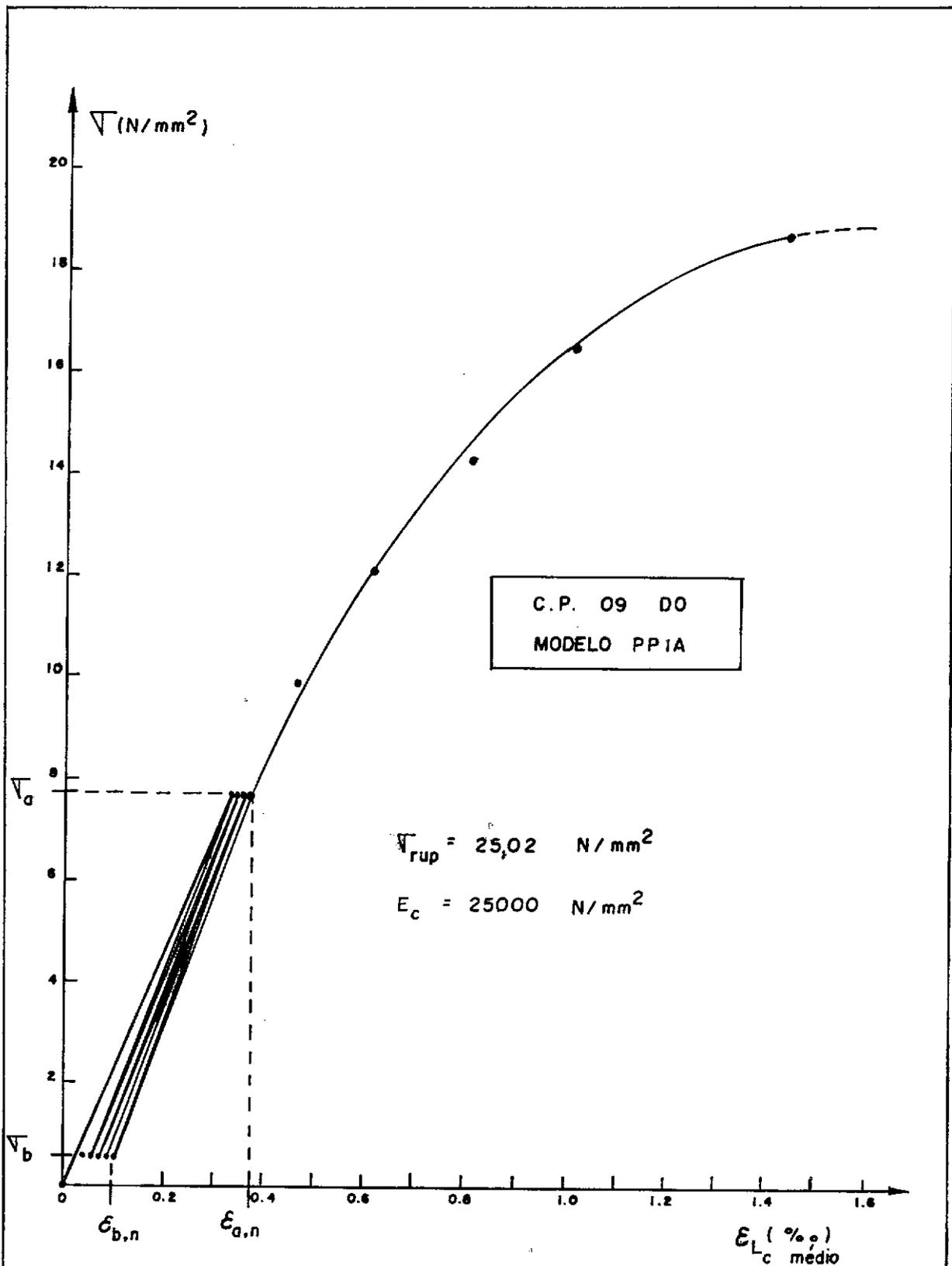


Figura 11.10 - Diagrama tensão-deformação longitudinal do concreto

### II.4.1.B. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão do concreto para cada modelo foi determinada pela média dos valores correspondentes aos três ou quatro corpos de prova utilizados na determinação do módulo de elasticidade.

### II.4.1.C. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Para cada modelo foram ensaiados três corpos de prova, tomando-se para resistência à tração do concreto a média dos valores obtidos. Os ensaios foram realizados segundo o Método Brasileiro, ou da compressão diametral, conforme RILEM [14], sendo então a resistência à tração do concreto, para o corpo de prova, calculada pela fórmula:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P_{rup}}{\pi \cdot D \cdot L}$$

onde:

$P_{rup}$  = carga de ruptura

$D$  = diâmetro do corpo de prova

$L$  = comprimento do corpo de prova

As Figuras II.11 e II.12 ilustram a realização de um ensaio por compressão diametral.



Figura II.11 - Posicionamento do corpo de prova de concreto para a determinação da resistência à tração através do ensaio de compressão diametral



Figura II.12 - Corpo de prova no ensaio de compressão diametral, mostrando-se o plano de fratura

Quadro II.2 - Características físicas do concreto

MODELO	$f_{ccm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (MPa)
PB1B	26,0	2,5	23000
PB1C	25,0	2,5	23000
PP1A	25,0	2,3	25100
PP1B	22,0	2,3	26300
P1A	29,5	3,2	26800
P1B	24,5	2,9	24000
P2A	22,0	2,3	23000
P2B	21,5	2,5	21900
P3A	23,0	2,2	26000
P3B	23,5	2,4	23600

#### II.4.2. AÇO

Para os estribos foi utilizado aço CA-60B ( $\phi = 4,2$  mm) e para as demais armaduras foi usado aço CA-50B ( $\phi = 6,3$  mm). As Figuras II.13 e II.14 mostram os diagramas tensão-deformação típicos de ensaio dos aços empregados na confecção dos modelos, enquanto que o Quadro II.3 contém os valores das características físicas desses aços (tensão de proporcionalidade, tensão de escoamento, tensão de ruptura e módulo de elasticidade). Tais números representam a média dos valores obtidos através dos ensaios de duas barras, para cada bitola, representativas de um lote correspondente de aço.

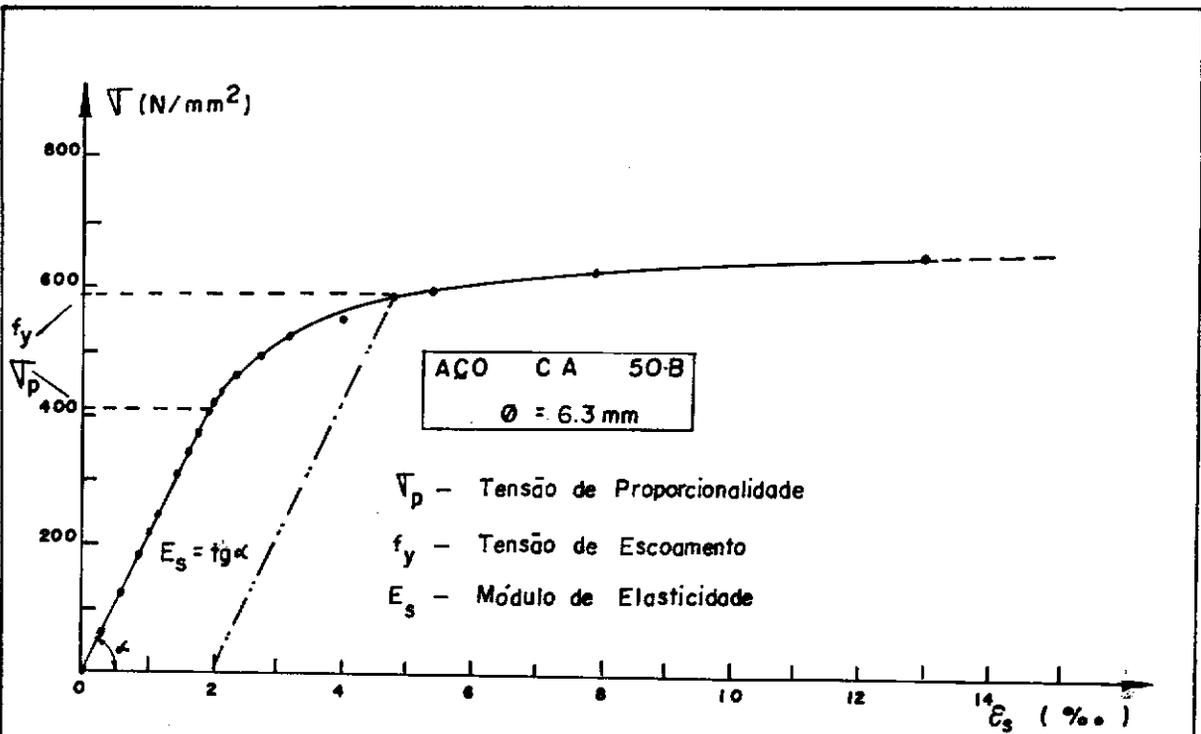


Figura II . 13 - Diagrama tensão-deformação longitudinal do aço CA - 50-B ( $\varnothing = 6,3 \text{ mm}$ )

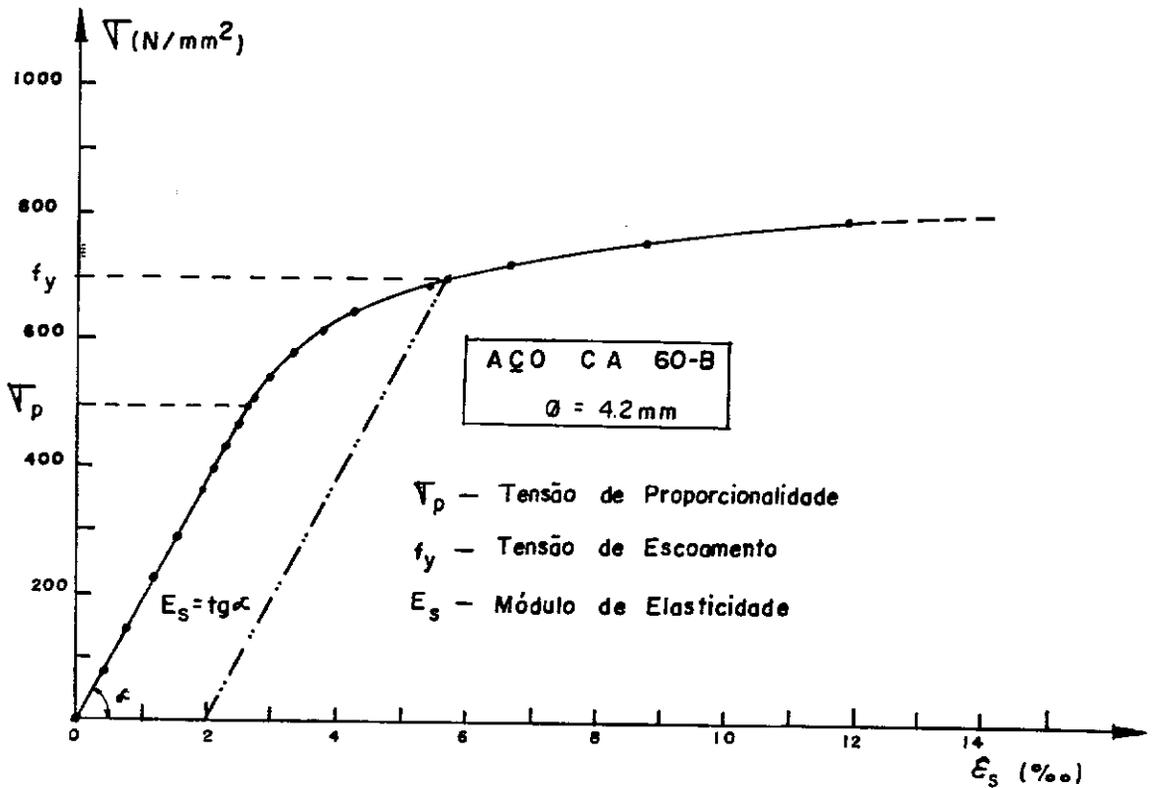


Figura II . 14 - Diagrama tensão-deformação longitudinal do aço CA 60-B ( $\varnothing = 4,2 \text{ mm}$ )

A Figura II.15 mostra uma tomada de leitura das deformações longitudinais de uma barra de aço ensaiada, com o uso simultâneo de um extensômetro mecânico Asmler, com base de medição de 100 mm e precisão de 0,01 mm, e de dois extensômetros elétricos de resistência (E.E.R.) marca Kyowa, base de medida igual a 5 mm, para posterior comparação dos valores obtidos.

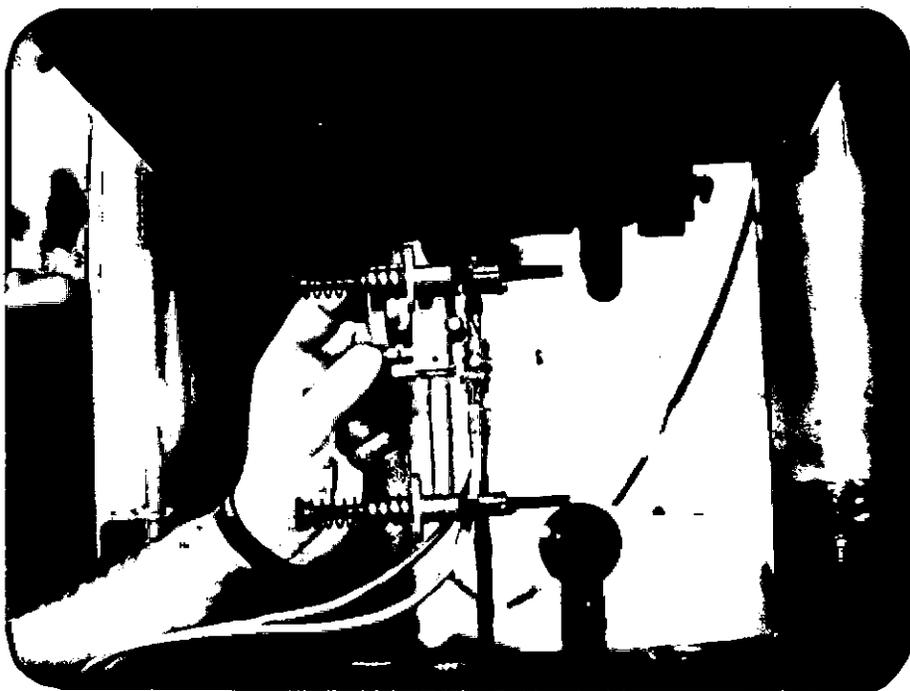


Figura II.15 - Leitura das deformações longitudinais de uma barra de aço através de extensômetros mecânicos e extensômetros elétricos de resistência

Quadro II.3 - Características físicas do aço

MODELO	TIPO DO AÇO	$\sigma_p$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\sigma_{rup}$ (MPa)	$E_s$ (MPa)
PB1B	CA-50B	390	625	878	198000
PB1C	CA-60	429	660	913	209000
PP1A	CA-50B	410	590	735	204000
PP1B	CA-60	430	660	915	209000
P1A	CA-50B	405	545	665	208000
P1B	CA-60	495	695	845	190000
P2A	CA-50B	405	545	665	208000
P2B	CA-60	495	695	845	190000
P3A	CA-50B	365	535	705	199000
P3B	CA-60	470	680	830	189000

## II.5. INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

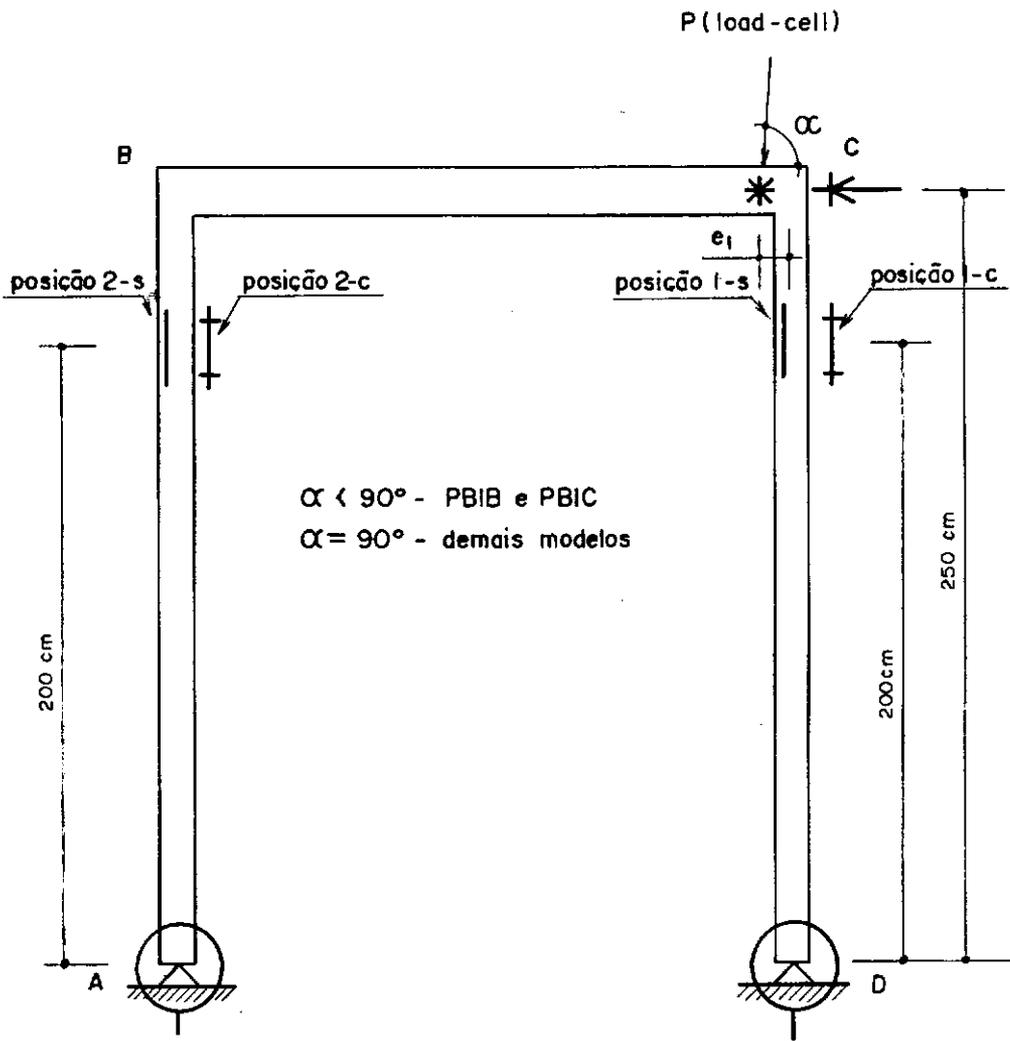
Os tipos de medições efetuadas nos modelos, assim como os instrumentos utilizados para este fim, estão indicados na Figura II.16. Deve-se ressaltar que apenas nos modelos P2A, P2B, P3A e P3B foram efetuadas todas as medições especificadas. Nos modelos P1A e P1B não foram realizadas medições de deformação específica nas posições 1-s e 2-c da Figura II.16, enquanto que nos modelos PP1A e PP1B não se efetivaram leituras de deformação nos materiais. Por outro lado, nos modelos PB1B e PB1C só foram efetuadas leituras da carga e do deslocamento horizontal. No caso específico dos modelos dos grupos I e II, o objetivo

principal dos ensaios não era ter um conjunto completo de dados sobre o comportamento desses pórticos, mas sim verificar algumas suposições e obter certas informações que, na oportunidade, se revelavam de maior interesse. Basicamente, nessa fase, a pesquisa estava dirigida no sentido de se conseguir estabelecer um bom correlacionamento entre as curvas carga P-deslocamento horizontal  $a$  teóricas e experimentais, o que não fora possível até então, sequer de forma razoável.

No final de cada etapa de carregamento eram então efetuadas as seguintes medidas:

- deformação específica do aço das armaduras longitudinais e do concreto dos pilares, nas posições indicadas;
- rotação de apoio;
- deslocamento horizontal do nó C, próximo ao ponto de aplicação da carga;
- deslocamento horizontal dos carrinhos;
- deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga;
- deslocamento dos pistões dos macacos hidráulicos;
- carregamento total atuante.

As medidas de deformações específicas foram efetuadas nas seções transversais indicadas nos pilares (Figura II.16), procurando-se fazer a instrumentação dentro de regiões de maior solicitação e, ao mesmo tempo, mantendo um certo afastamento dos cantos, tendo em vista uma confrontação mais significativa com os resultados teóricos.



\* - deslocamento vertical  $v$  (CATETÔMETRO)

← - deslocamento horizontal  $a$  (DEFLETÔMETROS, ELETRICO E MECANICO)

⊥ - deformação específica do concreto  $\epsilon_c$  (TENSOTAST)

| - deformação específica do aço  $\epsilon_s$  (EXTENSÔMETRO ELETRICO)

○ - rotação de apoio  $\theta$  (CLINÔMETRO)

Figura II.16 - Instrumentação dos modelos

### II.5.1. DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO

Na seção escolhida de cada pilar foram coladas bases de medida, duas na face interna da coluna mais afastada da carga e duas na face externa da outra coluna, sendo considerada como deformação específica da face, na seção escolhida, a média das duas leituras por face. Tal média indica pois a medida em uma POSIÇÃO, denotada por 1-c ou 2-c na Figura II.16.

As leituras foram realizadas com extensômetro mecânico marca Huggenberger (Tensotast), com base de 100 mm e sensibilidade igual a 0,001 mm.

As Figuras II.17 e II.21 mostram trechos dos pilares, pondo em evidência o posicionamento das bases de medida.

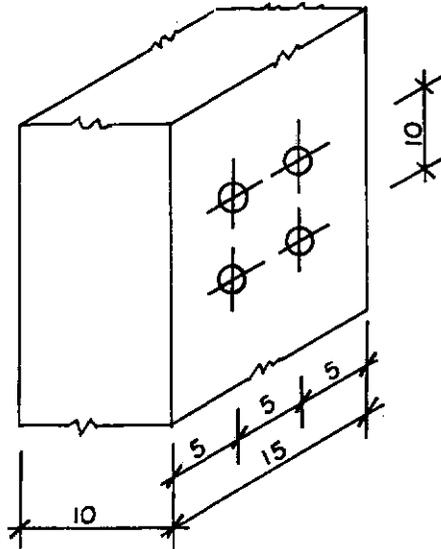


Figura II.17 - Posição das bases de medida, com extensômetro mecânico, na face de um pilar (cotas em cm)

## II.5.2. DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO AÇO

Nas seções onde foram medidas as deformações específicas do concreto, foram instrumentadas, com a mesma finalidade, barras de aço.

Em cada seção escolhida dos pilares colaram-se, nas barras de aço, dois extensômetros elétricos de resistência (POSICÕES 1-s e 2-s na Figura II.16). Assim, cada pilar tinha dois pontos instrumentados (duas barras longitudinais) em correspondência a uma só face e para a deformação específica de um leito de aço foi considerada a média das duas leituras.

Os extensômetros elétricos de resistência (E.E.R.) eram da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm, tendo sido instrumentadas duas barras simétricas em relação ao plano do pórtico. As Figuras II.18 e II.19 ilustram estes detalhes.

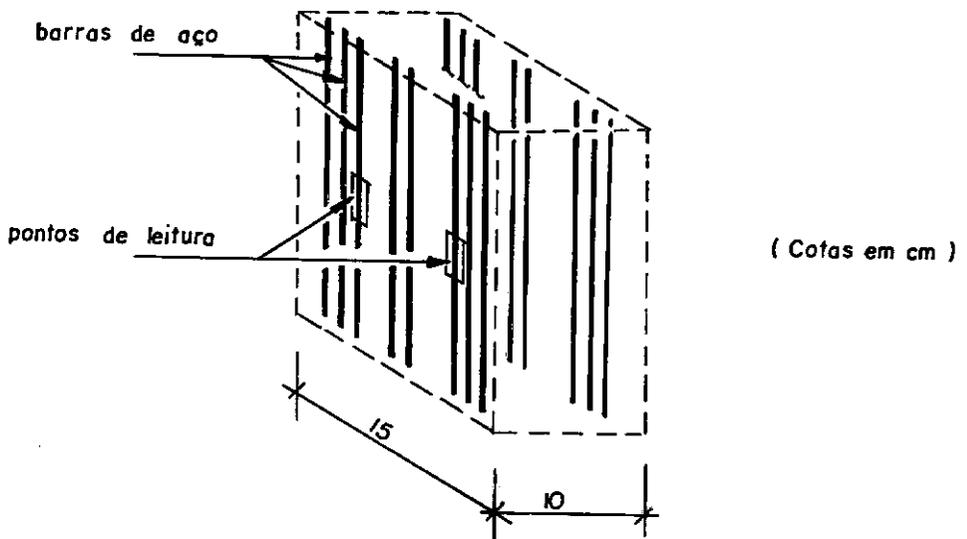


Figura II.18 - Pontos de leituras dos E.E.R. correspondentes a uma posição

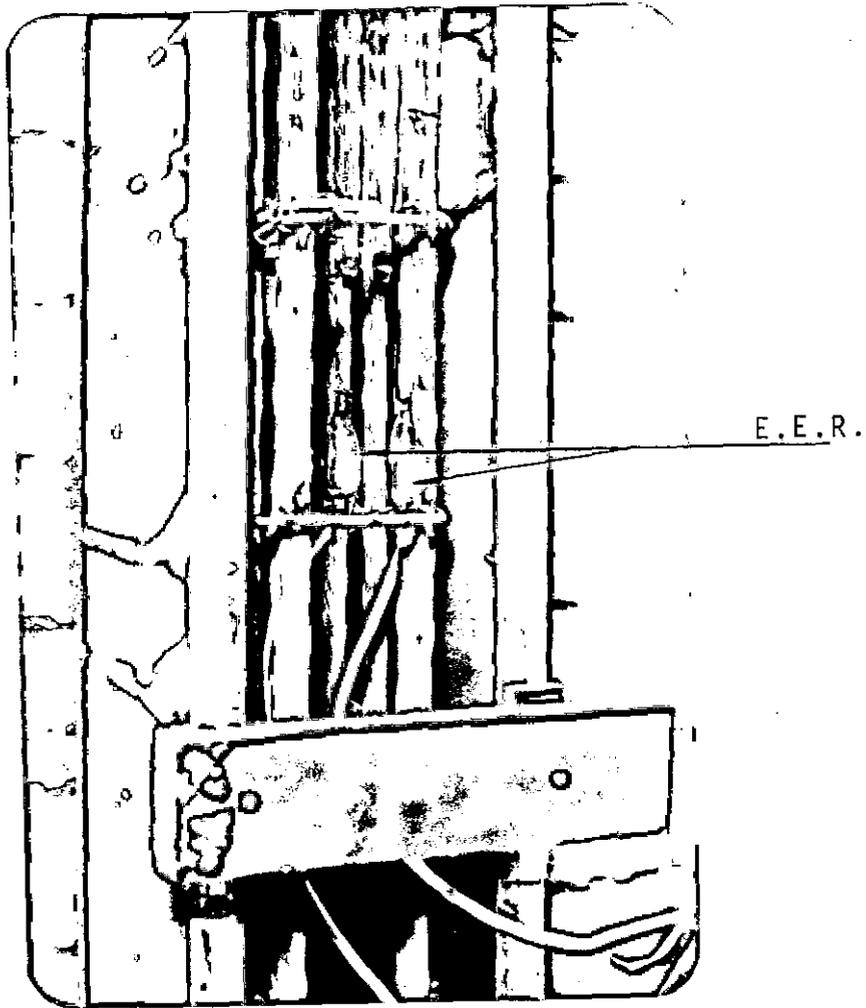


Figura II.19 - Posição dos E.E.R. nas barras de aço

### II.5.3. ROTAÇÃO DE APOIO

Foram instrumentados os apoios dos dois pilares com clinômetros de bolha marca Stoppani, de sensibilidade igual a 1". A Figura II.20 mostra o posicionamento do aparelho em um dos apoios.

