

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**PILARES DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA COM SEÇÃO TRANSVERSAL
RETANGULAR SOLICITADOS À
COMPRESSÃO SIMPLES**

Nadjara Máris Barroso Paiva

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

R.S., 1946

*Atento ser a versão definitiva
da Dissertação de Mestrado
Campinas, 17 de outubro de 1997
Luiz Roberto Agostini*

Dissertação de Mestrado

Campinas - 1994

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

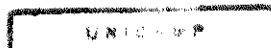
PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM
SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR SOLICITADOS À
COMPRESSÃO SIMPLES

Nadjara Máris Barroso Paiva

Orientador: **Luiz Roberto Sobreira de Agostini**

Dissertação de Mestrado apresentada
à Faculdade de Engenharia Civil, da
Universidade Estadual de Campinas,
para obtenção do título de Mestre
em Engenharia Civil. Área de
concentração: Estruturas.

Campinas - 1994



UNIDADE	BC	
N.º CHAMADA:	II/Unicamp	
	P166p	
V.	Ex.	
TOMBO BC/	32335	
PROC.	281197	
C	<input type="checkbox"/>	D <input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$11,00	
DATA	29/11/97	
N.º CPD		

CM-00104026-B

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

P166p Paiva, Nadjara Maris Barroso
Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples / Nadjara Maris Barroso Paiva.--Campinas, SP: [s.n.], 1994.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Colunas de concreto. 2. Engenharia de estruturas.
3. Resistência de materiais. I. Agostini, Luiz Roberto Sobreira de. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

Ao Francisco, pela ajuda, incentivo e carinho, imprescindíveis à conclusão desse trabalho, com todo amor.

Agradecimentos

Pela orientação prestada, sempre exata, compreensiva e confiante, agradeço primeiramente ao meu orientador Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini.

Agradeço, também, ao Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes, pelos conselhos primorosos e fundamentais.

Estendo meus agradecimentos a todos os técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção e do Setor de Computação, da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, que, de forma eficiente e carinhosa, colaboraram nessa pesquisa.

Aos meus pais e aos amigos conquistados durante esse período de trabalho, agradeço o apoio e o incentivo dados.

ÍNDICE

RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	v
LISTA DE TABELAS.....	viii
INTRODUÇÃO	ix
1 - CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA: HISTÓRIA E APLICAÇÕES.....	1
1.1 - O concreto de alta resistência.....	2
1.2 - Dados históricos sobre o uso do concreto de alta resistência.....	4
1.3 - O concreto de alta resistência no Brasil.....	8
2 - OS MATERIAIS NO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.....	10
2.1 - Cimento	11
2.2 - Agregados	11
2.2.1 - Agregados miúdos	12
2.2.2 - Agregados graúdos	12
2.3 - Microssílica	13
2.4 - Superplastificantes	15
3 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA: EXECUÇÃO E CURA	17

4 - ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PILARES RETANGULARES DE CONCRETO DE RESISTENCIA USUAL E PILARES RETANGULARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	22
4.1 - Análise dos pilares de concreto com resistência usual	23
4.2 - Análise dos pilares de concreto de alta resistência	30
5 - PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR E ARMADURA DE CONFINAMENTO.....	36
5.1 - Materiais utilizados	38
5.2 - Instrumentação	39
5.3 - Execução e cura	41
5.4 - Relação 1 : 1,25	41
5.5 - Relação 1 : 1,50	74
CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
BIBLIOGRAFIA	97

RESUMO

O objetivo deste trabalho de pesquisa foi o estudo do comportamento estrutural de pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular, quando solicitados à compressão simples.

O estudo bibliográfico realizado e os ensaios de modelos de pilares com taxas de armaduras longitudinais e transversais usuais definiram que pilares de concreto de alta resistência apresentam ruptura frágil quando utilizadas tais taxas de armaduras.

Constatando, assim, a necessidade de armadura transversal de confinamento para a ductilização desses pilares, o estudo dirigiu-se à definição de uma taxa de armadura transversal que lhes garantisse segurança contra rupturas bruscas.

ABSTRACT

The purpose of this research was the study of the structural behavior of the high-strength concrete columns with rectangular transversal section under axial loads.