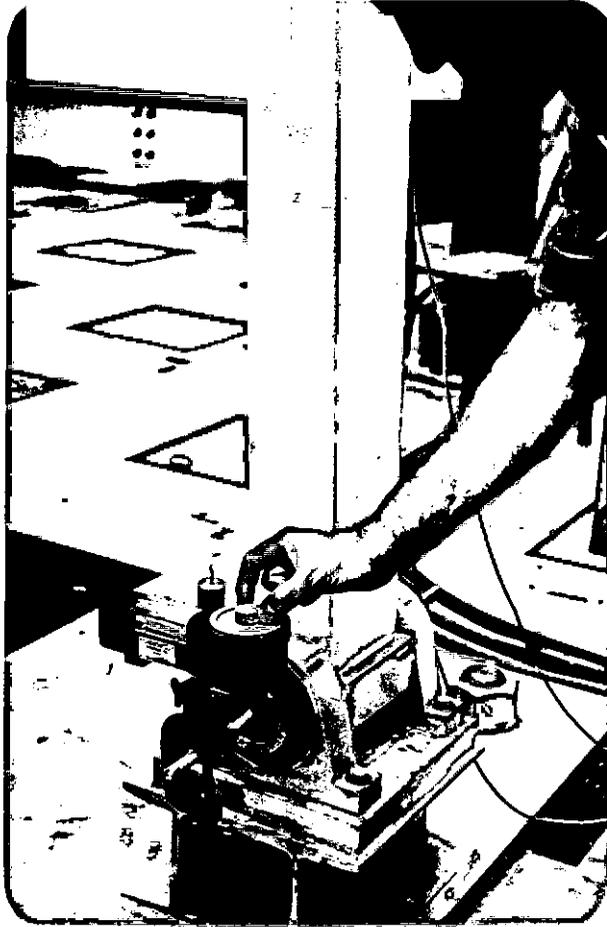


Figura II.20 - Detalhe do posicionamento dos clinômetros

#### II.5.4. DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO NÓ C

O deslocamento horizontal do nó C, próximo ao ponto de aplicação do carregamento, foi anotado e registrado com a utilização de dois aparelhos de medida. Uma das medidas foi realizada com transdutor de deslocamento linear - flexímetro elétrico da marca Kyowa - com sensibilidade de 0,1 mm e curso máximo de 100 mm, cujo sinal foi utilizado, em combinação com o sinal do *load-cell* de um dos macacos hidráulicos, para o traçado do diagrama carga vertical P-deslocamento horizontal  $\alpha$  durante o

ensaio (apresentado na Figura II.8), o que permitiu acompanhar o comportamento do modelo. A segunda medida foi mecânica, realizada com defletômetro de roldana (de curso infinito), marca Huggenberger, de sensibilidade igual a 0,1 mm.

A Figura II.21 indica o posicionamento dos pontos de medição do deslocamento horizontal do nó C.

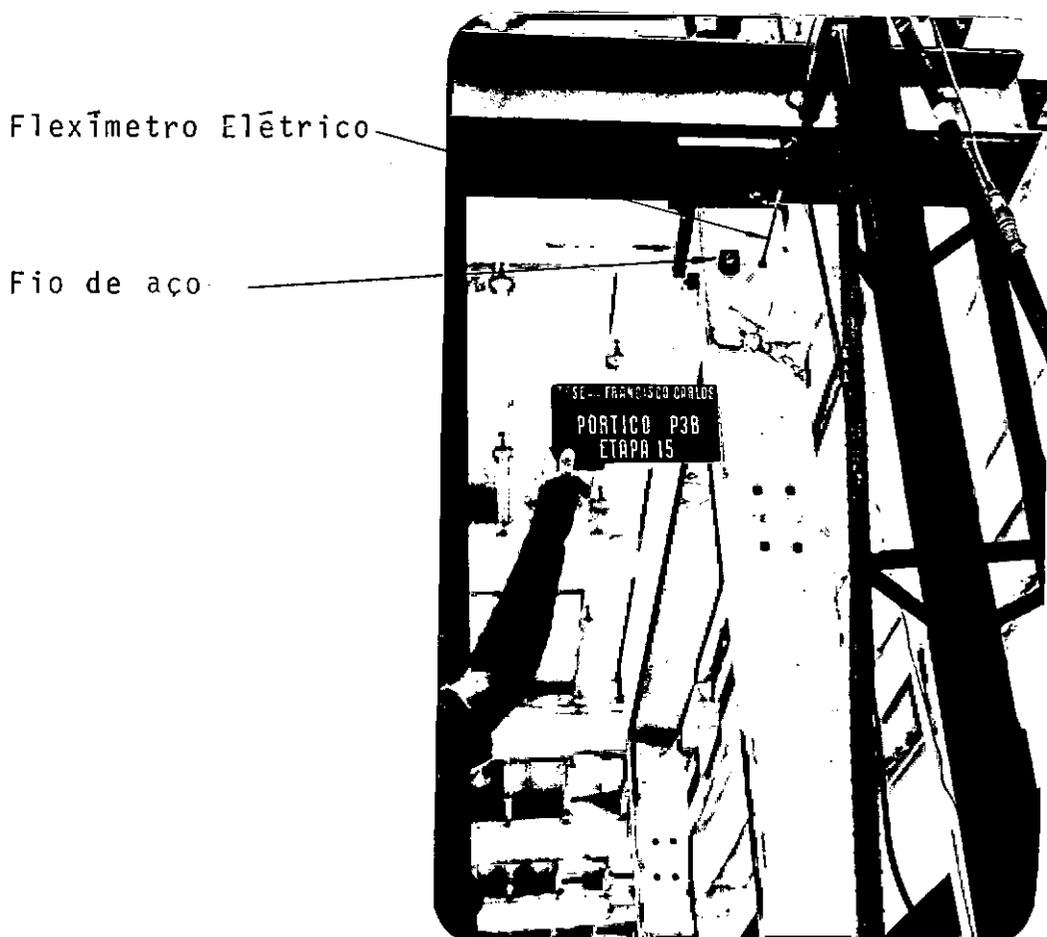


Figura II.21 - Posicionamento do flexímetro elétrico Kyowa e do ponto de fixação do fio de aço do defletômetro de roldana

A Figura II.22 mostra, de um outro ângulo, o posicionamento do transdutor de deslocamento linear.

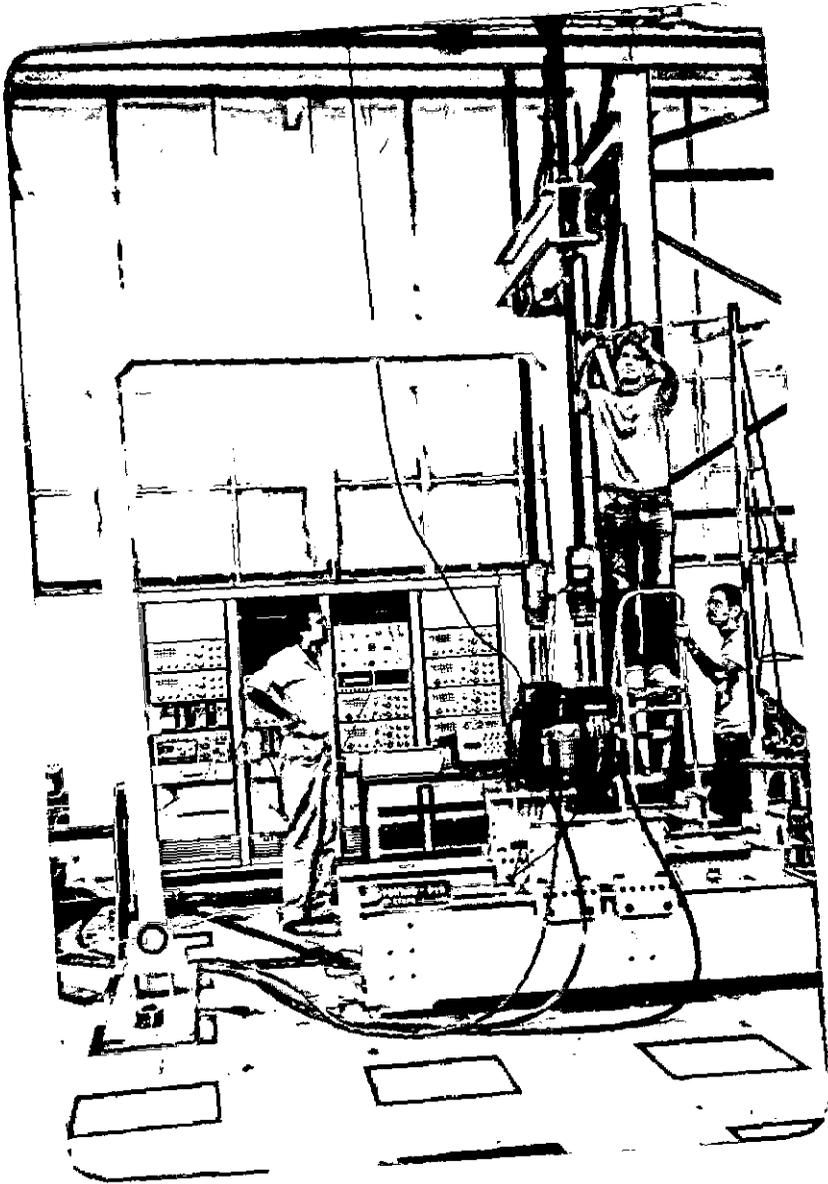


Figura II.22 - Posicionamento do transdutor de deslocamento linear (flexímetro elétrico) para registro dos deslocamentos horizontais do nó C

## II.5.5. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS CARRINHOS

Os carrinhos m3veis permitiam estabelecer a verticalidade dos pist3es dos macacos hidr3ulicos e, conseqüentemente, dos tirantes. Seus deslocamentos horizontais eram medidos por dois deflet3metros mec4nicos de curso infinito (deflet3metros de roldana) id4nticos ao usado para a medi33o do deslocamento horizontal do n3 C, pr3ximo 3 carga. A Figura II.23 mostra o detalhe da instrumenta33o para a medi33o desses deslocamentos, com os deflet3metros fixos na torre de instrumenta33o, sendo que os dois aparelhos dos extremos forneciam os deslocamentos horizontais dos carrinhos (o outro indicava o deslocamento horizontal do n3 C).

Deflet3metros de Roldana

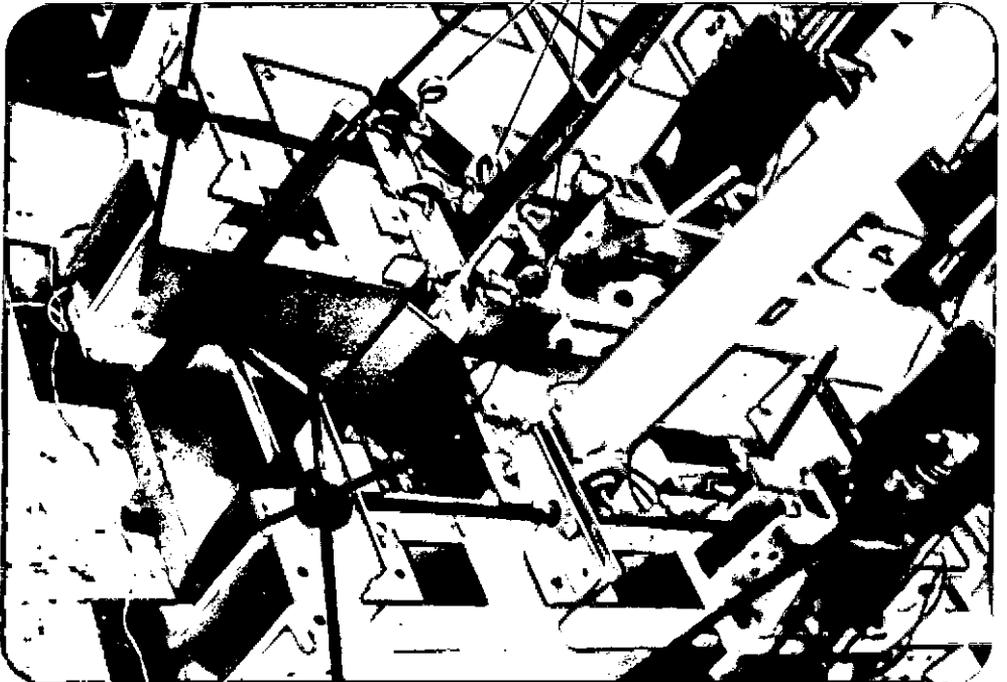


Figura II.23 - Posicionamento dos tr3s deflet3metros de roldana

## II.5.6. DESLOCAMENTO VERTICAL DO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA

Usando-se de um catetômetro marca Wild, com precisão de 0,01 mm, realizou-se a medição dos deslocamentos verticais do ponto de aplicação da carga.

A Figura II.24 mostra, no extremo direito da fotografia, o catetômetro sendo focado no ponto de visada fixado no modelo. Pode-se também observar, na mesma figura, as tomadas de leitura relativas aos defletômetros de roldana e a um dos clinômetros.

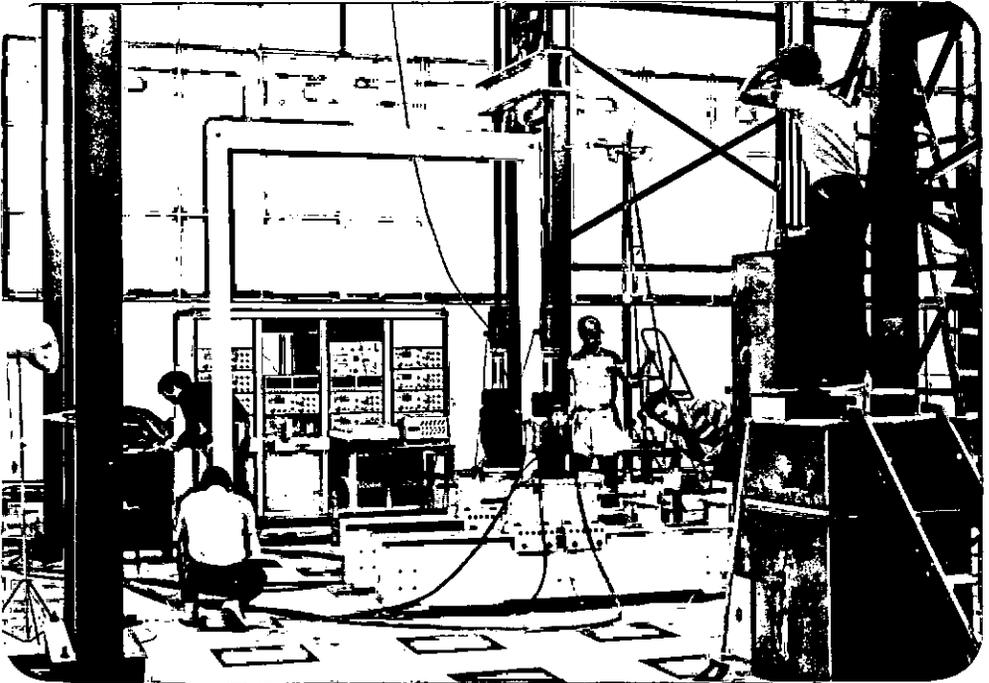


Figura II.24 - Leituras diversas ao final de uma etapa de carga

## II.5.7. DESLOCAMENTO DOS PISTÕES DOS MACACOS HIDRÁULICOS

Os deslocamentos dos pistões dos macacos hidráulicos, um deles apresentado na Figura II.25, eram obtidos através de transdutores de deslocamento instalados nos próprios macacos hidrâ-

licos.

## II.5.8. CARREGAMENTO TOTAL

A leitura do sinal da cēlula de carga (*load-cell*), montada no pistão de cada macaco, fornecia a carga atuante no tirante correspondente. Detalhes são mostrados nas Figuras II.3 a II.6 e Figura II.25.

A carga total aplicada ao pōrtico era obtida atravēs da soma das leituras correspondentes a cada *load-cell*.

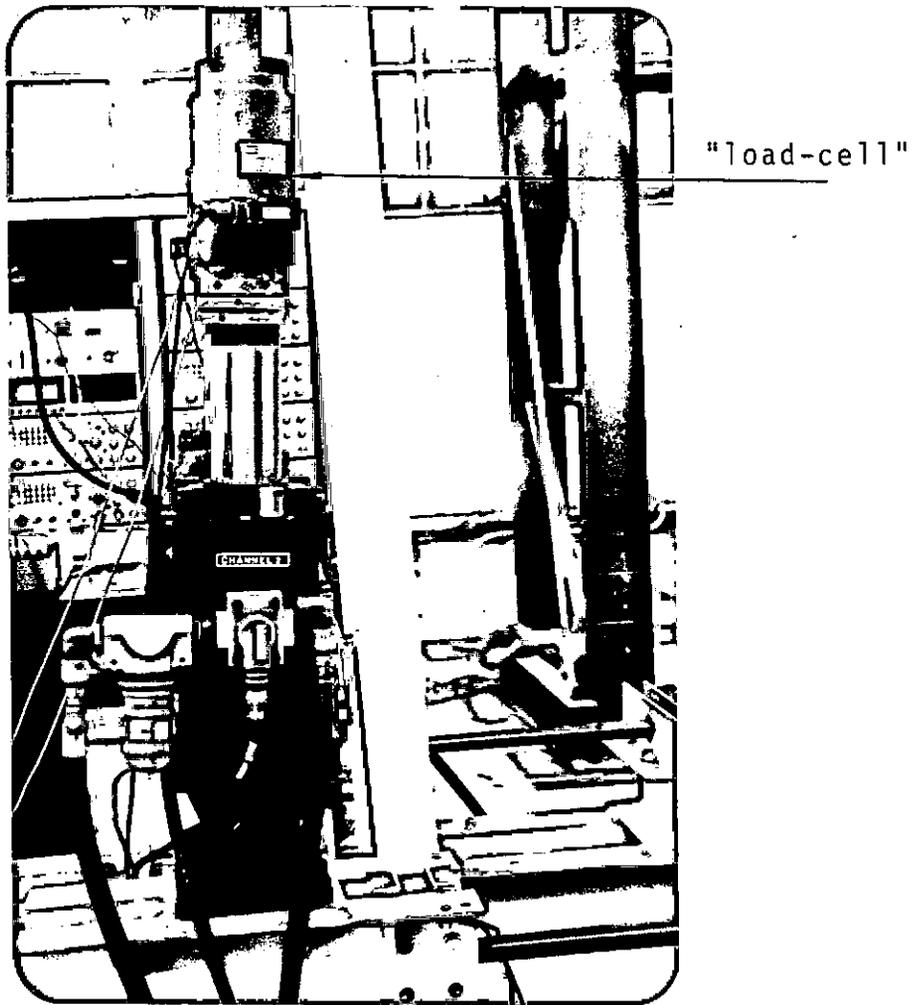


Figura II.25 - Macaco hidráulico MTS e *load-cell*

## CAPÍTULO III

### DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

#### III.1. GENERALIDADES

A armação de cada modelo era constituída de uma armadura longitudinal simétrica, tanto na viga como nos pilares, de uma armadura transversal de estribos e de uma armadura de canto, como esquematizado na Figura III.3. Nos modelos PB1B e PB1C não foram utilizados, nos cantos, barras na direção normal ao plano do pórtico e, à exceção desse detalhe, os modelos tiveram a mesma distribuição de armadura.

Convém ressaltar que, apesar de alguns modelos (grupos IV e V) terem sido ensaiados com o ponto de aplicação da carga  $P$  distante oito centímetros do eixo geométrico do pilar da direita, no dimensionamento da armadura longitudinal de todos os modelos a distância  $e_1$  foi considerada como sendo 3 cm (ver Figura II.2). Isto porque, a decisão de ensaiar com  $e_1 = 8$  cm os modelos dos grupos IV e V, e que oportunamente será justificada, foi tomada após todos os modelos já terem sido confeccionados.

## III.2. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

### III.2.1. PILARES

O dimensionamento das armaduras longitudinais das colunas foi efetuado tendo por base o método aproximado do momento complementar, apresentado no boletim nº 123 do C.E.B. [ 4 ].

Segundo o método aproximado do C.E.B., aplicável a colunas de seção transversal constante e armadura longitudinal simetricamente distribuída, as colunas longas devem ser dimensionadas como curtas, para um esforço normal  $N$ , constante ao longo do eixo da peça, e para um momento fletor  $M$ , dado por:

$$M = M_1 + M_2$$

em que:

$M$  - momento fletor total de dimensionamento

$M_1$  - momento fletor de primeira ordem

$M_2$  - momento fletor de segunda ordem (momento complementar)

O esforço normal  $N$  e o momento de primeira ordem  $M_1$  foram determinados por uma análise linear através de computador estando os pórticos submetidos a uma carga vertical (mesmo para os modelos com o carregamento da Figura I.10),  $P = 100$  kN, com uma distância de três centímetros em relação ao eixo geométrico do pilar da direita (portanto de acordo com o esquema da Figura

II.3).

A avaliação do momento complementar  $\bar{e}$  é feita por meio da expressão aproximada indicada a seguir:

$$M_2 = N \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_e^2}{10}$$

onde:

$l_e$  - comprimento de flambagem

$\frac{1}{r}$  - curvatura na metade do comprimento de flambagem

A curvatura deve ser obtida por intermédio das expressões:

$$\frac{1}{r} = \frac{(0,0035 + \frac{f_s}{E_s})}{h} \quad \text{para } v \leq 0,5$$

ou

$$\frac{1}{r} = \frac{(0,0035 + \frac{f_s}{E_s})}{2 \cdot v \cdot h} \quad \text{para } v > 0,5$$

em que:

$v = \frac{N}{N_c}$  - esforço normal reduzido, com  $N_c = A_c \cdot f_c$

$A_c$  - área da seção de concreto

$f_c = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_n}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do concreto

$\gamma_c$  - coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (em geral,  $\gamma_c = 1,5$ )

$\gamma_n$  - coeficiente de comportamento ( $\gamma_n = 1,2$ )

$f_s = \frac{f_y}{\gamma_s \cdot \gamma_n}$  - valor de cálculo da tensão de escoamento do aço

$\gamma_s$  - coeficiente de minoração da tensão de escoamento do aço ( $\gamma_s = 1,15$ )

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço

$h$  - altura da seção transversal no plano de solicitação

Uma vez obtido o momento complementar, procede-se ao cálculo da armadura necessária, tendo em vista o par de esforços solicitantes,  $N$  e  $M = M_1 + M_2$ , e os valores de  $f_c$  e  $f_s$  especificados no parágrafo anterior.

Na utilização do método aproximado no dimensionamento dos pilares dos modelos ensaiados, não foram introduzidos quaisquer coeficientes, quer aplicados às ações, como também aos materiais (inclusive o coeficiente 0,85), bem como não foi considerada nenhuma excentricidade adicional na avaliação do momento de primeira ordem.

No que se refere ao comprimento de flambagem das colunas, necessário para a utilização do método de dimensionamento, sua determinação foi efetuada a partir das expressões indicadas na Figura III.1, as quais se adaptam perfeitamente aos modelos ensaiados, sendo prescritas pela ONORM B-200, 9ª parte, e apresentadas por LEONHARDT [15].

O Quadro III.1 apresenta os comprimentos de flambagem e os índices de esbeltez para os pilares de cada modelo.