The literature and the specimens with usual longitudinal and transversal reinforcement ratios that were tested defined that high-strength concrete columns show fragile failures when such ratios were used.

Therefore, regarding the necessity of transversal confinement reinforcement for the ductility of such columns, the research was aimed at the definition of a minimum transversal reinforcement ratio which would prevent the sudden failures in the columns.

LISTA DE FIGURAS

Fig.1 - Posicionamento dos defletômetros mecânicos no ensaio dos pilares	25
Fig.2 - Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos pilares PCA-USUAL e PCA-CAR.....	26
Fig.3 - Diagrama carga × deformação do pilar P1CA-USUAL	27
Fig.4 - Diagrama carga × deformação do pilar P2CA-USUAL	28
Fig.5 - Diagramas das deformações médias apresentadas pelos pilares PSA-USUAL e PCA-USUAL com a origem transladada.....	28
Fig.6 - Pilares P1SA-USUAL e P2SA-USUAL rompidos	29
Fig.7 - Diagrama carga × deformação do pilar P1CA-CAR	33
Fig.8 - Diagrama carga × deformação do pilar P2CA-CAR	33
Fig.9 - Diagrama das deformações dos pilares PSA-CAR e PCA-CAR	34
Fig.10 - Diagrama das deformações médias apresentadas pelos pilares PSA-CAR e PCA-CAR.....	34
Fig.11 - Pilares P1SA-CAR e P2SA-CAR rompidos	35
Fig.12 - Pilares PCA-CAR com taxas usuais de armaduras.....	38
Fig.13 - Instrumentação dos pilares	40
Fig.14 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/10-150 e P8/10-175	42
Fig.15 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/10-200 e P8/10-225.....	43
Fig.16 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/10-250 e P8/10-275.....	44
Fig.17 - Pilares P8/10-150 ensaiados.....	47
Fig.18 - Pilares P8/10-250 ensaiados.....	48
Fig.19 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-150-1.....	50
Fig.20 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-150-1	51
Fig.21 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-150-2.....	52
Fig.22 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-150-2.....	53
Fig.23 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-175-1.....	54
Fig.24 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-175-1.....	55
Fig.25 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-175-2.....	56
Fig.26 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-175-2.....	57

Fig.27 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-200-1.....	58
Fig.28 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-200-1.....	59
Fig.29 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-200-2.....	60
Fig.30 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-200-2.....	61
Fig.31 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-225-1.....	62
Fig.32 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-225-1.....	63
Fig.33 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-225-2.....	64
Fig.34 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-225-2.....	65
Fig.35 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-250-1.....	66
Fig.36 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-250-1.....	67
Fig.37 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-250-2.....	68
Fig.38 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-250-2.....	69
Fig.39 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-275-1.....	70
Fig.40 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-275-1.....	71
Fig.41 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-275-2.....	72
Fig.42 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/10-275-2.....	73
Fig.43 - Diagramas carga × deformação dos pilares P1CA-CAR, P8/10-150-1 e P8/10-250-1, obtidos pela máquina hidráulica.....	74
Fig.44 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/12-200.....	75
Fig.45 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/12-225 e P8/12-250.....	76
Fig.46 - Pilares P8/12-200 ensaiados.....	78
Fig.47 - Pilares P8/12-250 ensaiados.....	80
Fig.48 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-200-1.....	81
Fig.49 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-200-1.....	82
Fig.50 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-200-2.....	83
Fig.51 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-200-2.....	84
Fig.52 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-225-1.....	85
Fig.53 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-225-1.....	86
Fig.54 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-225-2.....	87
Fig.55 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-225-2.....	88
Fig.56 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-250-1.....	89

Fig. 57 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-250-1	90
Fig. 58 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-250-2	91
Fig. 59 - Deformações no concreto e nas armaduras do pilar P8/12-250-2	92
Fig. 60 - Diagramas carga \times deformação dos pilares P8/12-200-1, P8/12-225-1 e P8/12-250-1, obtidos pela máquina hidráulica.....	93