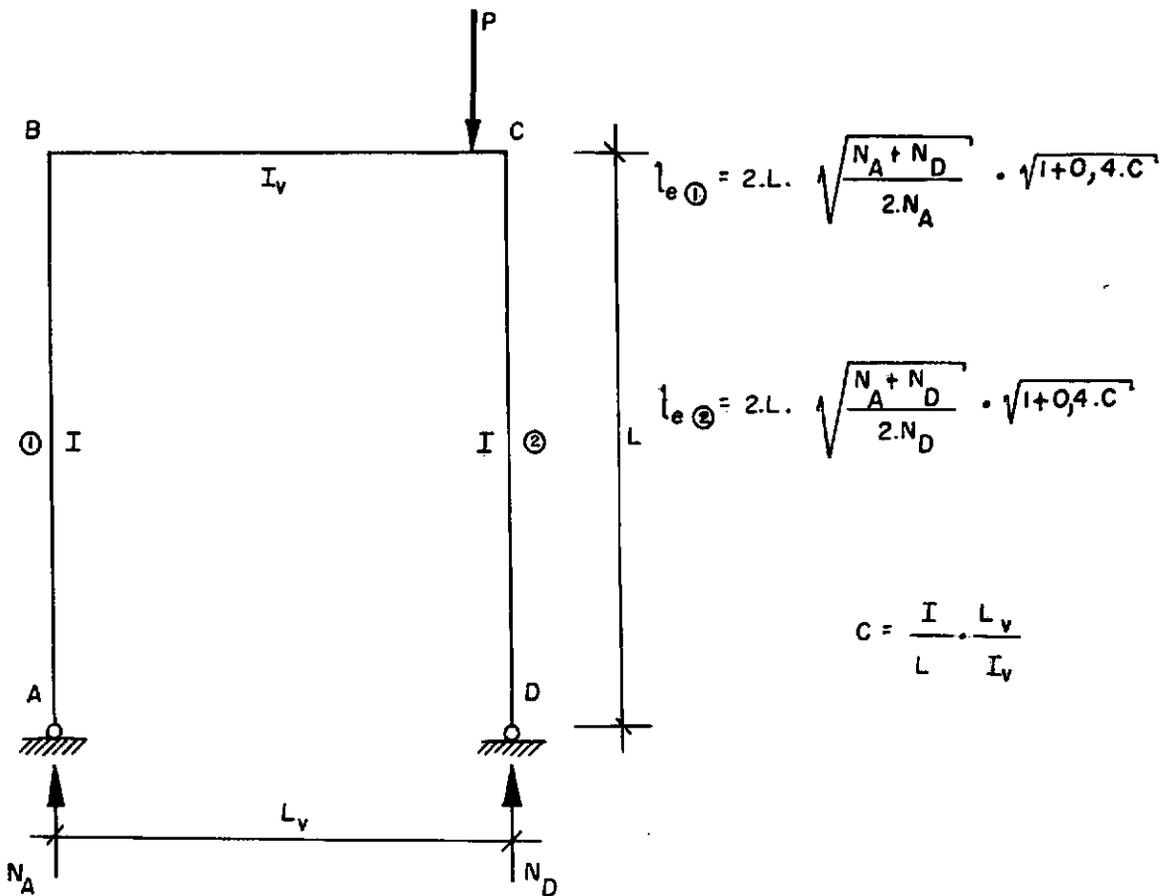


Figura III.1 - Comprimento de flambagem dos pilares (pe-  
la ONORM B-200, 9ª parte)

Quadro III.1 - Comprimento de flambagem dos pilares

MODELO	$N_A$ (kN)	$N_D$ (kN)	$l_{e\theta}$ (cm)	(ÍNDICE <sup><math>\lambda</math></sup> DE ESBELTEZ)	$l_{e\theta}$ (cm)	(ÍNDICE <sup><math>\lambda</math></sup> DE ESBELTEZ)
PP1A	1,5	98,5	3020	1045	373	129
PP1B	1,5	98,5	3020	1045	373	129
P1A	1,5	98,5	3020	1045	373	129
P1B	1,5	98,5	3020	1045	373	129
P2A	1,5	98,5	2944	1019	363	126
P2B	1,5	98,5	2944	1019	363	126
P3A	1,5	98,5	2916	1009	360	125
P3B	1,5	98,5	2916	1009	360	125

antes de dimensionamento (Quadro III.3):

Adotando-se:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa (aço CA 50-B)}$$

e aplicando-se o método aos pilares mais comprimidos dos pórticos, foram obtidos os seguintes esforços solicitantes para o dimensionamento (Quadro III.2).

Quadro III.2 - Esforços solicitantes para os pilares mais comprimidos

MODELO	N (kN)	M <sub>1</sub> (kN · cm)	M <sub>2</sub> (kN · cm)	M (kN · cm)
PP1A	98,5	39	806	845
PP1B	98,5	39	806	845
P1A	98,5	39	806	845
P1B	98,5	39	806	845
P2A	98,5	19	763	782
P2B	98,5	19	763	782
P3A	98,5	11	751	762
P3B	98,5	11	751	762

Seguindo o mesmo procedimento, para os pilares sob menor esforço normal, foram determinados os seguintes esforços solicitantes de dimensionamento (Quadro III.3):

Quadro III.3 - Esforços solicitantes para os pilares menos comprimidos

MODELO	N (kN)	M <sub>1</sub> (kN · cm)	M <sub>2</sub> (kN · cm)	M (kN · cm)
PP1A	1,5	39	804	843
PP1B	1,5	39	804	843
P1A	1,5	39	804	843
P1B	1,5	39	804	843
P2A	1,5	19	764	783
P2B	1,5	19	764	783
P3A	1,5	11	750	761
P3B	1,5	11	750	761

### III.2.2. VIGAS

Para o dimensionamento das vigas foram considerados os seguintes esforços solicitantes:

$$N_v = 0$$

$$M_v = M_p + N_p \cdot e_1$$

tal como se depreende da Figura III.2.

Fazendo-se os cálculos para os diversos modelos, pode-se compor o Quadro III.4.

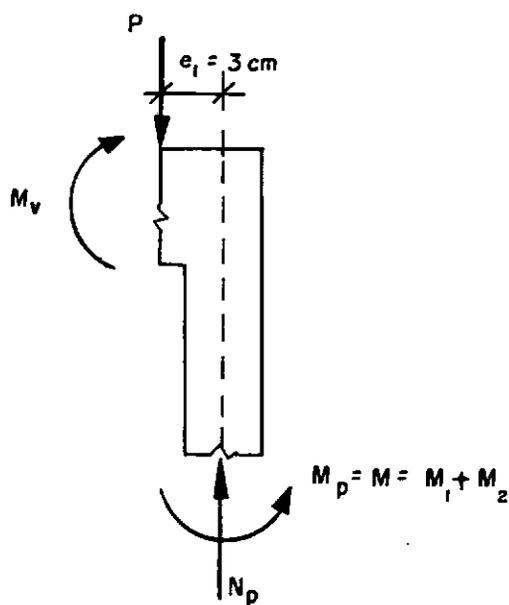


Figura III.2 - Momento fletor para o dimensionamento da viga

Quadro III.4 - Momentos fletores nas vigas

MODELO	$M_p$ (kN · cm)	$N_p \cdot e_1$ (kN · cm)	$M_v$ (kN · cm)
PP1A	845	296	1141
PP1B	845	296	1141
P1A	845	296	1141
P1B	845	296	1141
P2A	782	296	1078
P2B	782	296	1078
P3A	762	296	1058
P3B	762	296	1058

### III.3. DIMENSIONAMENTO E DETALHES DAS ARMADURAS

Com os esforços totais apresentados nos Quadros II.2, III.3 e III.4 utilizando o programa FLECO, elaborado por YAMAGATA [21] e destinado ao dimensionamento de seções solicitadas à flexão composta normal, calcularam-se as seções de ferro necessárias para cada pilar e viga dos modelos mencionados.

#### III.3.1. PILARES

De posse das armaduras longitudinais necessárias para cada coluna dos modelos, optou-se em adotar a mesma armadura nos dois pilares, considerando-se, então, o maior entre os dois valores calculados.

As seções de ferros,  $A_{sp}$ , por face, em área necessária e em número de barras correspondente em bitola comercial, são mostradas nos Quadros III.5 e III.6, respectivamente.

#### III.3.2. VIGAS

No cálculo das armaduras necessárias para as vigas dos modelos também não foi introduzido qualquer tipo de coeficiente.

Os quadros III.5 e III.6, respectivamente, mostram as seções de ferros necessárias,  $A_{sv}$ , em área e em número de barras correspondente, por face do elemento.

### III.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL E DE CANTO

Como armadura transversal, foram adotados estribos com  $\phi = 4,2$  mm, aço CA 60-B, e espaçamento de 10 cm constante ao longo de todo o pórtico.

No que se refere aos cantos, em ambos foi utilizada uma armadura inclinada, cujas áreas e número de barras correspondente, por canto, estão indicados nos Quadros III.5 e III.6, respectivamente. Esta armadura teve por objetivo aumentar a resistência do canto com tração na parte interna (no caso, o canto mais próximo à carga), sendo repetida, para o outro canto, por questões de simetria.

Nos modelos P1A, P1B e P2B, como se depreende do Quadro II.1 e se observa na Figura II.1, o detalhe de canto foi modificado, com a presença também de mísulas.

Em todos os cantos dos modelos, exceto em PB1B e PB1C, foram também dispostas quatro barras na direção normal ao plano do modelo.

Cabe frisar que, segundo pesquisa realizada por DOMINGUES [7], envolvendo alguns tipos de detalhes de canto usualmente empregados no Brasil (para cantos com tração na parte interna), o detalhe constituído de mísula, ferros inclinados e ferros dispostos na direção normal ao plano do pórtico (em destaque na Figura III.3), revelou ser o mais eficiente.

Quadro III.5 - Armaduras dos modelos

MODELO	$A_{sp}^*$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sv}^*$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sc}^{**}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{scn}^{**}$ (cm <sup>2</sup> )	ESTRIBOS (cm <sup>2</sup> /m)
PB1B	2,50	2,00	0,94	0	2,78
PB1C	2,50	2,00	0,94	0	2,78
PP1A	2,60	2,00	0,94	1,24	2,78
PP1B	2,60	2,00	0,94	1,24	2,78
P1A	2,60	2,00	0,94	1,24	2,78
P1B	2,60	2,00	0,94	1,24	2,78
P2A	2,50	1,30	0,94	1,24	2,78
P2B	2,50	1,30	0,94	1,24	2,78
P3A	2,40	1,00	0,94	1,24	2,78
P2B	2,40	1,00	0,94	1,24	2,78

\* por face

\*\* por canto

Quadro III.6 - Especificação das armaduras dos modelos

MODELO	$A_{sp}^*$ ( $\phi$ 6,3 mm)	$A_{sv}^*$ ( $\phi$ 6,3 mm)	$A_{sc}^{**}$ ( $\phi$ 6,3 mm)	$A_{scn}^{**}$ ( $\phi$ 6,3 mm)	ESTRIBOS ( $\phi$ 4,2 mm)
PB1B	8	7	3	0	1 $\phi$ cd 10
PB1C	8	7	3	0	1 $\phi$ cd 10
PP1A	8	7	3	4	1 $\phi$ cd 10
PP1B	8	7	3	4	1 $\phi$ cd 10
P1A	8	7	3	4	1 $\phi$ cd 10
P1B	8	7	3	4	1 $\phi$ cd 10
P2A	8	4	3	4	1 $\phi$ cd 10
P2B	8	4	3	4	1 $\phi$ cd 10
P3A	8	3	3	4	1 $\phi$ cd 10
P3B	8	3	3	4	1 $\phi$ cd 10

\* por face

\*\* por canto

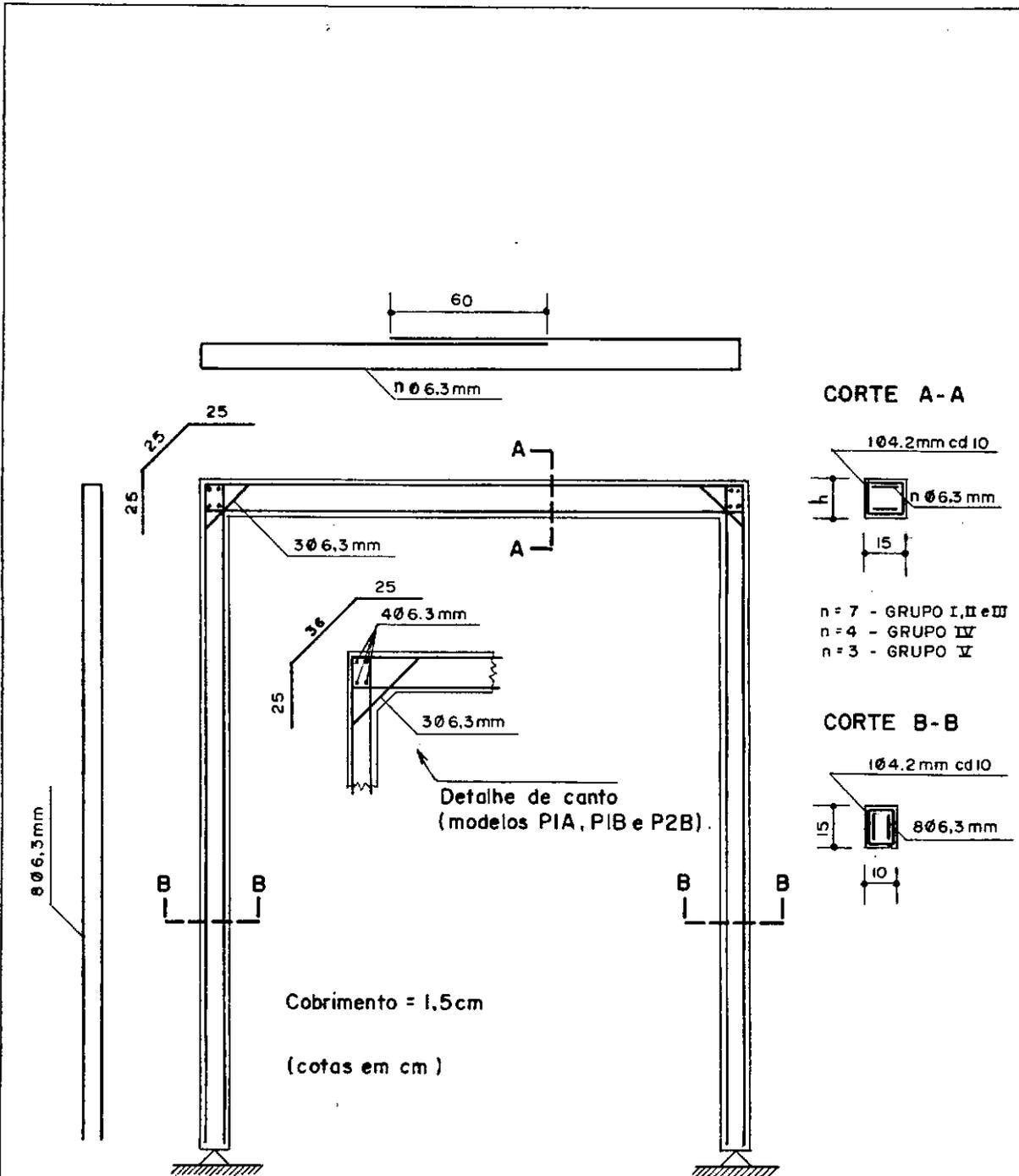


Figura III.3 - Detalhe da armação dos modelos

### III.3.4. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

O detalhamento global das armaduras é indicado na Figura III.3, sendo que as barras longitudinais dos pilares de todos os modelos e das vigas dos modelos PB1B, PB1C, PP1A, PP1B, P1A e P1B, foram armadas em feixes de duas ou três barras por feixe, isto para uma concretagem eficiente.

Nas Figuras III.3 a III.7 veem-se os detalhes de armação.

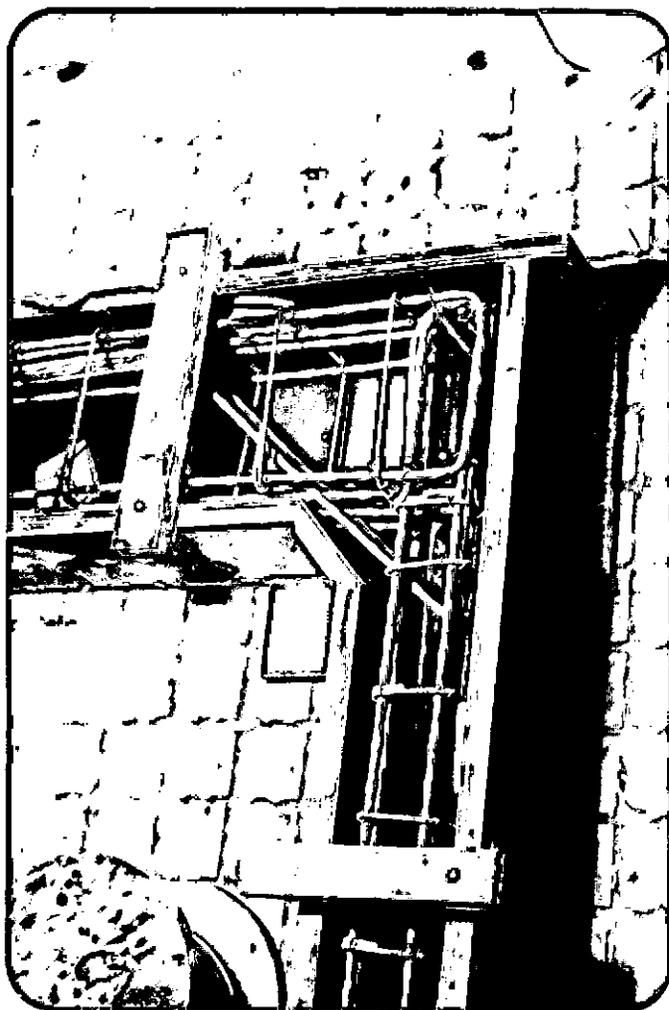


Figura III.4 - Detalhe de canto do modelo P2B



Figura III.5 - Detalhe de canto dos modelos P3A e P3B

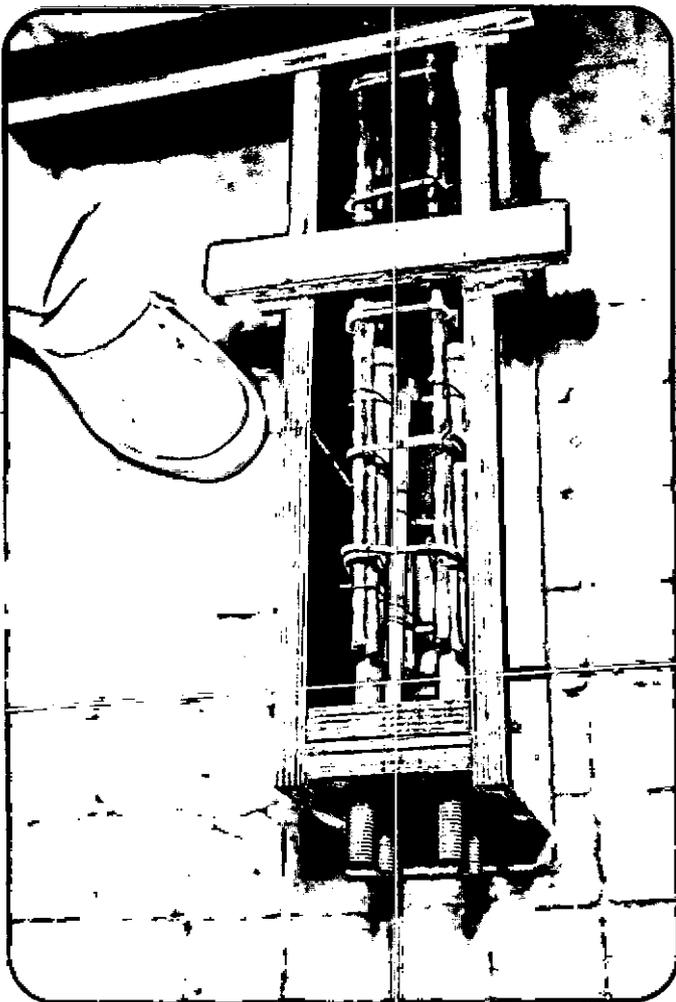


Figura III.6 - Detalhe dos parafusos de fixação dos apoios rotulados

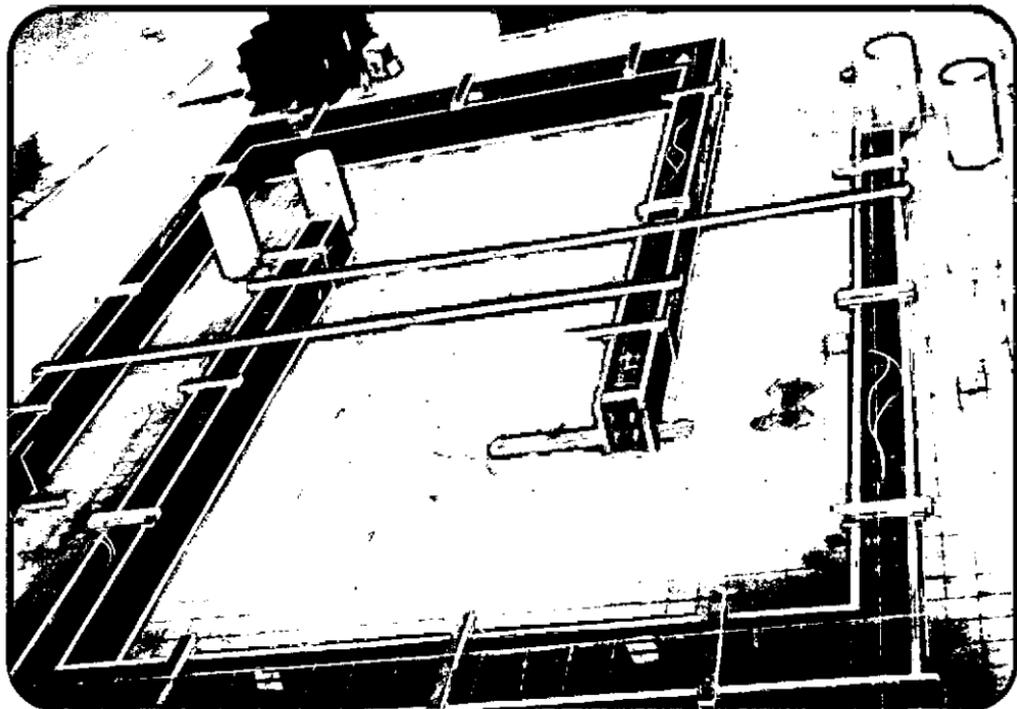


Figura III.7 - Vista geral da armação e formas

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISE TEÓRICA

#### IV.1. PROGRAMA AUTOMÁTICO PORT2

O programa automático PORT2, para a análise não-linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado, foi desenvolvido a partir do programa PORT1, elaborado por GARCIA [10], e teve sua versão inicial concluída em 1981. Posteriormente, em 1982 e 1983, sofreu algumas modificações e aditamentos, objetivando sempre aprimorá-lo, com a finalidade de se obter uma simulação teórica adequada dos ensaios de flambagem realizados na COPPE. Dentro deste espírito, novas expansões certamente ocorrerão, procurando-se estabelecer, dentro dos limites possíveis de serem atingidos, uma ajustagem cada vez melhor entre resultados teóricos e experimentais.

Em termos gerais, o programa adota uma formulação Lagrangeana atualizada (isto é, com atualização das coordenadas nodais), utilizando, como algoritmo de solução, o método de Newton-Raphson. Na realidade, trata-se de uma extensão, engloban-

do também a não-linearidade física, do algoritmo apresentado no livro de COOK [ 5 ], para o caso apenas de não-linearidade geométrica. A utilização desta formulação mais refinada justifica-se pelo fato de que, somente assim, logrou-se obter o ramo descendente das curvas teóricas carga-deslocamento dos pórticos ensaiados. As tentativas neste sentido, realizadas com programas em que não se faz atualização das coordenadas nodais como, por exemplo, os programas PORT1 e PORT3 (este último, também elaborado por Garcia-1982, trabalha somente por controle de deslocamentos), só possibilitaram, no máximo, a obtenção de um trecho pequeno de ramo descendente, não se conseguindo mais convergência pouco depois de ser atingida a carga máxima.

Em sua versão atual, o programa PORT2 permite que sejam analisados pórticos dotados de elementos de seção transversal de concreto retangular ou circular (pode-se, sem grande dificuldade, se for de interesse, generalizar o tipo de seção de concreto), com qualquer distribuição de armadura, desde que simétrica em relação ao plano do pórtico e constante ao longo do elemento. Paralelamente, são previstos também, no pórtico, elementos especiais, de material elástico linear e articulados nas extremidades, que podem por exemplo, reproduzir apoios inclinados (considerando-se a rigidez axial "infinita"). No entanto, e este foi o motivo principal para que fossem criados, a consideração, no pórtico, de um elemento deste tipo, submetido a decréscimos uniformes de temperatura, possibilita, como se verá mais adiante, uma simulação teórica adequada para os ensaios com o esquema de carregamento da Figura I.10.

No que se refere ao carregamento, o programa só admite cargas de curta duração aplicada diretamente aos nós sendo que,

num processo de carregamento por etapas, pode-se estabelecer algumas cargas que terão sua intensidade sempre mantida constante.

No que diz respeito a condições de apoio, os deslocamentos prescritos podem ser iguais ou diferentes de zero, sendo que, neste último caso, não precisam ser necessariamente mantidas com valor constante num processo de carregamento por etapas. Como se verá mais adiante, este fato será utilizado na simulação teórica dos ensaios com o esquema de carregamento da Figura II.3.

Quanto aos materiais, para o aço tipo A adota-se um diagrama trilinear, que considera o endurecimento, conforme sugerido por SARGIN [19], enquanto que, para o aço tipo B, utiliza-se um diagrama um pouco mais geral do que o proposto no boletim nº 124/125-F do C.E.B. [2] que, no caso de se considerar  $\sigma_p = 0,7 f_y$ , recai no indicado pelo C.E.B. e, para o concreto comprimido, adota-se a lei proposta por SARGIN [19], que procura englobar fatores como a influência do cintamento dos estribos e o gradiente de deformações na seção. Deve-se frisar, entretanto, que tanto para o aço, como para o concreto, supõe-se que o diagrama de carga coincida com o de descarga. Além disso, considera-se a resistência à tração do concreto, segundo o enfoque adotado por MAIA [16] que, na análise de uma seção, introduz um módulo de elasticidade fictício, para a região tracionada, visando representar o comportamento médio de um trecho de elemento fissurado. Cabe ressaltar ainda que, no programa, não se impõe nenhuma limitação teórica para o valor das deformações dos materiais.

## IV.2. GEOMETRIA INICIAL DOS MODELOS ENSAIADOS

Por mais cuidadosa que seja a confecção de um modelo, sempre existem imperfeições construtivas que, na realidade, são impossíveis de serem evitadas. Dependendo da ordem de grandeza destas imperfeições, em certas situações, a sua influência no comportamento da estrutura pode tornar-se importante.

No caso específico dos modelos ensaiados, uma imperfeição simples de ser quantificada e que é conveniente se considerar nas análises teóricas, tendo em vista a comparação com os resultados experimentais, é a não verticalidade perfeita do eixo geométrico dos pilares. Acrescente-se mesmo que, no caso específico dos pórticos ensaiados segundo o esquema de carregamento da Figura II.3, procurou-se introduzir, na própria confecção dos modelos, uma inclinação intencional de aproximadamente  $1,5/250$ , no sentido indicado na Figura IV.1, visando obrigar que o deslocamento lateral do pórtico, no ensaio, ocorresse neste mesmo sentido, pois não seria desejado que se desse para o lado contrário, face ao próprio esquema de montagem do ensaio.

Para cada pórtico, antes de ser iniciado o respectivo ensaio, foram efetuadas medições, visando estabelecer o afastamento do eixo dos pilares da vertical, definindo, assim, o que se denomina geometria inicial dos modelos. No Quadro IV.1, estão apresentados os resultados das medições realizadas enquanto que, na Figura IV.1, são indicados os pontos de medição.

Deve-se ressaltar que para os modelos PB1B, PP1A e P3A, os valores de  $w$  correspondem, respectivamente, a uma quarta,

uma segunda e também uma segunda leitura da geometria inicial pois, por três vezes no primeiro caso e, por uma vez nos demais, houve descarregamento total dos pórticos, decorrente de problemas técnicos na máquina de ensaio. No modelo PB1B, os descarregamentos verificaram-se para valores de  $P$  da ordem de 75, 90 e 140 kN, para o modelo PP1A o descarregamento aconteceu para um valor da carga de aproximadamente 60 kN enquanto que, para o modelo P3A, o descarregamento verificou-se para um valor de  $P$  da ordem de 140 kN.

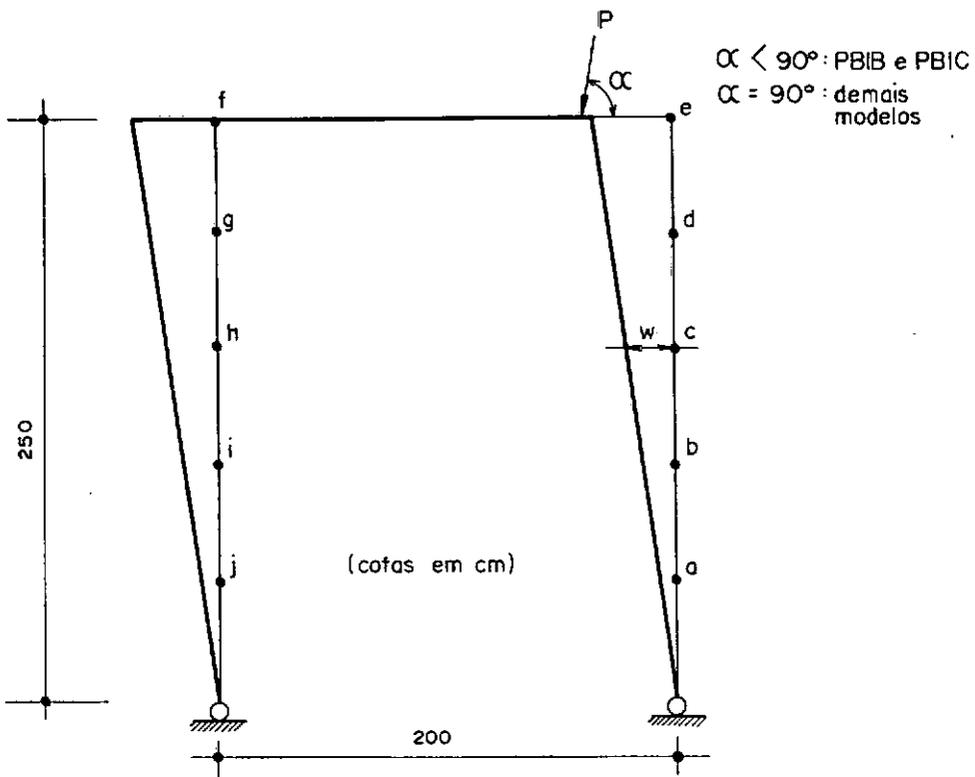


Figura IV.1 - Geometria inicial dos modelos

Quadro IV.1 - Geometria inicial dos modelos ensaiados

PONTO	w (cm)									
	PB1B	PB1C	PP1A	PP1B	P1A	P1B	P2A	P2B	P3A	P3B
a	0,50	0,15	1,00	0,50	0,70	0,85	0,44	0,70	0,30	0,10
b	1,15	0,40	2,10	1,05	1,40	1,70	0,59	1,10	0,61	0,40
c	1,80	0,55	3,15	1,50	1,95	2,20	0,84	1,40	0,91	1,10
d	2,35	0,60	4,00	1,75	2,50	2,70	1,39	1,60	1,22	1,60
e	3,00	0,70	4,90	1,85	2,80	3,00	1,84	2,10	1,52	1,89
f	2,30	0,40	4,95	1,85	1,50	3,40	1,89	2,67	1,62	2,42
g	1,80	0,25	4,15	1,70	1,20	2,90	1,54	2,25	1,30	2,00
h	1,30	0,15	3,30	1,40	1,05	2,00	1,14	1,65	0,97	1,55
i	0,80	0,10	2,35	1,00	0,90	1,10	0,84	0,95	0,65	1,50
j	0,40	0,05	1,15	0,45	0,45	0,55	0,39	0,25	0,32	0,80

### IV.3. SIMULAÇÃO TEÓRICA DOS ENSAIOS DOS MODELOS DO GRUPO I

Para simular teoricamente os ensaios destes modelos, considerou-se, incluído ao pórtico, um elemento especial do tipo mencionado anteriormente, isto é, de material linearmente elástico e articulado nas duas extremidades, o qual foi submetido a decréscimos uniformes de temperatura,  $\Delta T$ , como representado na Figura IV.2. A cada valor de  $\Delta T$ , a força de tração neste elemento representa a carga  $P$  aplicada ao pórtico e, admitindo-se valores sempre crescentes (em módulo) de  $\Delta T$ , obtêm-se diversos  $P$ , variando de intensidade e inclinação, reproduzindo-se, desta



#### IV.4. SIMULAÇÃO TEÓRICA DOS ENSAIOS DOS MODELOS DOS GRUPOS II A V

Na simulação teórica dos ensaios destes modelos, introduziu-se, no pórtico, um apoio fictício, ao qual foram impostos deslocamentos verticais,  $\Delta$ , com o sentido indicado na Figura IV.3. A cada valor de  $\Delta$ , a reação neste apoio representa a carga  $P$  aplicada ao pórtico. Assim, admitindo-se valores sempre crescentes de  $\Delta$ , pode-se reproduzir os ensaios segundo o esquema de carregamento da Figura II.3. Associando-se, então, a cada  $\Delta$ , os correspondentes valores de  $P$  e  $\alpha$ , constroem-se as curvas teóricas carga-deslocamento das Figuras V.2 a V.5.

Na Figura IV.3, indica-se, também, a subdivisão em elementos adotada na análise teórica dos modelos PP1A, PP1B, P1A, P1B, P2A, P2B, P3A e P3B.

Cabe observar que a captação, pelo programa, do ramo descendente das curvas carga-deslocamento, quer para o esquema de carregamento da Figura I.10, quer para o esquema da Figura II.3, está estritamente ligada à forma utilizada para simular teoricamente os ensaios, isto é, em ambos os casos, as cargas foram obtidas como resposta.

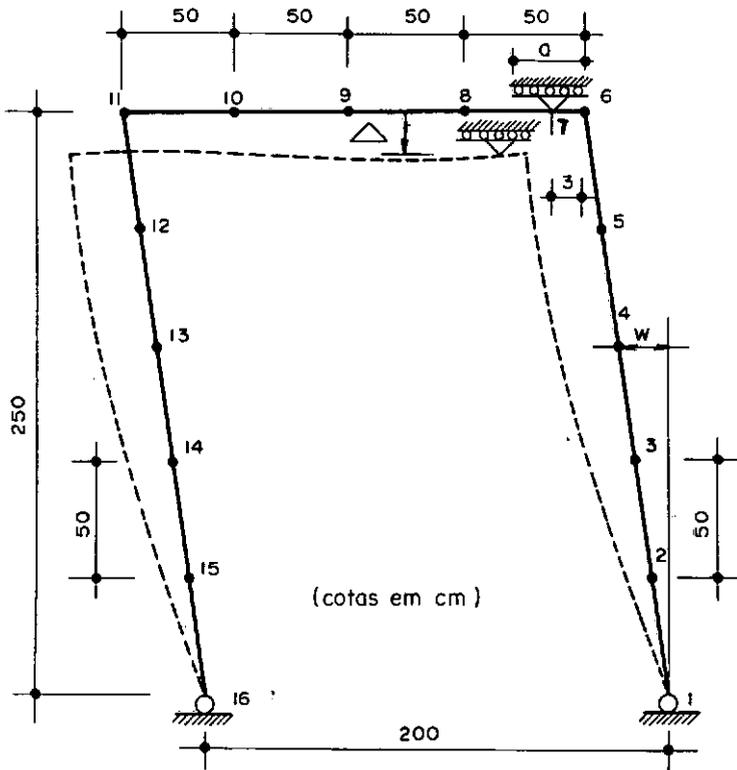


Figura IV.3 - Simulação teórica dos ensaios dos modelos dos Grupos II a V

## CAPÍTULO V

### APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

#### V.1. GENERALIDADES

Com a finalidade de caracterizar o comportamento dos pórticos ensaiados, foram traçadas as seguintes curvas (Figuras V.1 a V.16):

- a) carga  $P$  - deslocamento horizontal  $a$  do nó  $C$ ;
- b) carga  $P$  - deslocamento vertical  $v$  do ponto de aplicação da carga;
- c) carga  $P$  - deformação específica do aço  $\epsilon_s$  (posição 2-s);
- d) carga  $P$  - deformação específica do concreto  $\epsilon_c$  (posição 2-c);
- e) carga  $P$  - rotação  $\theta_A$  do apoio  $A$ .

Cada gráfico consta de uma curva obtida a partir de valores de ensaio e, de uma outra, traçada com base em resultados fornecidos pelo programa PORT2. No que se refere às curvas teó

ricas, o final do ramo descendente, nos gráficos, com exceção dos modelos PB1B e PB1C, corresponde ao ponto em que o deslocamento  $a$ , as deformações  $\epsilon$ , a rotação  $\theta$  e o deslocamento  $v$  atingem valores aproximadamente iguais aos de encerramento dos ensaios (para os modelos PB1B e PB1C corresponde ao ponto a partir do qual não houve mais convergência do programa).

## V.2. CARGAS MÁXIMAS SUPORTADAS PELOS PÓRTICOS E DESLOCAMENTOS CORRESPONDENTES DO NÓ C (RESULTADOS DE ENSAIOS)

As cargas máximas suportadas pelos modelos e os correspondentes deslocamentos horizontais do nó C, próximo ao ponto de aplicação do carregamento, são apresentados no Quadro V.1.

Quadro V.1 - Cargas máximas e deslocamentos horizontais correspondentes do nó C

MODELO	CARGA MÁXIMA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL a (cm)
PB1B	192,0	9,59
PB1C	184,0	10,95
PP1A	63,0	7,00
PP1B	89,5	2,85
P1A	85,5	7,41
P1B	80,0	6,12
P2A	97,6	3,70
P2B	105,3	5,10
P3A	133,4	4,30
P3B	106,5	3,38

### V.3. CARGAS E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS CORRESPONDENTES DO NÓ C DE CADA MODELO (RESULTADOS DE ENSAIO)

A seguir são apresentados quadros contendo os valores assumidos pelo carregamento aplicado, no decorrer de diversas etapas de ensaio, e os correspondentes deslocamentos horizontais do nó C. Embora os quadros não contenham os resultados de todas as etapas de cada ensaio, dado ao seu elevado número, as curvas apresentadas no item V.5 fornecem todos os valores obtidos.

Quadro V.2 - Cargas P e deslocamentos horizontais a dos modelos:

PB1B		PB1C	
CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL a (cm)	CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL a (cm)
0,0	0,0	0,0	0,0
24,0	0,43	22,0	0,39
48,0	1,33	43,0	0,81
73,0	1,92	58,0	1,31
100,0	2,71	72,0	1,59
120,0	3,20	90,0	2,26
140,0	3,90	111,0	3,00
152,0	4,41	130,0	3,85
167,0	5,30	148,0	4,72
185,0	7,26	160,0	5,38
192,0	9,59	177,0	8,10
191,0	11,19	183,0	9,28
185,0	12,89	184,0	11,0
180,0	14,29	182,0	12,60
150,0	20,50	172,0	18,00

Quadro V.3 - Cargas P e deslocamentos horizontais a dos modelos:

PP1A

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL a (cm)
0,0	0,0
13,0	0,38
21,5	0,70
39,5	1,50
51,8	2,70
57,3	3,60
61,5	5,72
4,5	1,40
21,5	2,40
39,5	3,50
57,3	5,60
63,0	7,00
60,0	10,0
53,5	14,15
38,5	22,70

PP1B

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL a (cm)
0,0	0,0
3,0	0,00
14,5	0,05
28,5	0,14
48,1	0,39
65,0	0,76
72,5	1,00
84,8	1,84
89,5	2,85
86,5	4,60
79,5	6,57
65,8	11,16
58,5	13,81
45,8	19,08
32,8	24,93

Quadro V.4 - Cargas P e deslocamentos horizontais  $a$  dos modelos:

P1A

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
12,5	0,08
30,0	0,43
54,5	1,39
74,3	3,00
82,8	4,87
84,8	6,30
85,5	7,41
82,5	9,99
72,3	12,14
68,3	13,97
66,8	15,24
64,8	16,74
63,5	18,04
60,8	20,79

P1B

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
1,0	0,00
18,8	0,28
41,0	0,95
46,8	1,13
59,8	1,97
67,3	2,74
74,3	3,63
78,3	4,79
80,0	6,12
78,8	8,09
67,8	10,89
59,5	16,28
55,3	18,80
44,8	24,17

Quadro V.5 - Cargas P e deslocamentos horizontais  $a$  dos modelos:

P2A

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
11,3	0,01
27,8	0,05
45,3	0,22
61,3	0,66
74,8	1,35
83,5	1,95
94,8	3,14
97,6	3,70
97,0	4,90
96,1	6,77
88,0	9,33
70,9	13,38
54,8	19,70
44,5	23,85

P1B

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
13,6	0,01
35,8	0,22
57,3	0,59
78,6	1,38
92,6	2,43
98,0	3,11
103,3	4,32
105,3	5,10
102,6	6,33
99,6	7,93
81,6	13,45
66,0	15,94
59,5	18,45
55,3	20,65

Quadro V.6 - Cargas P e deslocamentos horizontais  $a$  dos modelos:

P3A

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
23,1	0,00
68,2	0,01
105,3	0,36
127,5	1,05
140,1	2,90
4,5	0,70
38,5	1,24
67,1	1,85
106,8	2,34
128,8	3,53
133,4	4,30
121,1	5,85
106,0	9,86
73,1	15,15

P3B

CARGA P (kN)	DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ (cm)
0,0	0,0
11,3	0,03
49,6	0,43
75,8	1,00
88,3	1,60
101,3	2,45
104,4	2,92
106,5	3,38
105,0	4,10
103,8	6,09
101,5	7,64
97,0	9,30
88,6	11,63
80,8	14,10
65,8	16,05

#### V.4. DEFORMAÇÕES NAS SEÇÕES ESCOLHIDAS DOS MODELOS PARA A CARGA MÁXIMA (RESULTADOS DE ENSAIO)

No quadro V.7 são apresentados os resultados das medições de deformações específicas no concreto e no aço, referentes às posições 1-c, 1-s, 2-c e 2-s, assinaladas na Figura II.16, e correspondentes às cargas máximas obtidas nos ensaios.

Quadro V.7 - Deformações para a carga máxima

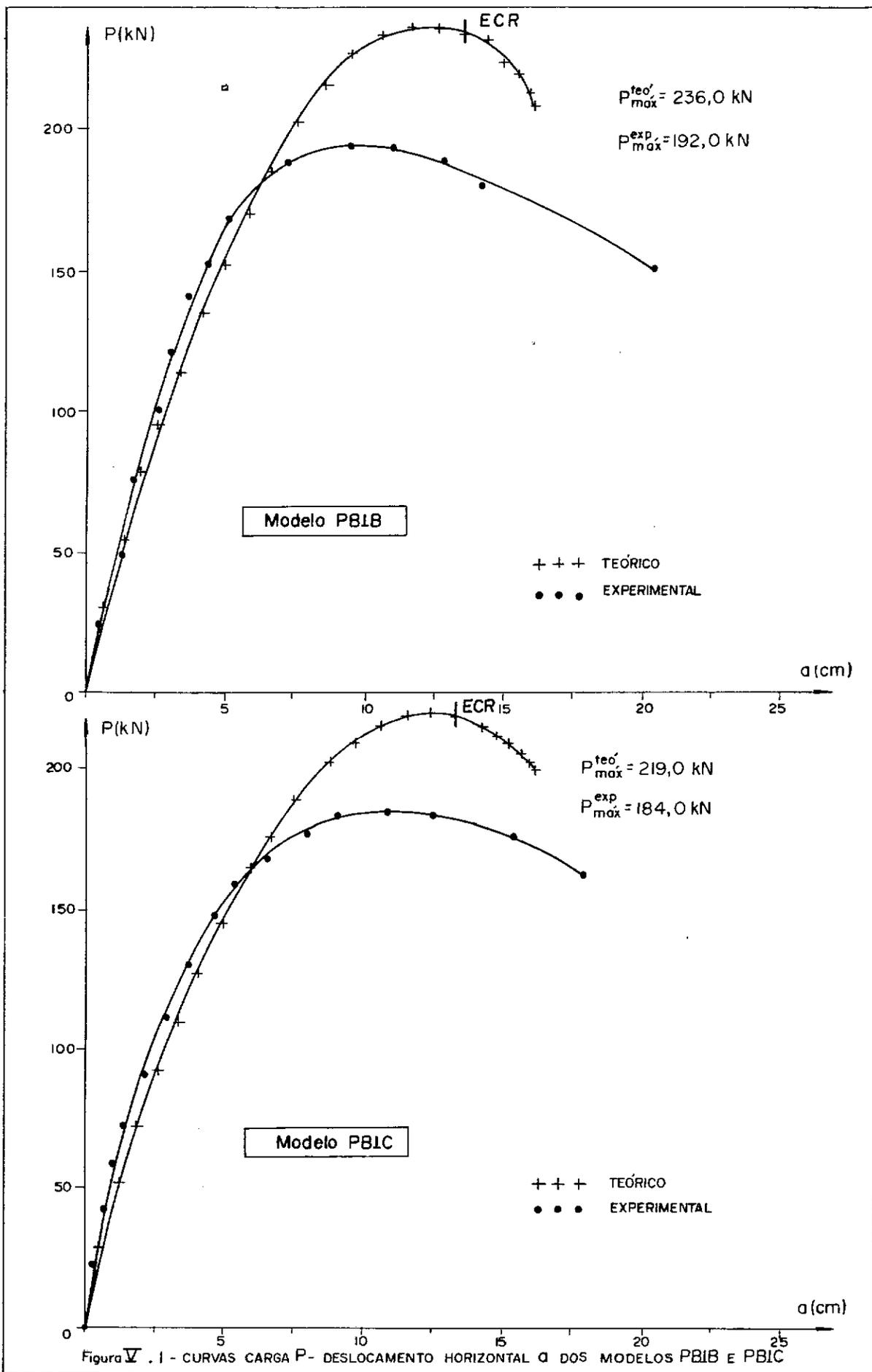
MODELO	CARGA MÁXIMA (kN)	POSIÇÃO			
		1-c	1-s	2-c	2-s
		$\epsilon_C$ (‰)	$\epsilon_S$ (‰)	$\epsilon_C$ (‰)	$\epsilon_S$ (‰)
PB1B	192,0	*	*	*	*
PB1C	184,0	*	*	*	*
PP1A	63,0	*	*	*	*
PP1B	89,5	*	*	*	*
P1A	85,5	*	*	*	1,80
P1B	80,0	-1,10	*	*	1,10
P2A	97,6	-0,60	0,11	-0,78	0,94
P2B	105,3	-0,98	0,11	-1,08	1,11
P3B	133,4	*	*	*	*
P3B	106,5	-0,86	0,01	-0,84	0,75

\* não foram realizadas as medições

## V.5. CURVAS CARGA P-DESLOCAMENTO HORIZONTAL $a$ DOS MODELOS

As Figuras V.1 a V.5 apresentam as curvas carga P-deslocamento horizontal  $a$ , experimentais e teóricas, de todos os modelos ensaiados.

Nas curvas teóricas acham-se ainda assinalados, e denotados por ECR, o par de valores P- $a$  correspondentes ao que convencionalmente se define por esgotamento da capacidade resistente da seção (neste caso caracterizado ao ser atingida a deformação  $\epsilon_c = 3,5 \%$ ). Para os modelos dos grupos II a V, o programa PORT2 apontou o esgotamento da capacidade resistente sempre na extremidade superior da coluna mais afastada da carga aplicada enquanto que, para os modelos do grupo I, acusou a região central do pilar mais comprimido.



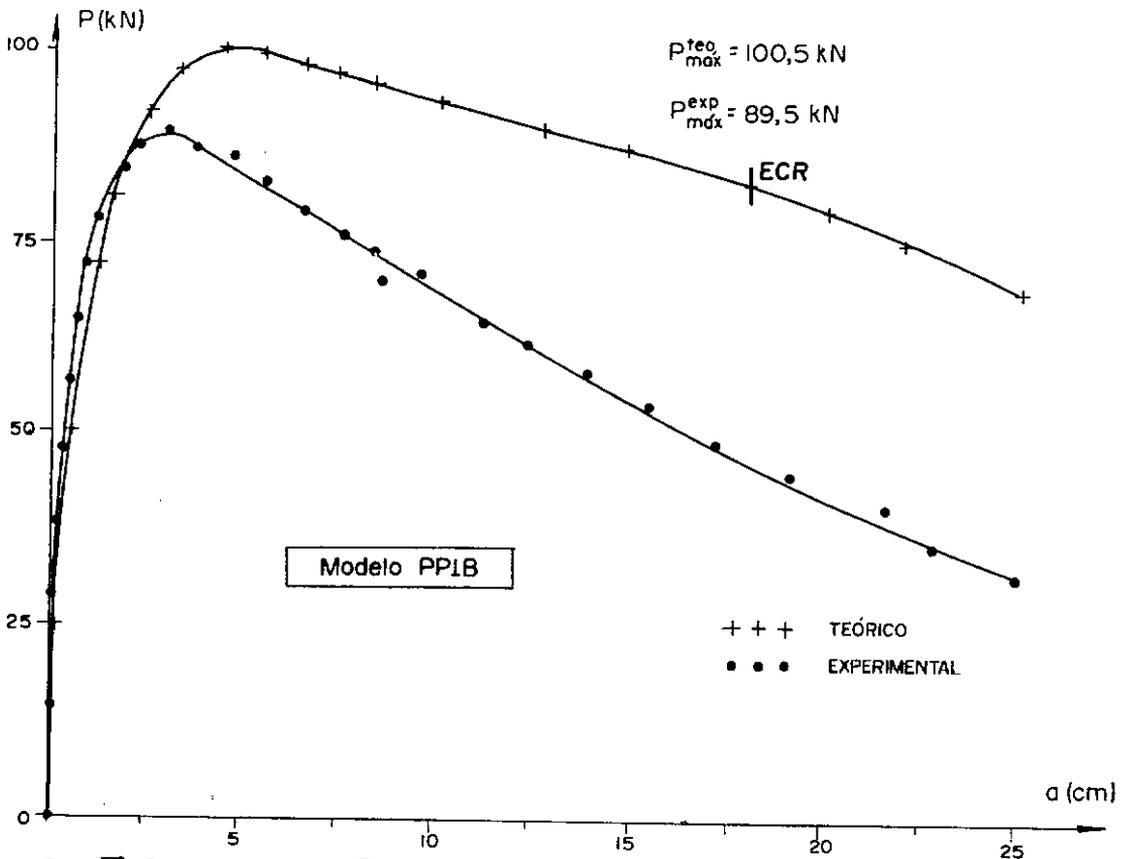
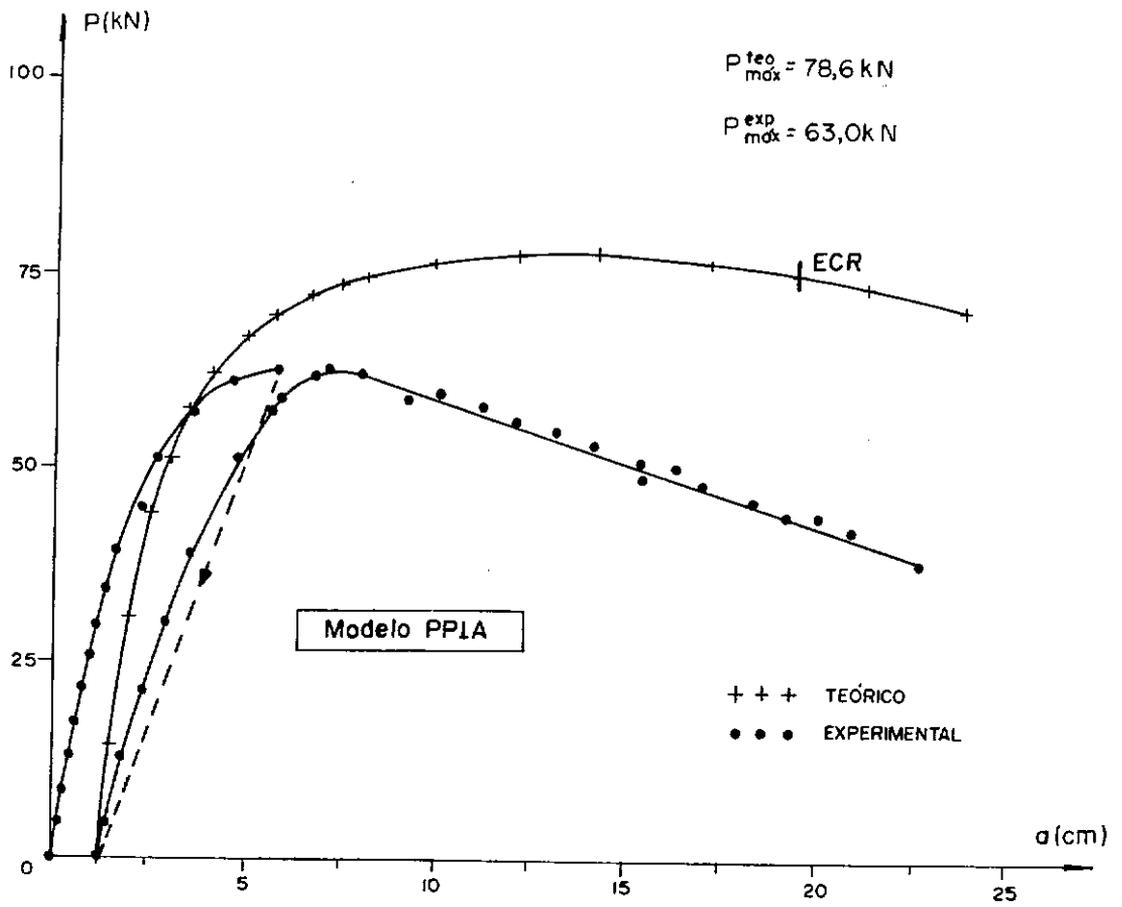