LISTA DE TABELAS

TABELA - 1 - Características apresentadas por determinados superplastificantes.....	16
TABELA - 2 - Consumo de material das misturas de concreto.....	19
TABELA - 3 - Características das misturas	20
TABELA - 4 - Resistência à compressão das misturas	20
TABELA - 5 - Resistência à compressão da mistura T2	21
TABELA - 6 - Resistência à compressão dos corpos de prova referentes ao concreto dos pilares PSA-USUAL	24
TABELA - 7 - Resistência à compressão dos corpos de prova referentes ao concreto dos pilares PCA-USUAL.....	27
TABELA - 8 - Resistência à compressão dos corpos de prova referentes ao concreto dos pilares PCA-CAR	32
TABELA - 9 - Cargas últimas apresentadas pelos pilares com seção transversal 80mm × 100mm × 480mm	46
TABELA - 10 - Cargas últimas apresentadas pelos pilares com seção transversal de 80mm × 120mm × 480mm	77

Introdução

Introdução

As obras com estruturas em concreto armado apresentam-se, cada vez, mais arrojadas e tornam-se mais freqüentes em nosso mundo. Assim, a realidade atual traz a necessidade de melhor desempenho do concreto, que representa resistência mais elevada e ganhos em custos e espaços.

Propiciado por essas vantagens, o concreto de alta resistência tem seu emprego difundido a pontes, plataformas petrolíferas, pisos, reparos, cofres de bancos, canais e depósitos enterrados para armazenamento de combustíveis.

Porém, a mais usual aplicação de concreto de alta resistência é em pilares de edifícios altos. Permitindo a redução da seção transversal, o concreto de alta resistência em pilares de edifícios possibilita redução não somente do consumo do concreto como também de armaduras.

Em contraposição, pilares de concreto de alta resistência com taxas de armaduras usuais apresentam ruptura frágil quando solicitados à compressão simples.

Tal fato motivou este trabalho de pesquisa experimental com pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular, através de um estudo comparativo com o trabalho anteriormente desenvolvido sobre pilares de concreto de alta resistência com seção transversal quadrada⁽¹⁾.

Esta pesquisa buscou definir taxas mínimas de armaduras longitudinais e transversais, para pilares retangulares de concreto de alta resistência, que garantissem segurança contra estados limites últimos.

Como primeira etapa, definiu-se o traço de concreto a ser utilizado durante toda pesquisa. Analisando diversas misturas, optou-se por aquela que apresentava, aos 28 dias, resistência em trono de 70,0 Mpa, com uma relação água/(cimento + microssílica) de 0,28, tendo sido adicionado ao cimento Portland comum 15% de microssílica.

Para análise e escolha da mistura adotada, foram concretados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 100mm x 200mm, os quais foram ensaiados aos 10 dias,

devido à disponibilidade do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP, e aos 28 dias.

Definido o traço, passou-se à análise da seção resistente, com o ensaio de quatro modelos de pilares com resistências usuais (até 40 Mpa), de dimensões 80mm x 100mm x 480mm, sendo dois com armaduras longitudinais e transversais e dois sem armaduras. Foram ensaiados, também, quatro modelos com concreto de alta resistência, dois com armaduras longitudinais e transversais e dois sem armaduras, com as mesmas dimensões dos modelos de pilares com concreto de resistências usuais.

Os pilares com armaduras possuíam nas extremidades placas metálicas de 5,0mm, para evitar que essas regiões rompessem prematuramente pelo efeito de ponta das barras longitudinais.

A armadura longitudinal foi constituída de quatro barras de diâmetro de 6,3mm e a armadura transversal por seis estribos de diâmetro de 5,0mm, com espaçamento de 8,0cm.

O controle de resistência do concreto foi sempre feito com o ensaio dos corpos-de-prova cilíndricos 100mm x 200mm, ensaiados na mesma idade que os pilares.

Os modelos de pilares foram levados à ruptura por compressão, por compressão simples, sendo medidas as deformações do concreto por defletômetros mecânicos da marca MITUTOYO, de sensibilidade 0,01mm e curso de 10,0mm e as deformações do aço por extensômetros elétricos SHINKOH.