Figura V - 2 - CURVAS CARGA P - DESLOCAMENTO HORIZONTAL a DOS MODELOS PPIA E PPIB

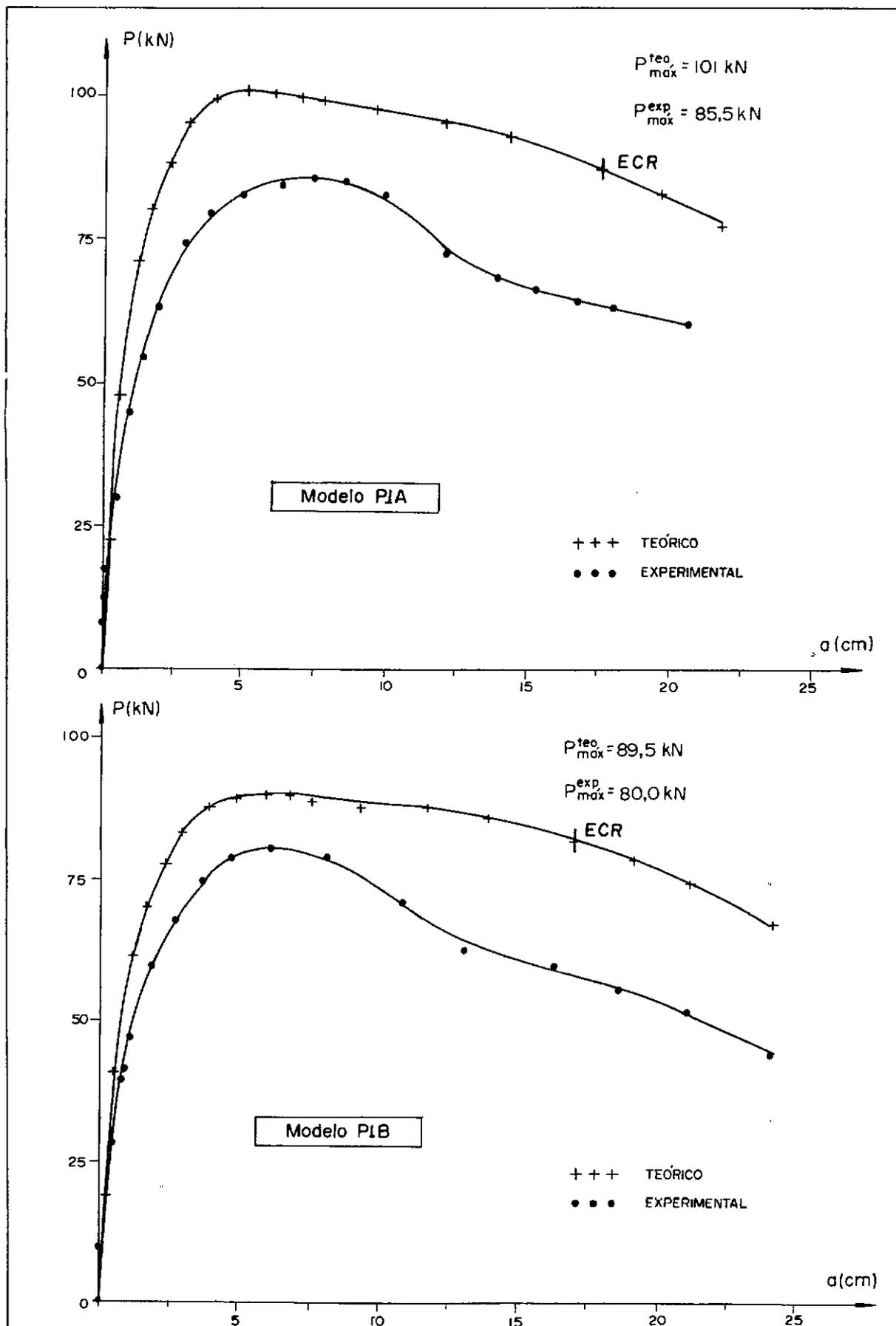


Figura V.3 - CURVAS CARGA  $P$  - DESLOCAMENTO HORIZONTAL  $a$  DOS MODELOS P1A E P1B

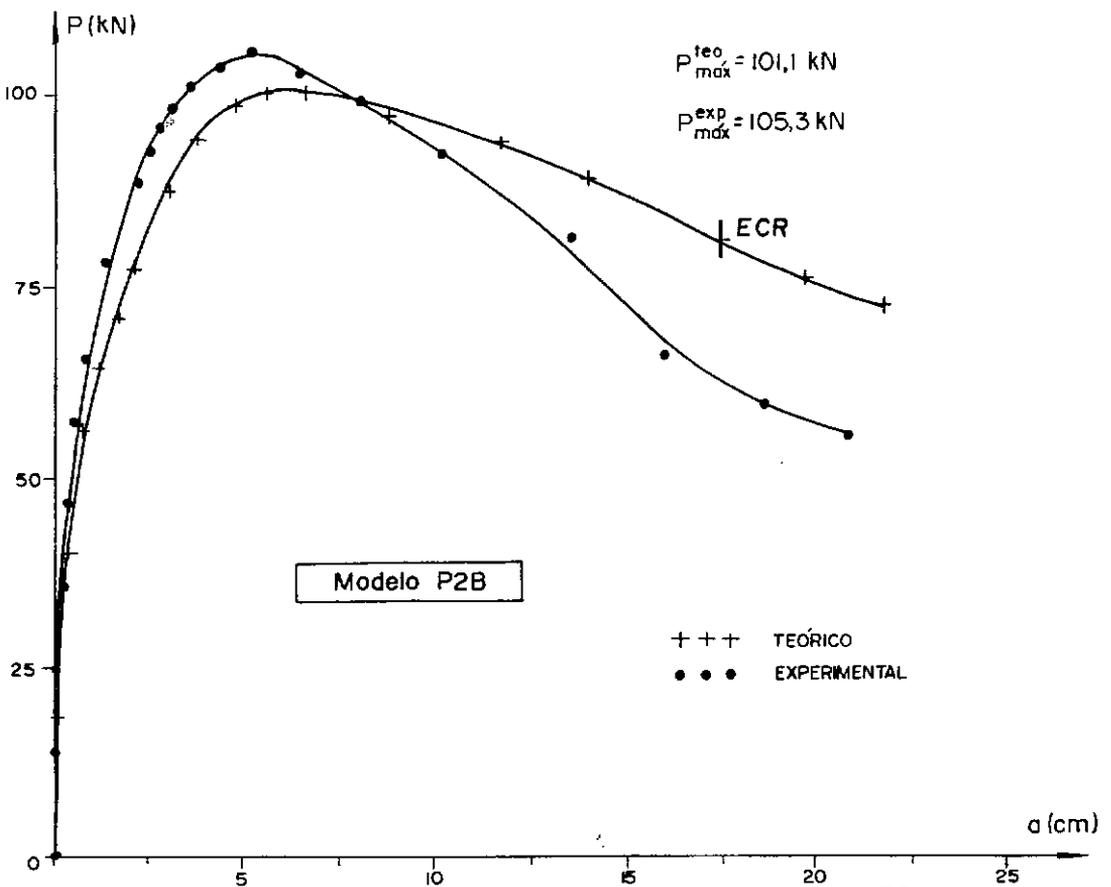
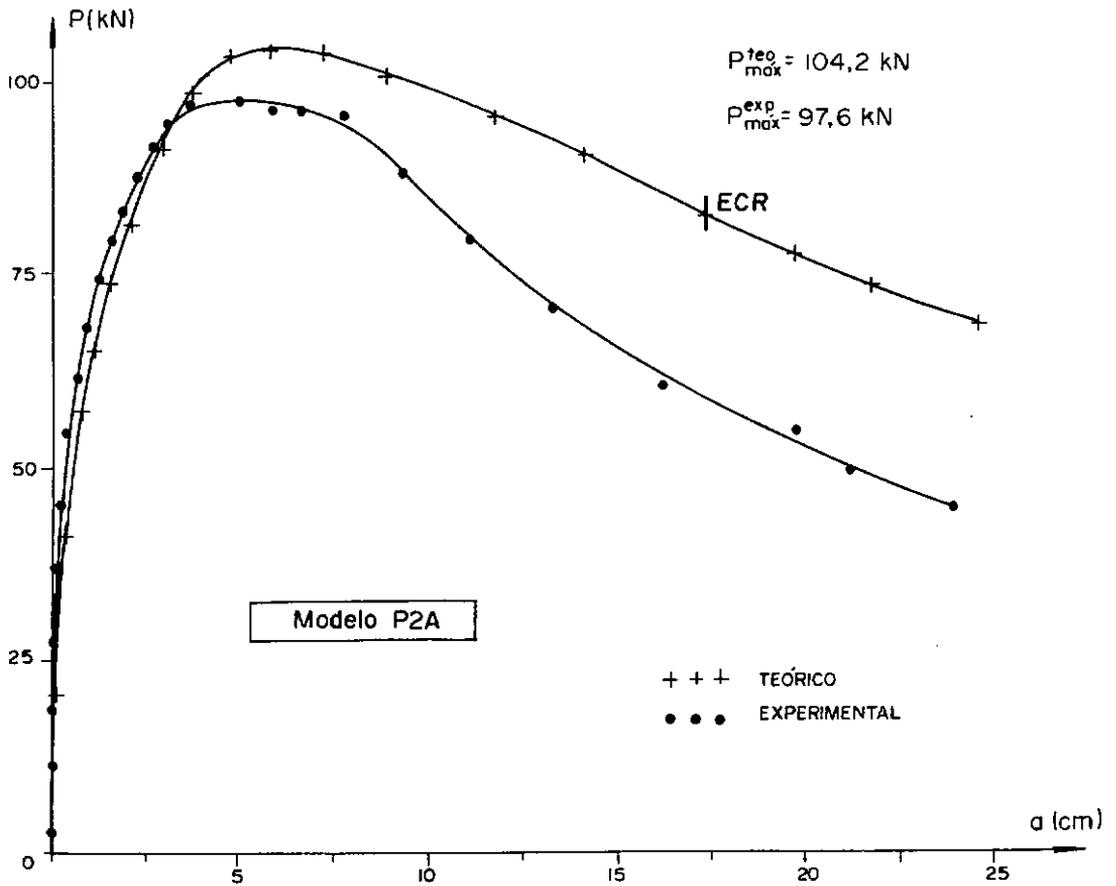


Figura V.4 - CURVAS CARGA P- DESLOCAMENTO HORIZONTAL a DOS MODELOS P2A E P2B

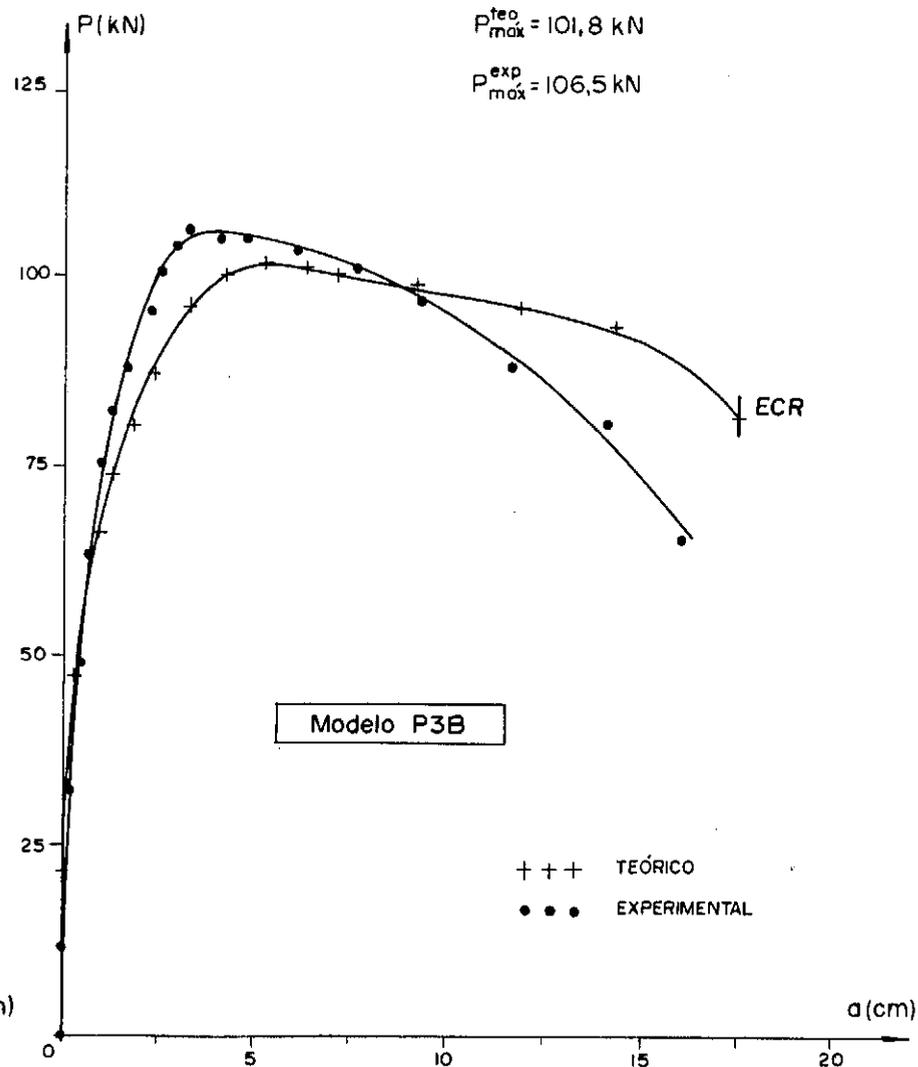
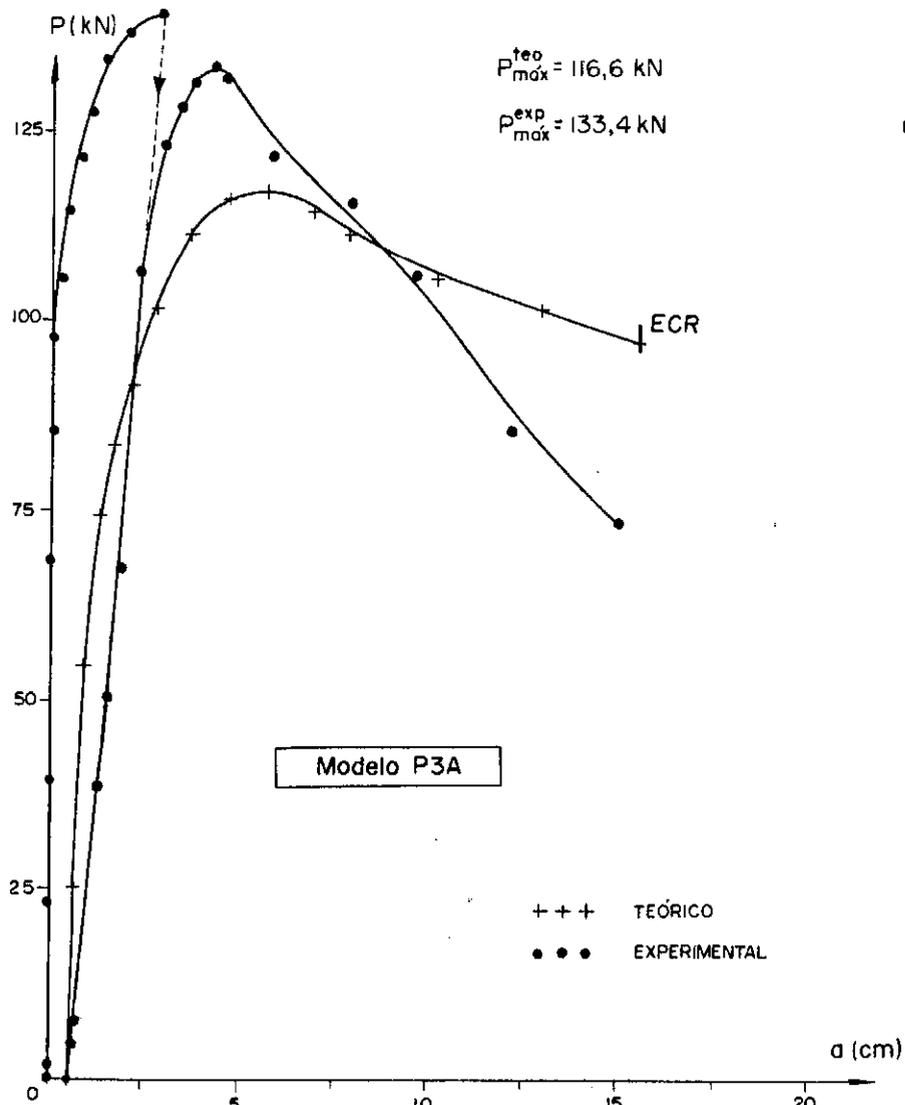


Figura V.5 - CURVAS CARGA P - DESLOCAMENTO HORIZONTAL a DOS MODELOS P3A E P3B

## V.6. CURVAS CARGA P-DESLOCAMENTO VERTICAL $v$ DOS MODELOS

As Figuras V.6 a V.9 apresentam as curvas carga P-deslocamento vertical  $v$  do ponto de aplicação do carregamento, experimentais e teóricas, de todos os modelos ensaiados, com exceção dos modelos PB1B e PB1C para os quais não foram efetuadas medições de deslocamento vertical.

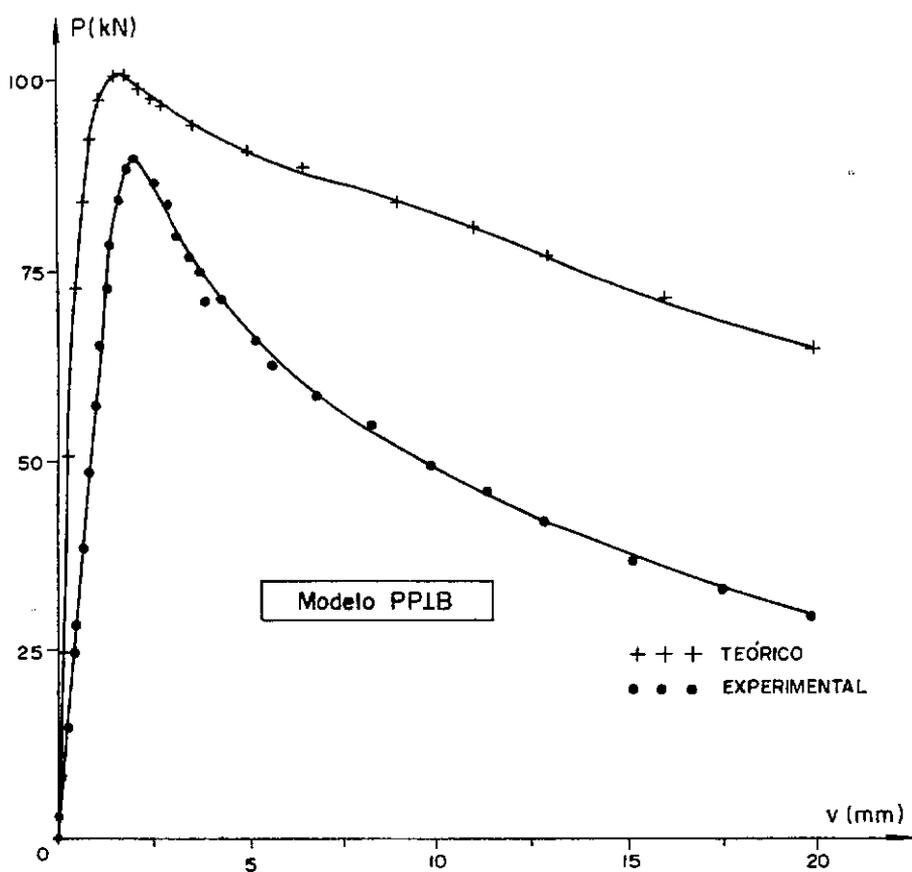
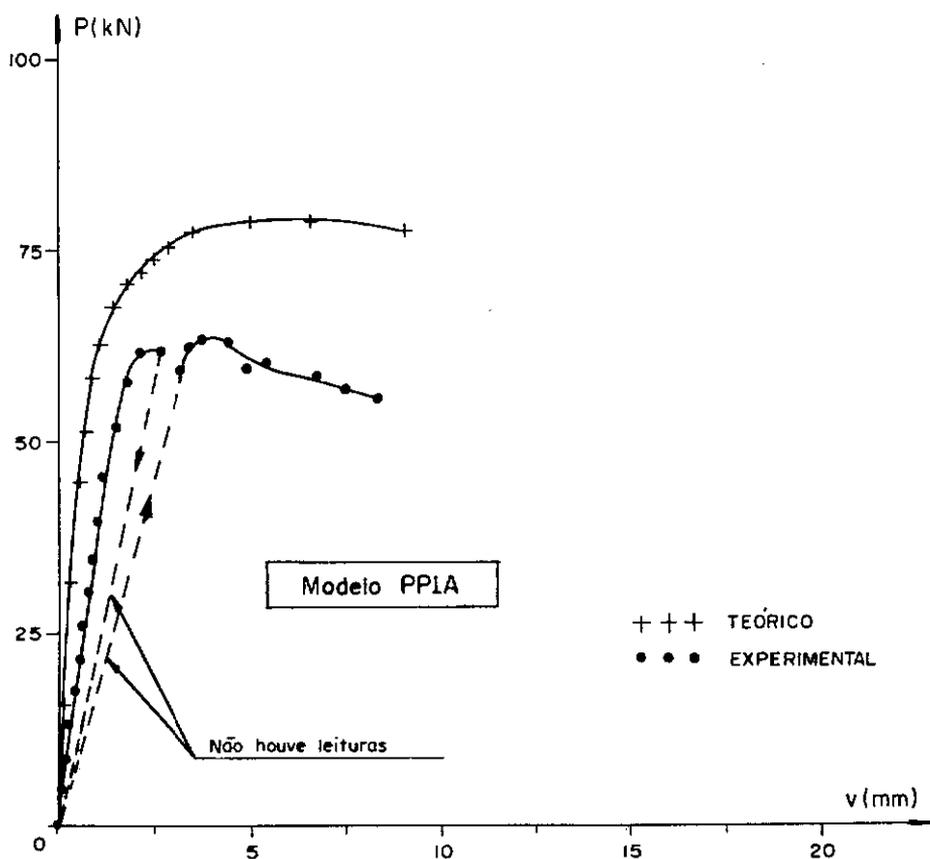


Figura V-6- CURVAS CARGA P- DESLOCAMENTO VERTICAL v DOS MODELOS PPIA E PPIB

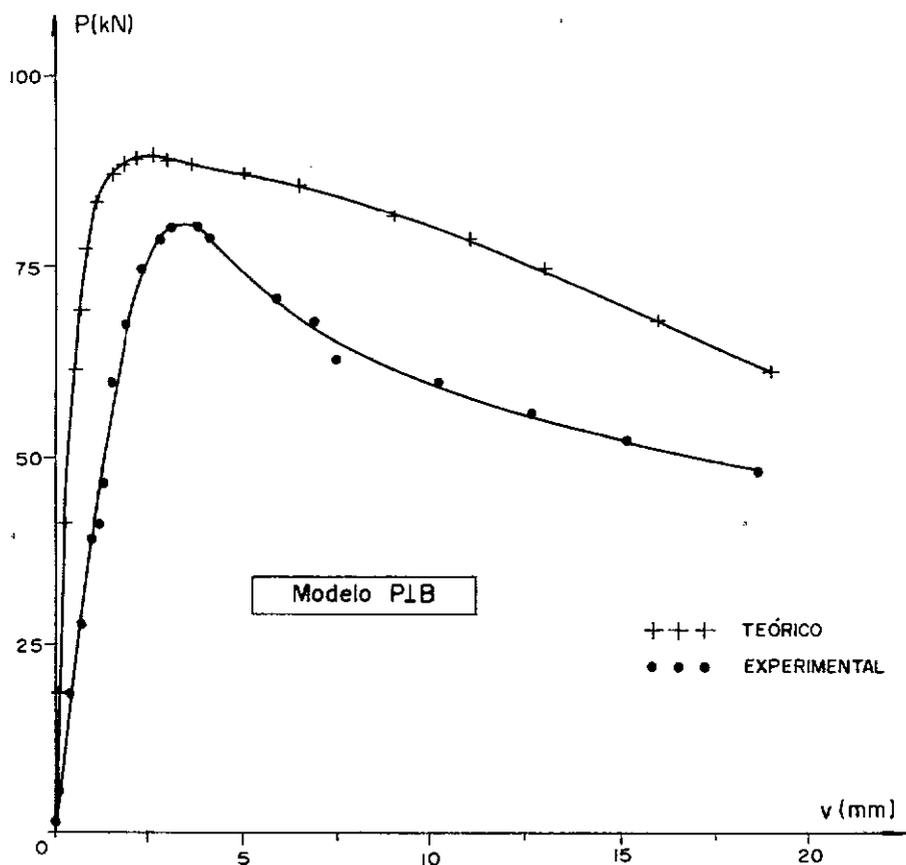
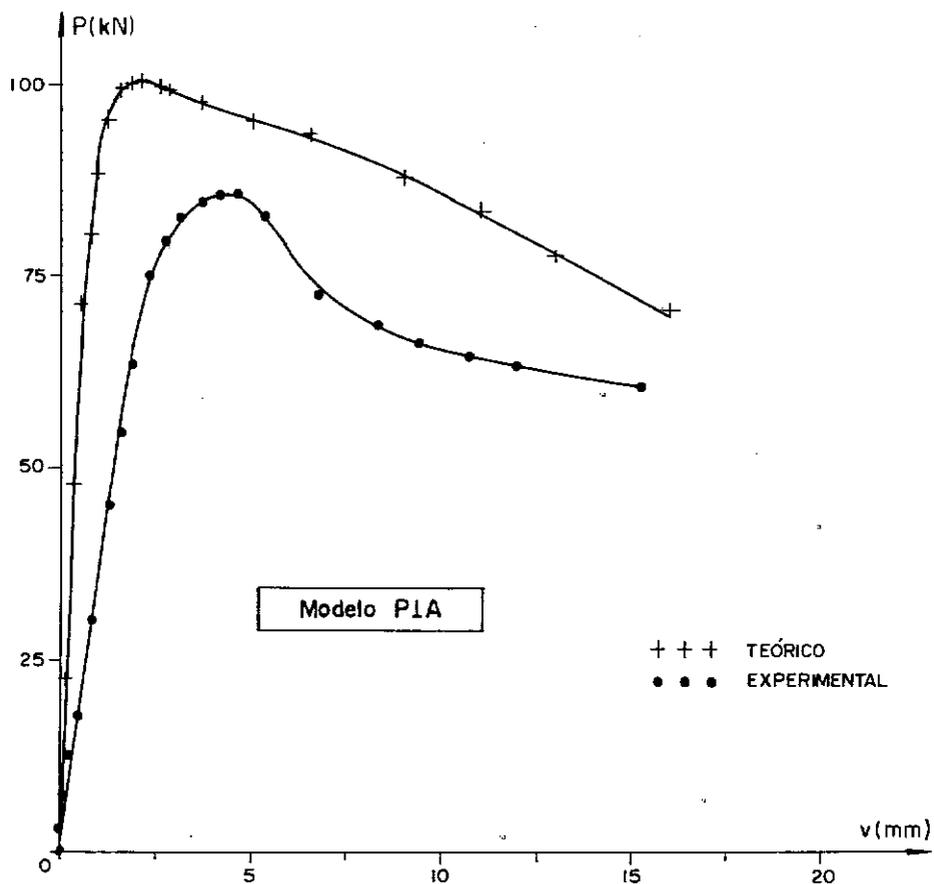


Figura V-7 - CURVAS CARGA P - DESLOCAMENTO VERTICAL v DOS MODELOS P1A E P1B

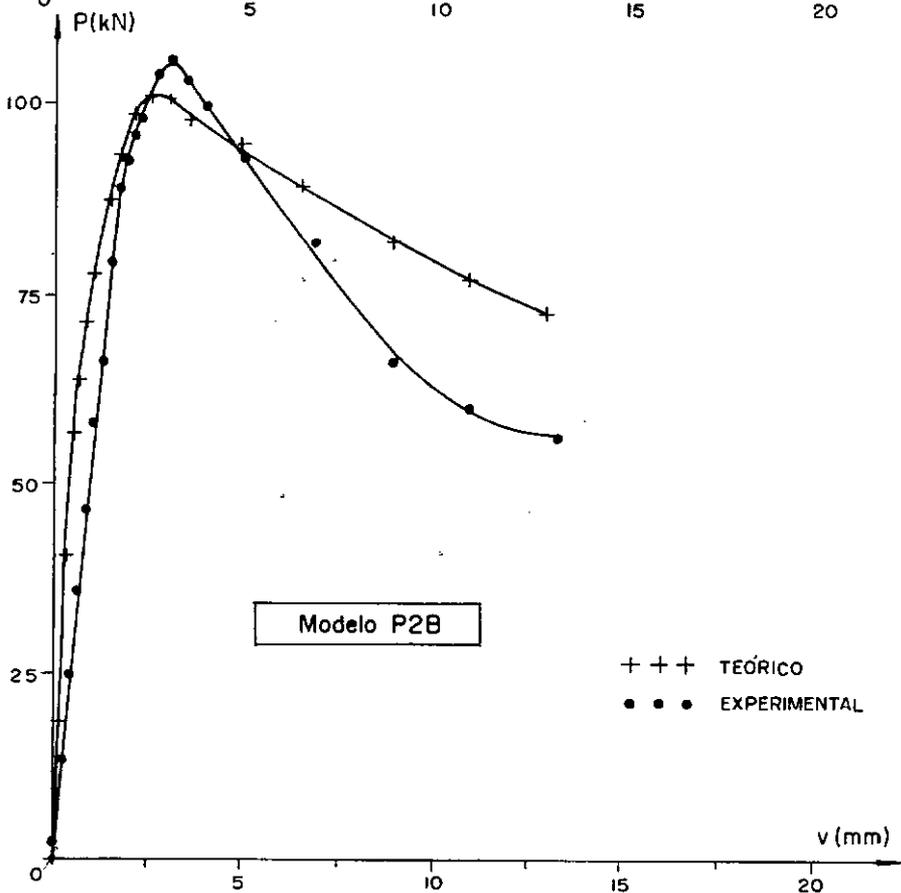
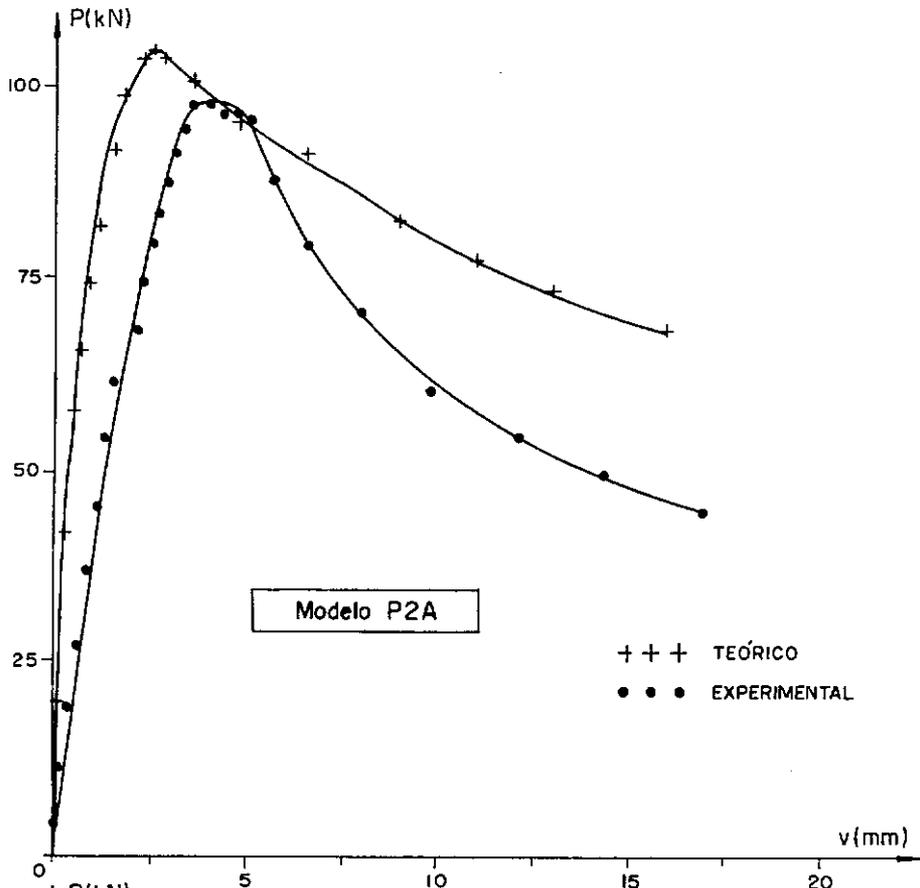


Figura V.8 - CURVAS CARGA P- DESLOCAMENTO VERTICAL V DOS MODELOS P2A E P2B

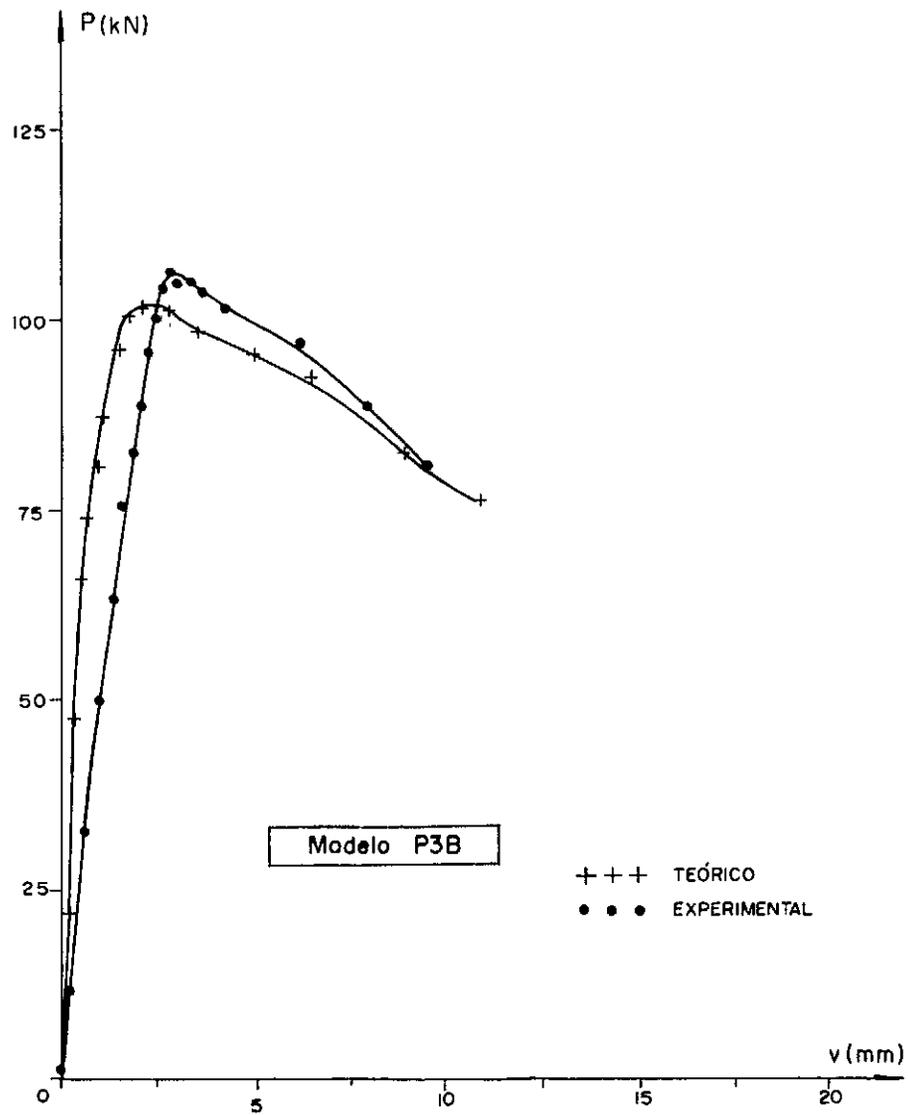
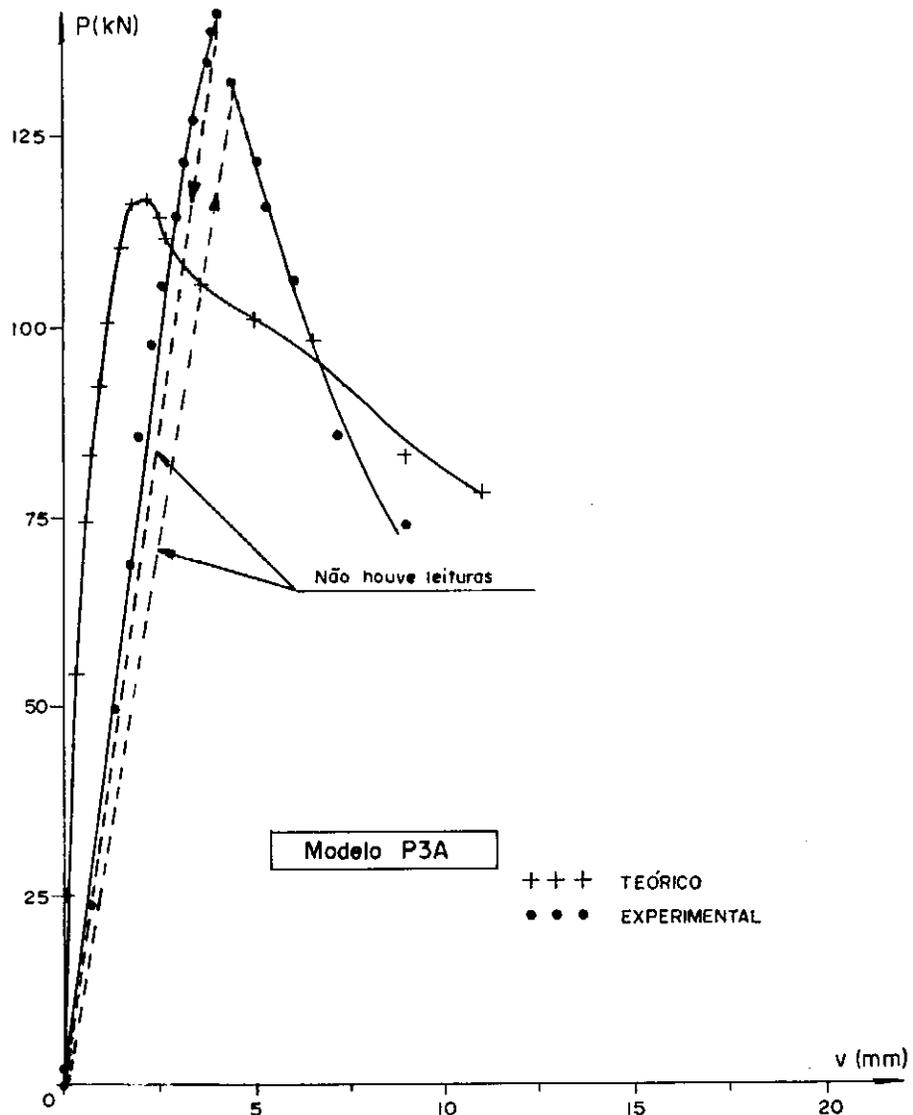


Figura 9.9 - CURVAS CARGA P - DESLOCAMENTO VERTICAL v DOS MODELOS P3A E P3B

## V.7. CURVAS CARGA P-DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA $\epsilon_s$ DO AÇO DOS MODELOS

À exceção dos modelos dos grupos I e II, foram realizadas medições das deformações específicas  $\epsilon_s$  do aço em todos os demais modelos, em duas posições, 1-s e 2-s, como indica a Figura II.16 (nos modelos do grupo III sô foi instrumentada a posição 2-s).

Optou-se aqui em apresentar apenas as curvas carga P-deformação específica  $\epsilon_s$  relativas à POSIÇÃO 2-s, por terem sido as deformações, nesta posição, maiores que as da POSIÇÃO 1-s.

Apenas os modelos P1B, P2A, P2B e P3B tiveram seus diagramas P- $\epsilon_s$  aqui apresentados, como mostram as Figuras V.10, V.11 e V.12 (cada figura consta de uma curva experimental e de uma outra teórica). Quanto ao modelo P1A os valores lidos no indicador de deformação não foram considerados. Isto se justifica ou pelo mal comportamento dos extensômetros elétricos de resistência (E.E.R.), traduzido por instabilidade no indicador do aparelho (daí não permitindo uma leitura precisa), ou devido a possibilidade de ter havido perda de aderência dos E.E.R. às barras de aço, a níveis de carregamento ainda muito baixos. No que se refere ao modelo P3A, as leituras foram realizadas sem problemas até a etapa em que houve o descarregamento total do modelo devido à máquina MTS ter desligado. Ao dar início novamente ao ensaio decidiu-se não mais se efetuar as leituras de  $\epsilon_s$ , procurando assim reduzir o intervalo de tempo entre as etapas de carregamento e, desta forma, evitar novos imprevistos, por exemplo, causados por problemas de aquecimento no sistema hidráulico MTS.

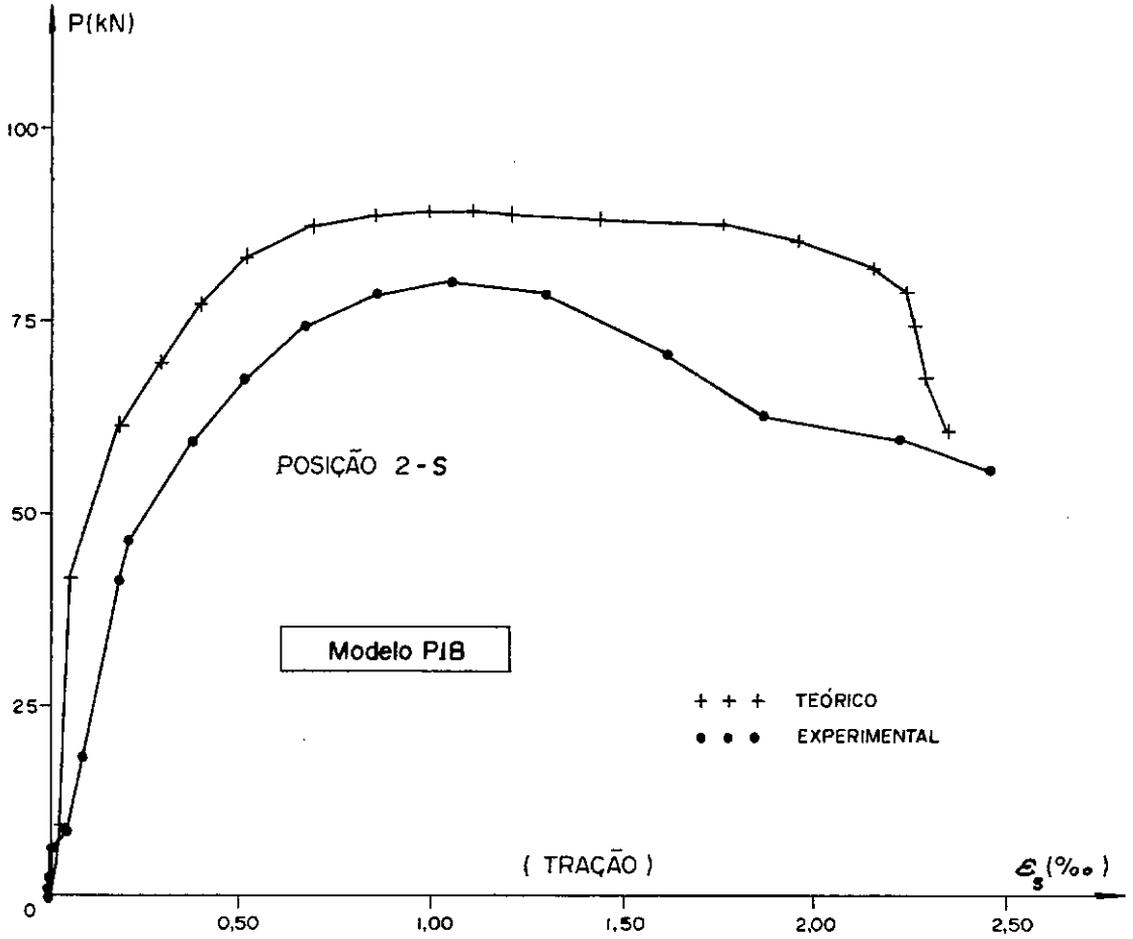


Figura V.10 - CURVA CARGA P - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon_s$  DO AÇO - POSIÇÃO: 2 - DO MODELO PIB.

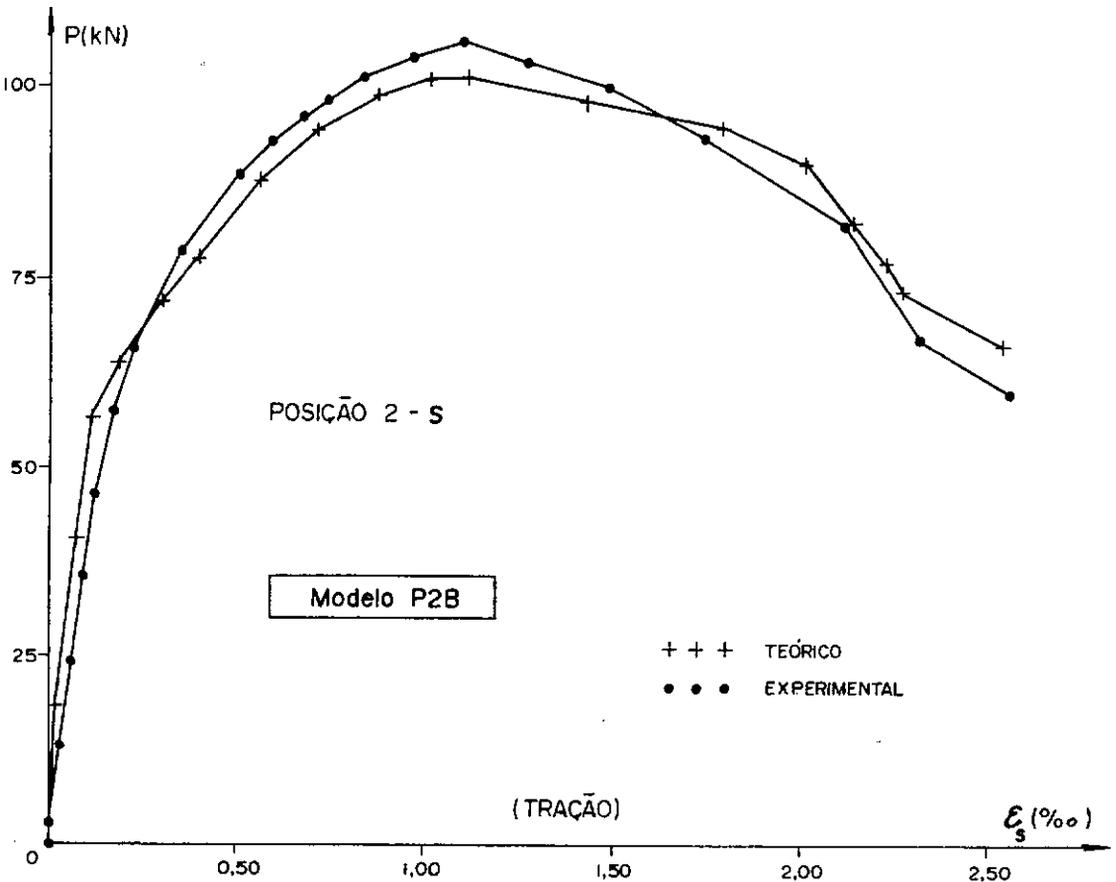
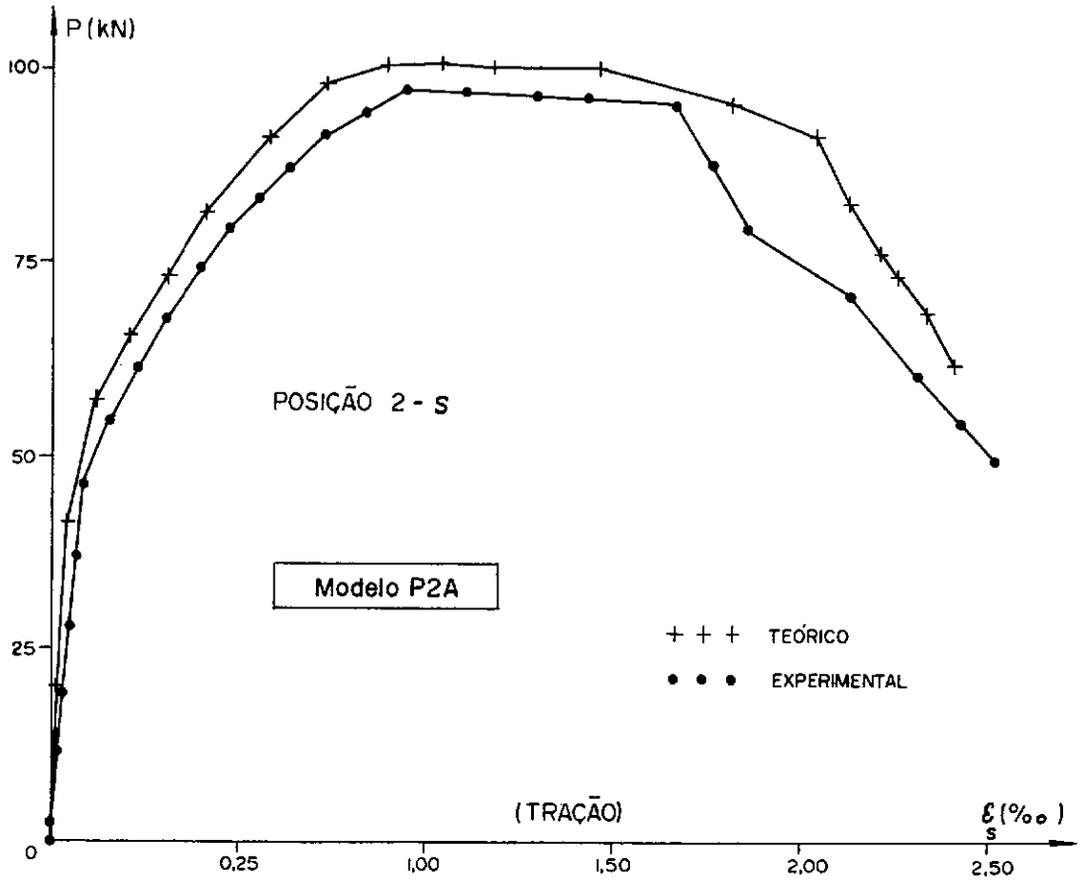


Figura V.11 - CURVAS CARGA P - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon_s$  DO AÇO - POSIÇÃO 2 - DOS MODELOS P2A E P2B

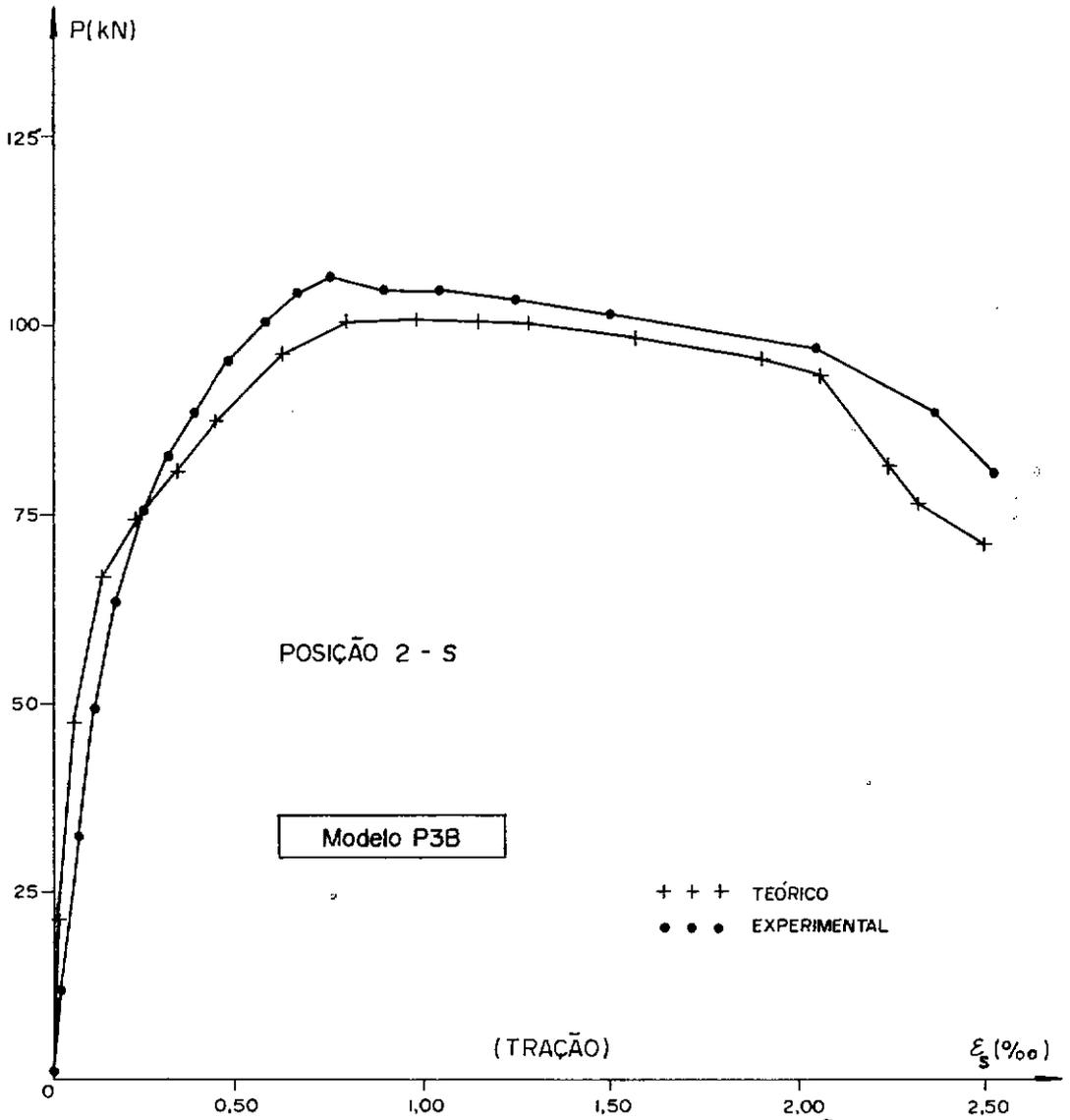


Figura V.12 - CURVA CARGA P - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon_s$  DO AÇO - POSIÇÃO: 2 - DO MODELO P3B

## V.8. CURVAS CARGA P-DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA $\epsilon_c$ DO CONCRETO DOS MODELOS

As duas posições onde foram observadas as deformações específicas  $\epsilon_c$  do concreto, denotadas por 1-c e 2-c, são indicadas na Figura II.16. Cabe frisar que para os modelos do grupo III sã foi instrumentada a posição 1-c e para os modelos dos grupos I e II tais deformações não foram lidas.

Optou-se aqui, como foi procedido com a deformação  $\epsilon_s$ , em apresentar apenas as curvas carga P-deformação específica  $\epsilon_c$  do concreto, relativas à POSIÇÃO 2-c, por terem sido estas deformações mais significativas que as da POSIÇÃO 1-c.

Deve-se assinalar ainda que apenas os diagramas P- $\epsilon_c$  dos modelos P2A, P2B e P3B são aqui apresentados, conforme se despreende das Figuras V.13 e V.14. Tal procedimento se justifica pelo fato de que, para o modelo P3A, terem sido efetuadas leituras de  $\epsilon_c$  somente até o instante em que a máquina MTS se desligou. Ao se iniciar novamente o carregamento do pórtico optou-se em não mais realizar leituras de  $\epsilon_c$  pelo mesmo motivo já exposto no item V.7, para o caso de  $\epsilon_s$ .

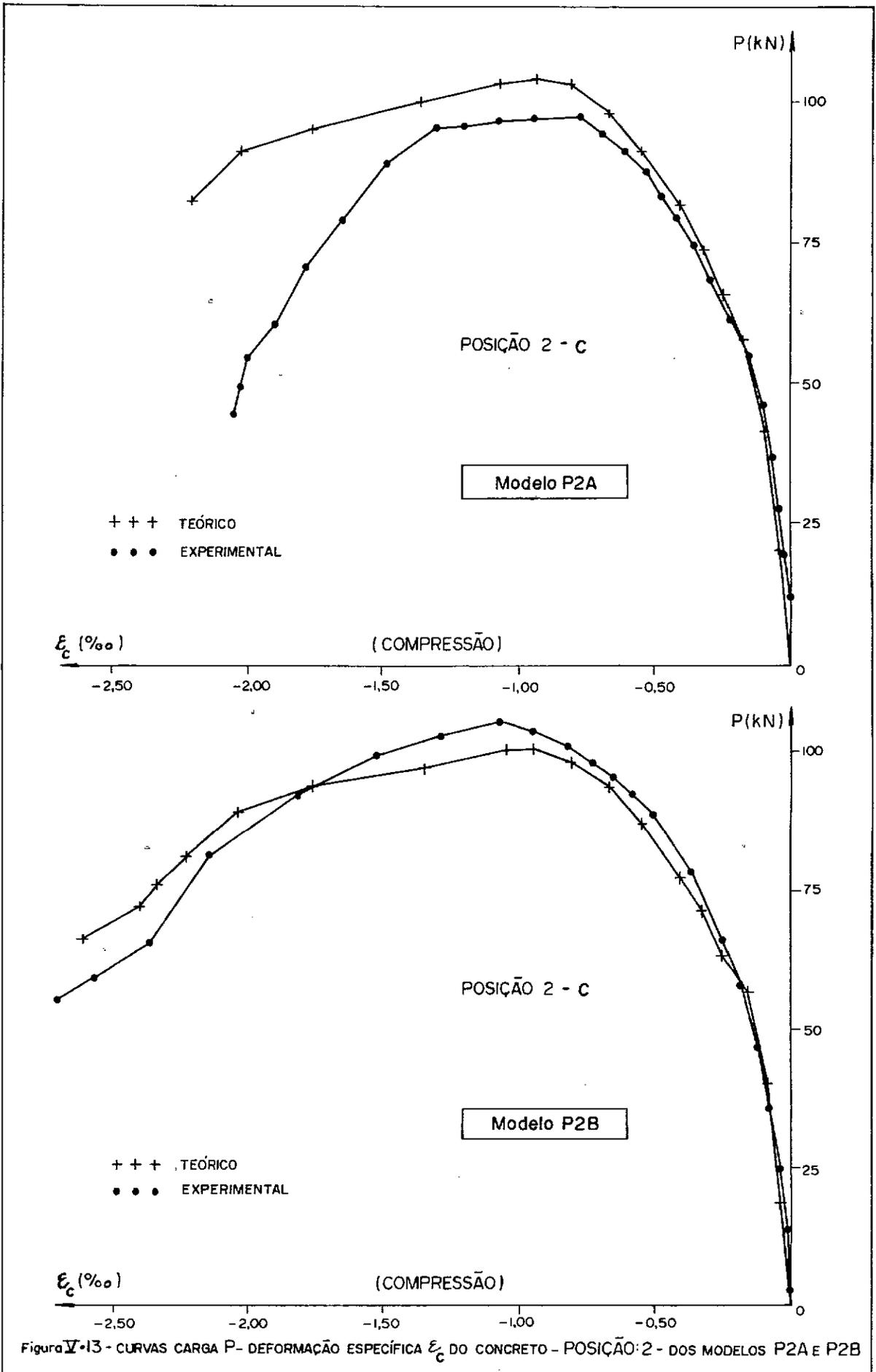


Figura 13 - CURVAS CARGA  $P$ - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon_c$  DO CONCRETO - POSIÇÃO: 2 - DOS MODELOS P2A E P2B

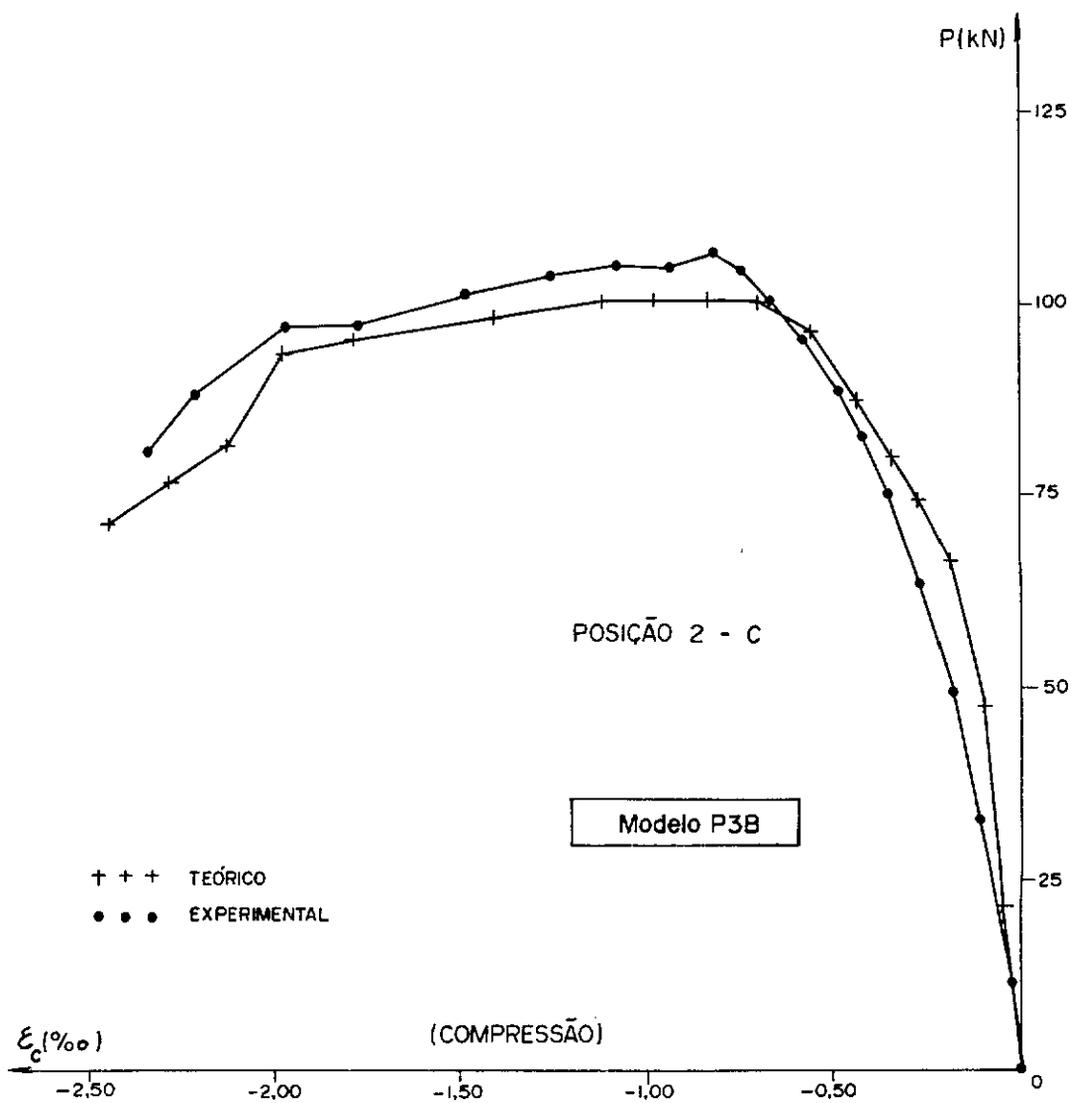


Figura V.14 - CURVA CARGA P - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA  $\epsilon_c$  DO CONCRETO - POSIÇÃO: 2 - DO MODELO P3B

## V.9. CURVAS CARGA P-ROTAÇÃO $\theta$ DE APOIO DOS MODELOS

Foram lidas as rotações  $\theta$  de apoio para todos os modelos, nós A e D na Figura II.16, com exceção dos pórticos PB1B e PB1C, onde não se efetivaram tais medições.

Nas Figuras V.15 e V.16 são apresentados os diagramas carga P-rotação  $\theta_A$  do apoio A (relativo ao pilar mais afastado da carga) para os modelos P2A, P2B e P3B. Foram escolhidas as rotações deste apoio por terem sido maiores, e com leituras mais significativas, que as do apoio B. Quanto aos outros cinco modelos resolveu-se não fazer a apresentação dessas curvas por três motivos:

1) em alguns modelos as medições não foram realizadas até o final dos respectivos ensaios (indo apenas até a carga máxima), sendo os clinômetros retirados para evitar eventuais danos aos mesmos;

2) nos modelos PP1A e P3A o procedimento anterior era ainda justificado pelo fato de que as leituras dos clinômetros demandavam um certo tempo para serem efetuadas e, devido a problemas de aquecimento no sistema hidráulico MTS, procurava-se reduzir o intervalo de tempo entre as etapas de carregamento nesses ensaios;

3) no que se refere ao modelo P1A os clinômetros foram retirados ainda no início dos ensaios devido ao fato de que vibravam muito, não permitindo assim leituras confiáveis.

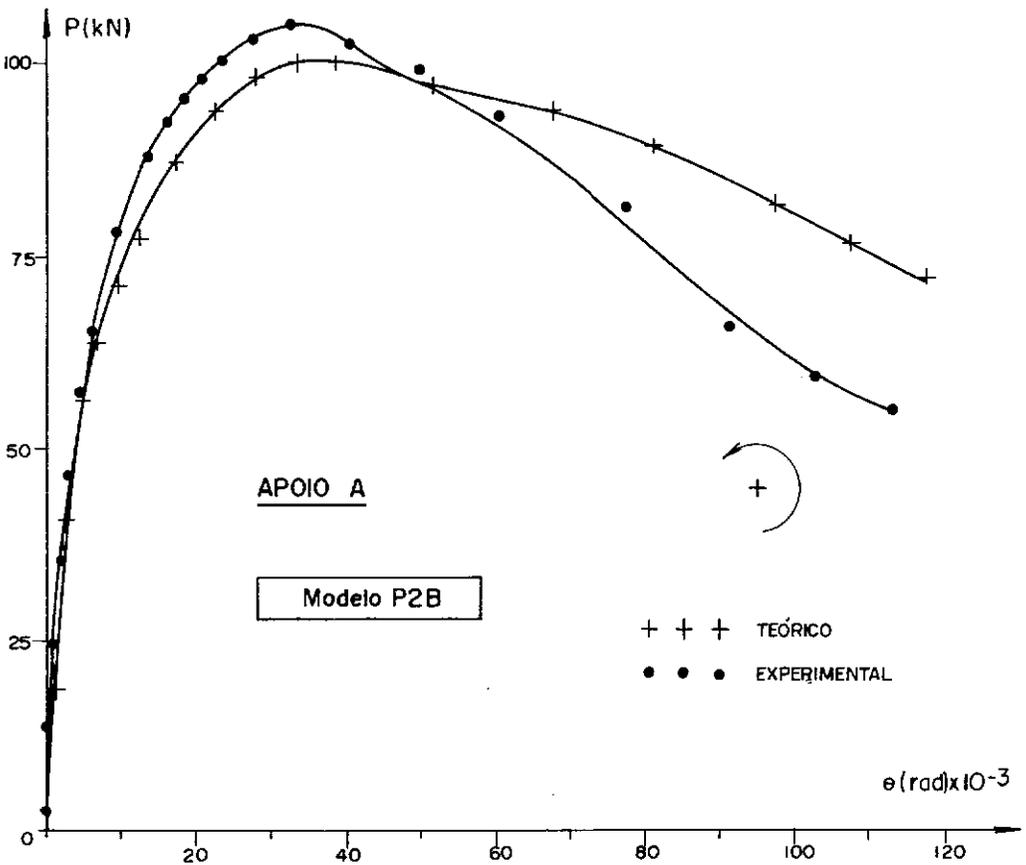
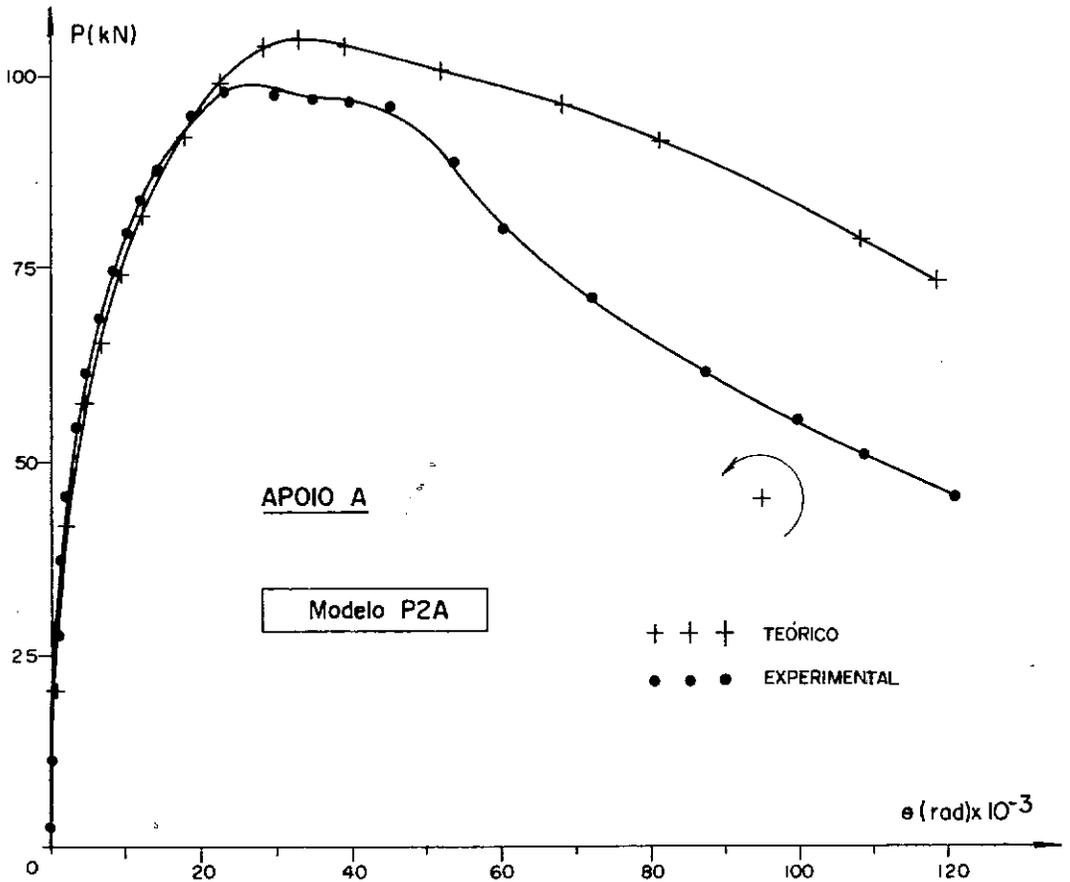


Figura V.15 - CURVAS CARGA  $P$  - ROTAÇÃO DE APOIO  $e$  - APOIO A - DOS MODELOS P2A E P2B.

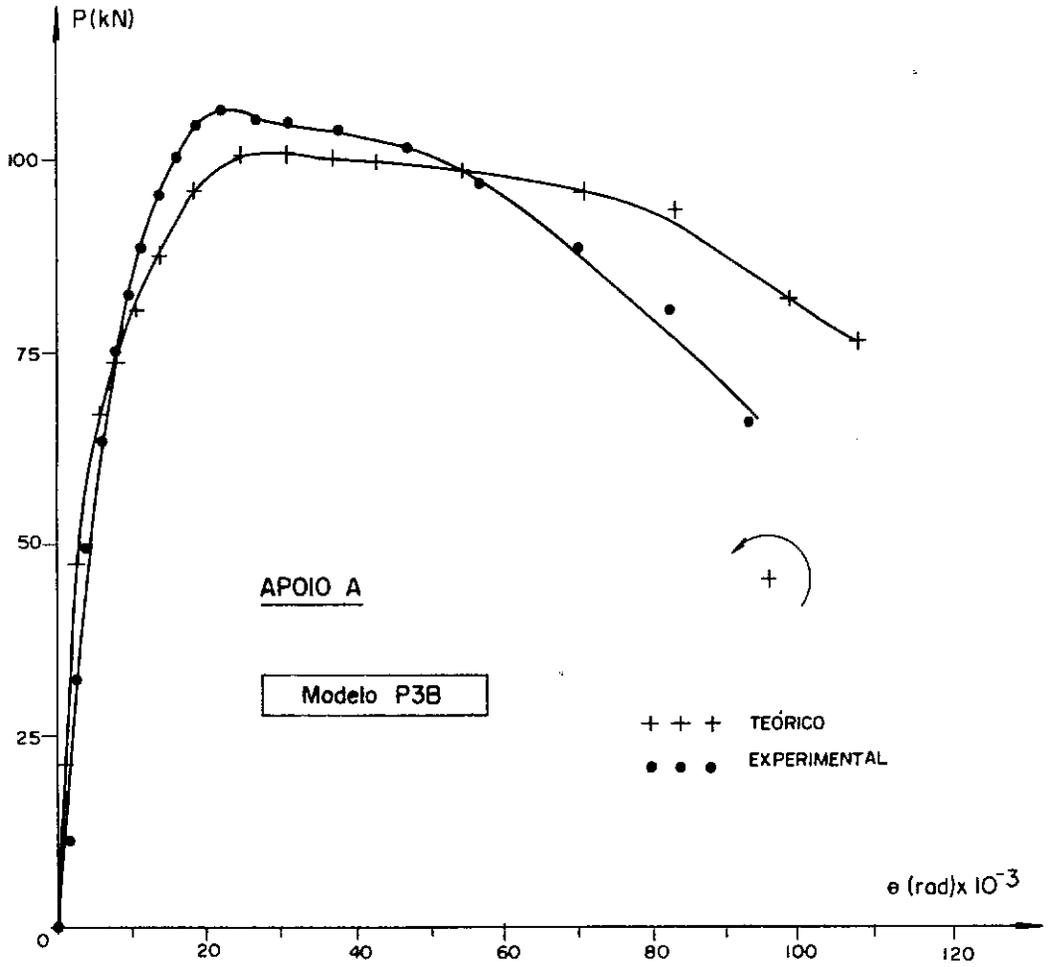


Figura V. 16- CURVAS CARGA  $P$  - ROTAÇÃO DE APOIO  $e$  - APOIO A - DO MODELO P3B .

## V.10. OBSERVAÇÕES GERAIS

São apresentadas, no Quadro V.8, as observações gerais quanto ao comportamento dos modelos no decorrer dos ensaios. Procurou-se anotar os pontos onde ocorriam as primeiras fissuras, a evolução das mesmas e o aparecimento de outras a seguir, antes da carga de flambagem, na passagem por esta e próximo ao encerramento dos ensaios.

Quadro V.8 - Observações gerais quanto ao comportamento dos modelos no decorrer dos ensaios

MODELO	OBSERVAÇÕES GERAIS	NÍVEL DE CARGA (kN)
PP1A	. Fissuras nos cantos	45,0-RA
	. Grandes fissuras nos cantos (após recarga)	58,0-RD
	. Ruptura do canto próximo à carga, soltando "lascas"	48,8-RD
PP1B	. Fissura nos cantos	89,5-CM
	. Ruptura do canto próximo à carga	83,3-RD
P1A	. Fissuras nos cantos	79,3-RA
	. Grandes fissuras nos cantos	72,3-RD
	. Ruptura do canto próximo à carga	68,3-RD
P1B	. Fissuras nos cantos	74,3-RA
	. Grandes fissuras nos cantos	78,8-RD
	. Ruptura do canto próximo à carga	67,8-RD
P2A	. Fissuras na viga, próximo ao canto sob a carga	74,8-RA
	. Ruptura do canto próximo à carga	60,5-RD
P2B	. Fissuras na viga, próximo ao canto sob a carga	65,8-RA
	. Fissuras evidenciando biela de compressão	102,6-RD
	. Ruptura do canto próximo à carga	99,6-RD
	. "Esfoliamiento" por entre as bases do tensotast	66,0-RD
P3A	. Fissuras na viga, próximo ao canto sob a carga	97,4-RA
	. "Esfoliamiento" por entre as bases do tensotast	85,4-RD

Quadro V.8 - Observações gerais quanto ao comportamento dos modelos no decorrer dos ensaios (continuação)

MODELO	OBSERVAÇÕES GERAIS	NÍVEL DE CARGA (kN)
P3B	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Fissuras na viga, próximo ao canto sob a carga</li> <li>. Grandes fissuras no canto próximo à carga</li> <li>. Ruptura dos cantos</li> </ul>	<p style="text-align: center;">63,5-RA</p> <p style="text-align: center;">101,5-RD</p> <p style="text-align: center;">97,0-RD</p>

RA - Ramo Ascendente

CM - Carga Máxima

RD - Ramo Descendentes

## CAPÍTULO VI

### ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### VI.1. CONSIDERAÇÕES DE CARÁTER GERAL

Apesar de ter sido apresentado um grande número de curvas (Figuras V.1 a V.16), as quais caracterizam o comportamento dos pórticos ensaiados, uma análise mais detalhada dos resultados se fará apenas sobre as curvas carga P-deslocamento horizontal  $\alpha$  do nó C, Figuras V.1 a V.5, as quais podem ser consideradas como bastante significativas para a confrontação entre resultados teóricos e experimentais. No entanto, de uma análise global de todas as curvas apresentadas pode-se imediatamente concluir que as curvas carga P-deformações específicas  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_c$  foram as que apresentaram melhor ajustagem entre resultados teóricos e experimentais.

Da observação dos valores das deformações do Quadro V.7 pode-se constatar que, quando a carga máxima é alcançada, as deformações específicas  $\epsilon_s$  e  $\epsilon_c$ , nas posições de leitura, nem sequer se aproximaram dos valores normalmente convencionados para

o esgotamento da capacidade resistente da seção, sendo que o aço, na passagem pela carga máxima, ainda trabalhava dentro do regime elástico linear.

Como as curvas P-a das Figuras V.1 a V.5 (ou também as demais curvas, Figuras V.6 a V.16), relativas aos modelos ensaiados, alcançam o seu máximo sem que sejam atingidas no concreto e no aço as deformações normalmente especificadas para o esgotamento da capacidade resistente dos materiais (o que é verificado tanto pelas medições como pelo programa), fica caracterizado o estado-limite último por flambagem. Como já mencionado anteriormente, a obtenção do ramo descendente das curvas, nos ensaios, resultou do procedimento de controle dos deslocamentos dos pistões dos macacos hidráulicos; enquanto que, no programa, foi consequência direta da forma utilizada para a simulação teórica dos ensaios.

Através da observação das curvas das Figuras V.1 a V.5, nota-se que, para a maioria dos modelos, a carga máxima teórica resultou maior do que a experimental, porém, como indica o Quadro VI.1, os valores teóricos podem ser considerados como satisfatórios, uma vez que a máxima diferença percentual foi de 24,8%, situando-se a diferença média em torno de 9,4%. Para os pórticos dos grupos II a V (os quais foram ensaiados com o mesmo sistema de carregamento, conforme Figura II.3), pode-se também verificar que a carga máxima média por grupo, tanto teórica como experimental, cresceu em função do aumento da altura da viga. É válido ainda concluir, principalmente levando em conta a dificuldade de se reproduzir teoricamente o comportamento extremamente complexo de uma estrutura de concreto armado, que as análises teóricas, em termos qualitativos, representaram conveniente

temente o comportamento real dos modelos ao longo de todo o ensaio, não se registrando nenhuma discrepância digna de nota.

À exceção dos modelos PP1A e P3A, as curvas teóricas e experimentais caminharam suficientemente próximas um certo trecho do ramo ascendente sendo que, no caso dos modelos PB1B, PB1C, PP1B e P2A até quase a carga máxima experimental. A partir de um determinado ponto as curvas experimentais se afastaram das teóricas, afastamento esse que se acentuou ao longo do ramo descendente. Uma análise de rigidez no ramo descendente das curvas permite também concluir que, globalmente, os modelos P1A, P1B, P2A e P2B foram os que revelaram uma melhor aproximação entre os comportamentos teórico e experimental.

Quadro VI.1 - Valores de carga máxima teórica e experimental

MODELO	$P_{\max}$ (teórico)	$P_{\max}$ (experimental)	$P_{\max}$ (teo)
	(kN)	(kN)	$P_{\max}$ (exp)
PB1B	236,0	192,0	1,229
PB1C	219,0	184,0	1,190
PP1A	78,6	63,0	1,248
PP1B	100,5	89,5	1,123
P1A	101,0	85,5	1,181
P1B	89,5	80,0	1,119
P2A	104,2	97,6	1,068
P2B	100,1	105,3	0,950
P3A	116,6	133,4	0,874
P3B	101,8	106,5	0,956

Como se observa no Quadro VI.1, para os pórticos ensaiados de acordo com o esquema de carregamento da Figura II.3, as cargas máximas teóricas e experimentais resultaram ora acima ora abaixo da carga de dimensionamento,  $P = 100$  kN. Tanto teórica como experimentalmente o modelo PP1A foi o que apresentou maior afastamento desse valor. Computando a média dos oito modelos, a carga máxima teórica resultou cerca de 1% inferior à carga de dimensionamento enquanto que, a experimental, em torno de 5% também abaixo. Cabe lembrar que embora todos os modelos ensaiados com correção de verticalidade da carga tenham sido dimensionados considerando a distância  $e_1 = 3$  cm (distância do ponto de aplicação da carga ao eixo geométrico do pilar mais próximo), os pórticos dos grupos IV e V foram ensaiados com  $e_1 = 8$  cm, pelas razões a serem expostas, posteriormente, no item VI.2.4. Já para os modelos PB1B e PB1C, ensaiados de acordo com o esquema de carregamento da Figura I.10, porém dimensionados tal como os demais modelos, isto é, supondo a carga  $P$  vertical, a carga máxima, tanto teórica como experimental, resultou consideravelmente maior do que a carga de dimensionamento. Levando em consideração a média dos dois modelos, a carga máxima teórica foi da ordem de 125% superior à carga de dimensionamento enquanto que, a experimental, cerca de 90% acima.

Essa diferença de comportamento registrada entre os modelos PB1B e PB1C e os demais, confirmada tanto teórica como experimentalmente, constituiu-se, em termos quantitativos, numa certa surpresa. É claro que, qualitativamente, era mesmo de se esperar um valor maior de  $P_{max}$ , no caso desses pórticos, tendo em vista que, o próprio sistema de carregamento empregado, a partir de um certo estágio do ensaio, impõe como que uma restrição

adicional ao deslocamento da estrutura. Isto ocorre quando a carga  $P$ , após passar pela posição vertical (quando  $a = 5 \text{ cm} - w_e$ , com  $w_e$  denotando o valor de  $w$  para o ponto  $e$ , na Figura IV.1), tem invertido o sentido da sua componente horizontal.

Uma vez feitas essas considerações de caráter mais geral, passa-se a abordar, mais especificamente, cada grupo de dois modelos semelhantes.

## VI.2. ANÁLISE DOS MODELOS, POR GRUPOS

### VI.2.1. GRUPO I

No que se refere ao grupo I, constituído dos modelos PB1B e PB1C, as características físicas do concreto, como se depreende do Quadro II.2, são praticamente as mesmas, havendo diferenças sensíveis, como indica o Quadro IV.1, somente na geometria inicial dos modelos.

Quanto à comparação entre resultados teóricos e experimentais, como mostrado no Quadro VI.1, registrou-se, nesse grupo, a maior divergência em termos de carga máxima. No entanto, para contrabalançar, foi o grupo em que as curvas teóricas e experimentais, no ramo ascendente, mostraram-se mais coincidentes, se computados os resultados apresentados pelos dois modelos.

Da observação dos dois gráficos da Figura V.1, verifica-se que as duas curvas teóricas resultaram bastante semelhantes

entre si, o mesmo ocorrendo com as experimentais, notando-se também que, apesar de apresentar maiores imperfeições de geometria inicial, o pórtico PB1B conduziu, quer teórica, quer experimentalmente, a uma carga máxima um pouco superior a do modelo PB1C. Este fato, que a primeira vista pode parecer inconsistente, na realidade, talvez seja explicado com o argumento de que valores maiores de  $w$ , como registrados para o modelo PB1B, implicam, já de início, em uma maior proximidade do carregamento da posição vertical, e, conseqüentemente, em uma inversão mais cedo da componente horizontal da carga. Assim, pode-se chegar perfeitamente a uma carga máxima maior e até mesmo justificar o andamento bem semelhante apresentado pelas duas curvas teóricas e também pelas experimentais.

Ainda um fato que merece ser comentado, diz respeito aos três descarregamentos totais ocorridos no ensaio do pórtico PB1B, sendo que, em um deles, já com 140 kN de carga aplicada. Do que se depreende das planilhas de ensaio, apesar dos seguidos descarregamentos, sempre ao se carregar novamente o pórtico, o valor do deslocamento  $\alpha$  (medido a partir da configuração do pórtico antes de se iniciar o novo carregamento), para um determinado valor de  $P$ , praticamente não sofria alteração. Tudo leva a crer, inclusive, que os sucessivos descarregamentos e carregamentos, basicamente, não modificaram o valor da carga máxima que seria obtida no caso do ensaio ter se realizado sem a ocorrência de nenhum descarregamento. Este fato pode ser confirmado pelo ensaio dos modelos PP1A e P3A, em que aconteceu, também, por uma vez, descarregamento total dos pórticos. Como se deduz das Figuras V.2 e V.5, em ambos os casos o descarregamento ocorreu já bem nas proximidades da carga máxima e, ao se

carregar novamente os modelos, a carga máxima atingida pouco diferiu da registrada imediatamente antes de se processar o descarregamento. A única diferença em relação ao comportamento do modelo PB1B (que certamente decorre da diferença entre os sistemas de carga empregados) é que, para os modelos PP1A e P3A ao se realizar o novo carregamento, os deslocamentos  $a$  (computados também com base na configuração do pórtico antes do novo carregamento), desde o início, sofreram alterações mais sensíveis, quando comparados com os valores do primeiro carregamento, ao contrário do que ocorreu para o modelo PB1B.

Cabe ainda acrescentar que, para a análise teórica dos pórticos em que se verificaram carregamentos e descarregamentos, como foi o caso dos modelos PB1B, PP1A e P3A, tendo em vista as limitações atuais do programa PORT2, neste aspecto, a consideração que se fez, visando simular tais situações, foi computar, automaticamente, ao se efetivar a última e definitiva leitura da geometria inicial, os deslocamentos residuais que permaneceram após os sucessivos descarregamentos.

## VI.2.2. GRUPO II

No que diz respeito ao grupo II, formado pelos modelos PP1A e PP1B, ocorreram pequenas diferenças nas características físicas do concreto, como se observa no Quadro II.2. No entanto, como indica o Quadro IV.1, as divergências mais acentuadas registraram-se com relação à geometria inicial, sendo que, para o tipo de esquema de carregamento utilizado no ensaio dos modelos dos grupos II a V, certamente é de se esperar uma maior sensibilidade com respeito às imperfeições iniciais.

Pode-se notar que, nesse grupo, como indica a Figura V.2, tanto em termos teóricos, como em termos experimentais, ocorreram as maiores divergências de comportamento de um modelo relativamente ao outro. No que se refere às análises teóricas, as divergências de resultados registrados entre os dois modelos, basicamente, se explicam pelas diferenças sensíveis com relação à geometria inicial. Já em termos experimentais, independente de imperfeições de geometria inicial, algum outro fator relevante não detectado, seja na execução ou mesmo na realização do ensaio, provavelmente prejudicou os resultados do modelo PP1A.

Analisando agora cada pórtico, individualmente, observa-se, também, uma diferença sensível entre o comportamento teórico e experimental, principalmente no que se refere ao valor da carga máxima e ao andamento das curvas no ramo ascendente. Enquanto que, no modelo PP1A, a carga máxima teórica situou-se 24,8% acima da experimental e, no ramo ascendente, as curvas P- $\alpha$  desde o início se afastaram uma da outra, no modelo PP1B, a carga máxima teórica resultou somente 12,3% superior à experimental e as curvas P- $\alpha$  caminharam praticamente coincidentes até quase ser atingida a carga máxima experimental.

### VI.2.3. GRUPO III

No que se refere ao grupo III, constituído dos modelos P1A e P1B, relativamente às características físicas do concreto, a divergência mais significativa ocorreu em termos da resistência à compressão, como se observa no Quadro II.2, enquanto que, com respeito à geometria inicial, não se verificaram dife-

renças sensíveis (principalmente se for levado em consideração que as maiores diferenças foram para o pilar mais afastado da carga), como indica o Quadro IV.1. Convém lembrar que os grupos II e III distinguem-se, entre si, somente no detalhe de canto.

É de se notar, como indica a Figura V.3, que nesse grupo, tanto em termos teóricos, como em termos experimentais, os resultados foram perfeitamente compatíveis, no que se refere ao comportamento de um modelo em relação ao outro. De acordo com os Quadros II.2 e IV.1, era mesmo de se esperar, tanto teórica como experimentalmente, uma carga máxima um pouco superior para o modelo P1A. Por outro lado, embora, nesse grupo, tenha se registrado uma aproximação bem razoável entre resultados teóricos e experimentais, em termos de carga máxima, como mostra o Quadro VI.1, o mesmo não se pode dizer com respeito ao andamento do ramo ascendente das curvas P-a, uma vez que, estas curvas, para os dois modelos, sã caminharam próximas até cerca da metade da carga máxima experimental. Relativamente ao ramo descendente das curvas P-a, esse grupo pode ser considerado como o que apresentou uma melhor concordância entre o andamento teórico e experimental das curvas.

Com respeito a este último aspecto, pode-se depreender, comparando-se as Figuras V.2 e V.3, que, realmente, o detalhe de canto representado na Figura II.1, utilizado nos modelos do grupo III, parece ter se revelado mais eficiente, em função do acréscimo de rigidez no ramo descendente, registrado para estes modelos (em comparação com os do grupo II). Paralelamente, o enrijecimento dos cantos possibilita, também, uma melhor aproximação com a hipótese de nós rígidos, admita nas análises teóri-

cas, decorrendo talvez deste fato a melhor concordância verificada entre os comportamentos teórico e experimental no ramo descendente.

#### VI.2.4. GRUPO IV

Os modelos do grupo IV distinguem-se entre si pela ausência ou não de mīsula. O modelo P2A não possui mīsula enquanto que o P2B tem o detalhe de canto representado na Figura II.1. Neste grupo não houve diferenças significativas em termos da resistência à compressão do concreto, como se depreende do Quadro II.2. O mesmo pode ser dito, como indica o Quadro IV.1, com relação à geometria inicial dos modelos.

Como já foi mencionado anteriormente, tanto os modelos deste grupo como os do grupo V foram ensaiados com a distância  $e_1 = 8$  cm, embora dimensionados considerando  $e_1 = 3$  cm. O que levou a tal procedimento foi a busca da eliminação de fatores que estariam provavelmente contribuindo, de alguma forma, para que os resultados teóricos se afastassem um pouco dos experimentais. Desses fatores procurou-se, então, destacar a posição extremamente desfavorável da carga (sobre o canto), que impedia uma análise teórica mais precisa, pelo menos com a representação usual de uma barra por seu eixo. Assim, na medida do possível, procurou-se afastar a carga do canto, com a precaução de não causar danos à viga que pudessem vir a prejudicar os objetivos dos ensaios. No entanto, pode-se adiantar que tal procedimento, aparentemente, não evidenciou melhoras sensíveis na qualidade dos resultados.

Observando o Quadro VI.1 e a Figura V.4 pode-se deduzir

que, nesse grupo, globalmente, ocorreu a maior aproximação entre os resultados teóricos e os experimentais, não só em termos de carga máxima como no próprio andamento das curvas. Foram também estes modelos os que tiveram carga máxima, experimental e teórica, mais se aproximando da carga de dimensionamento.

Analisando cada pórtico individualmente, observa-se, pela Figura V.4, que o modelo P2A revelou uma aproximação um pouco melhor entre os comportamentos teórico e experimental em termos de ramo ascendente das curvas P-a. Vê-se que tais curvas caminharam juntas até praticamente a carga máxima experimental. Pode-se observar também o paralelismo entre os ramos descendentes dessas curvas, indicando igual perda de rigidez. É interessante ainda observar que a presença de mísula no modelo P2B não alterou significativamente o andamento das curvas experimentais, notando-se entretanto, que, para este modelo, a carga máxima de ensaio resultou cerca de 8% superior à do modelo P2A.

#### VI.2.5. GRUPO V

Os modelos do grupo V, P3A e P3B, são idênticos geometricamente. Também neste grupo não houve diferenças significativas tanto nas características do concreto, como se observa no Quadro II.2, como relativamente à geometria inicial dos modelos (Quadro IV.1).

Cabe lembrar que, neste grupo, os modelos foram também ensaiados com a distância  $e_1$  igual a 8 cm, tal como o foram os modelos do grupo IV.

Como indica a Figura V.5, neste grupo, em termos experi-

mentais, ocorreram sensíveis divergências de comportamento de um modelo para o outro, principalmente com relação à carga máxima. No que se refere às análises teóricas, as divergências dos resultados verificadas entre os dois modelos pode ser explicada, basicamente, pelas pequenas diferenças com relação à geometria inicial. Em termos experimentais, além das diferenças de geometria inicial, algum outro fator não detectado deve ter contribuído, de alguma forma, para a significativa diferença de valores de carga máxima.

É interessante também observar que esse grupo foi o único em que as cargas máximas teóricas resultaram, para ambos os modelos, inferiores às experimentais.

Uma análise individual de cada modelo do grupo mostra que, efetivamente, o modelo P3B foi o que apresentou um melhor correlacionamento entre resultados devendo-se, inclusive, ressaltar que, de todos os modelos ensaiados, este foi o que apresentou maior aproximação entre as cargas máximas teórica e experimental (e com ambas bem próximas à carga de dimensionamento).

## CAPÍTULO VII

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### VII.1. SOBRE O FUNCIONAMENTO DO MECANISMO DE ENSAIO PROJETADO PARA OS MODELOS DOS GRUPOS II A V

O sistema de carregamento projetado, Figura II.3, para ensaio dos modelos dos grupos II a V, atendeu plenamente às expectativas visto que conseguiu-se, através de correções sucessivas ao longo do ensaio, manter a verticalidade da carga aplicada ao pórtico. Foi, então, eliminado o que acontecia para o caso do sistema de carregamento da Figura I.10, correspondente aos modelos PB1B e PB1C, em que a carga aplicada, além de variar de intensidade, tinha também inclinação variável ao longo do ensaio.

O bom funcionamento do equipamento projetado contribuiu para que fosse melhor testada a eficiência dos programas automáticos utilizados na análise teórica dos modelos de Zendron, uma vez que viabilizou um sistema de carregamento no pórtico muito mais simples de ser reproduzido teoricamente.

## VII.2. SOBRE O COMPORTAMENTO DOS MODELOS

Considerando que as curvas das Figuras V.1 a V.16, relativas aos modelos ensaiados, alcançaram o seu máximo sem que fossem atingidas no concreto e no aço as deformações normalmente especificadas para o esgotamento da capacidade resistente dos materiais (o que é verificado tanto pelas medições como pelo programa), ficou caracterizado o estado-limite último por flambagem. A obtenção do ramo descendente das curvas, nos ensaios, resultou do procedimento de controle de deslocamentos dos pistões dos macacos hidráulicos, enquanto que, no programa automático, foi consequência direta da forma utilizada para a simulação teórica dos ensaios.

## VII.3. SOBRE A CONFRONTAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

Para a maioria dos modelos a carga máxima teórica resultou maior do que a experimental (Figuras V.1 a V.5). No entanto, como indica o Quadro VI.1, os valores teóricos podem ser considerados como satisfatórios, uma vez que a máxima diferença percentual foi de 24%, situando-se a diferença média em torno de 9,4%.

Além disso, tendo em vista as dificuldades de se reproduzir teoricamente o comportamento extremamente complexo de uma estrutura de concreto armado, pode-se também dizer que as aná-

lises teóricas reproduziram razoavelmente bem o comportamento real dos modelos ao longo de todo o ensaio.

#### VII.4. SOBRE A CONFRONTAÇÃO ENTRE A CARGA DE DIMENSIONAMENTO E AS CARGAS MÁXIMAS TEÓRICA E DE ENSAIO

Para os pórticos ensaiados de acordo com o esquema de carregamento da Figura II.3, as cargas máximas teóricas e experimentais resultaram ora acima ora abaixo da carga de dimensionamento (Quadro VI.1), cabendo ao modelo PP1A, tanto teórica como experimentalmente, a máxima diferença percentual (respectivamente, 21,4% e 27% abaixo da carga de dimensionamento). Computando a média dos oito modelos, a carga máxima teórica resultou cerca de 1% inferior à carga de dimensionamento enquanto que, a experimental, em torno de 5% também abaixo. Já para os modelos PB1B e PB1C, ensaiados de acordo com o esquema de carregamento da Figura I.10, porém dimensionados tal como os demais modelos, a carga máxima tanto teórica como experimental, resultou consideravelmente maior do que a carga de dimensionamento. Levando em consideração a média dos dois modelos, a carga máxima teórica foi da ordem de 125% superior à carga de dimensionamento enquanto que, a experimental, cerca de 90%.

#### VII.5. SOBRE A CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

Novas investigações teórico-experimentais se fazem neces

sãrias, através da consideração de outros tipos de modelos (variando a geometria, as vinculações, o tipo de carregamento), visando fornecer mais subsídios à literatura técnica especializada no assunto.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [ 1 ] CARNEIRO, F.L.L.B. "Dosagem dos Concretos". Instituto Nacional de Tecnologia. Rio de Janeiro, 1953.
- [ 2 ] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DE BÊTON. "CEB-Bulletin d'Information nº 124/125-F". Paris, 1978.
- [ 3 ] \_\_\_\_\_ . "Manuel de Calcul de Flambement-Instabilité", CEB-Bulletin d'Information nº 103. Paris, 1974.
- [ 4 ] \_\_\_\_\_ . "CEB-FIP Manuel of Buckling and Instability", In CEB-Bulletin d'Information nº 123. Paris, 1977.
- [ 5 ] COOK, R.D. "Concepts and Applications of Finite Element Analysis". John Wiley and Sons. New York, 1974.
- [ 6 ] CRANSTON, J.L. "Tests on reinforced concrete Frames 1. Pinned Portal Frames". Technical Report TRA 392. Cement and Concrete Association. Inglaterra, august 1965.
- [ 7 ] DOMINGUES, L. da C. "Verificação da Eficiência de Armaduras de Canto". Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1974.
- [ 8 ] FUSCO, P.B. "Estruturas de Concreto, Solicitações Nor-

mais". Editora Guanabara Dois S.A. Rio de Janeiro, 1981.

- [ 9 ] GARCIA, L.F.T. "Análise do Comportamento Não-Linear de Pórticos Planos de Concreto Armado". Revista Brasileira de Tecnologia, vol. 7, São Paulo, 1976.
- [10] \_\_\_\_\_ . "Analise Não-Linear de Pórticos Planos de Concreto Armado". Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1974.
- [11] GARCIA, L.F.T. e RODRIGUES, F.C. "Comportamento Teórico-Experimental de Pórticos Planos de Concreto Armado com Pilares Esbeltos". Revista Brasileira de Engenharia, vol. 1-2, Rio de Janeiro, 1983.
- [12] GRELAT, A. "Comportement non Linéaire et Stabilité des Ossatures en Béton Armé". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nº 366, novembre, 1978.
- [13] INTERNATIONAL UNION OF TESTING AND RESEARCH LABORATORIES FOR MATERIALS AND STRUCTURES. "Modulus of Elasticity of Concrete in Compression". RILEM Recommendation CPC-8, 1<sup>st</sup> Edition, 1975.
- [14] \_\_\_\_\_ . "Tension by Splitting". RILEM Recommendation CPC-6, 1<sup>st</sup> Edition, november, 1975.
- [15] LEONHARDT, F. e MÖNNING, E. "Construções de Concreto". Vol. I, Livraria Interciência, Rio de Janeiro, 1977.
- [16] MAIA, A.C.F. "Analyse Non-Linéaire des Portiques Plans en Béton Armé ou Precontraint Compte Tenu du Comporte-

ment Rhéologique du Béton". Thèse de Docteur-Ingénieur. Université Pierre et Marie Curie, Paris IV, 1979.

- [17] NAGATO, Y. "Terceiro Seminário para Exame de Qualificação Acadêmica para Candidatura ao Doutorado". COPPE/UFRJ, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, abril de 1982.
- [18] RAD, F.N. e FURLONG, R.W. "Behaviour of Unbraced Reinforced Concrete Frames". ACI Journal, Title nº 77-30, July-August 1980.
- [19] SARGIN, M. "Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structures Concrete Sections, Study nº 4". Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontário, 1971.
- [20] TELLES, J.C. de F. "Análise do Comportamento Não-Linear Geométrico e Físico de Pórticos Planos de Concreto Armado". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.
- [21] YAMAGATA, N. "Um Programa para Dimensionamento de Seções de Peças de Concreto Armado Submetidas a Flexão Composta Normal", Anais das III Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Angola, 1971.
- [22] ZENDRON, D. "Ensaio de Pórticos Planos de Concreto Armado com Pilares Esbeltos". Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1982.
- [23] ZENDRON, D., GARCIA, L.F.T. e MAIA, A.C.F. "Comportamento

de Pórticos Planos Esbeltos em Concreto Armado". 1º Co  
lôquio Venezuela-Brasil de Engenharia Civil, Caracas,  
1980.

- [24] \_\_\_\_\_. "Ensaio de Flambagem de Pórticos Planos de  
Concreto Armado". Anais das XXI Jornadas Sul America-  
nas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, 1981.