Com a constatação da fragilidade apresentada pelos pilares de concreto de alta resistência com armaduras usuais, dentro das taxas da NB - 1, iniciou-se a análise de soluções de ductilização, com o emprego de armaduras transversais de confinamento.

Foram ensaiados, então, dois modelos de pilares com dimensões de 80mm x 100mm x 480mm para cada taxa de armadura transversal adotada. Tomando-se por base o trabalho de *Agostini*⁽¹⁾, trabalhou-se com taxas iguais a 1,50%, 1,75%, 2,00%, 2,25%, 2,50% e 2,75%. As armaduras transversais eram compostas de estribos individuais, de diâmetro igual a 5,0mm.

Para a armadura longitudinal de todos os modelos ensaiados, de dimensões 80mm x 100mm x 480mm, foi usada taxa de 3,55%, com quatro barras de diâmetro igual a 3/8".

Durante os ensaios com defletômetros mecânicos da marca MITUTOYO, de sensibilidade 0,01mm, posicionados nas quatro arestas dos pilares, e extensômetros elétricos KYOWA colados nas quatro barras longitudinais, à meia altura, foi possível a determinação das deformações ocorridas no concreto e no aço.

Também foram colados extensômetros elétricos em dois estribos para análise de seus comportamentos com relação aos seus assentamentos nas barras longitudinais. Estes estribos, nos quais foram colados os extensômetros elétricos, foram escolhidos obedecendo aos seguintes critérios: aquele que apresentava o melhor assentamento e o que apresentava maior deficiência na vinculação com a armadura longitudinal.

Os ensaios foram realizados em seqüência crescente das taxas de armaduras transversais, sempre aos pares de modelos, e na idade de 28 dias.

A eficiência de ductilização na ruptura apresentada pelos pilares com taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50% serviram de orientação para definir as taxas de armaduras transversais no estudo de pilares retangulares, com relação de lados igual a 1,5, ou seja, pilares de 80mm x 120mm x 480mm, maiores que os anteriormente ensaiados.

Tais pilares também foram ensaiados aos pares e aos 28 dias, com taxa de armadura longitudinal de 4,44%. O aumento da taxa de armadura longitudinal foi em função do aparecimento de excentricidades acidentais, verificadas na análise dos diagramas "carga x deformação", obtidos com os ensaios dos pilares de dimensões 80mm x 100mm x 480mm. Tentou-se, assim, para os pilares de 80mm x 120mm x 480mm, combater as excentricidades acidentais com o aumento da taxa de armadura longitudinal, empregando-se seis barras com diâmetro de 3/8". O aumento do número de barras tinha como objetivo compensar a heterogeneidade inevitável do concreto pela homogeneidade do aço.

Nestes novos pilares, as armaduras transversais possuíam diâmetro de 5,0mm, com os estribos dispostos individualmente.

Para a determinação das deformações no concreto e no aço, foram posicionados defletômetros mecânicos nas quatro arestas dos pilares e extensômetros elétricos nas quatro barras longitudinais das extremidades, sempre a meia altura da armadura. Tanto os defletômetros mecânicos como os extensômetros elétricos possuíam as mesmas características já descritas anteriormente. Novamente, foram instrumentados dois estribos com a finalidade de se conhecer seus comportamentos em seus assentamentos nas barras longitudinais.

Todos os pilares foram ensaiados à compressão na Máquina Universal de Ensaio (máquina hidráulica) de 100,0tf, do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP.

A análise das deformações ocorridas no concreto e nas barras longitudinais, bem como nos estribos, pode ser feita pelos diagramas carga x deformação dos pilares. Os resultados permitiram definir as taxas de armaduras transversal e longitudinal, adequadas aos pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular.

Devido à impossibilidade de obtenção de dados referentes à parte descendente da curva carga x deformação, pela instrumentação adotada, a análise do efeito confinamento dos pilares pode ser feita com os diagramas obtidos diretamente pela máquina hidráulica.

Quanto à ductilização, os diagramas carga x deformação, acrescidos da parte descendente da curva obtida pelo equipamento da máquina hidráulica, mostram a eficiência das armaduras de confinamento.

1 - Concreto de alta resistência: história e aplicações

1 - Concreto de alta resistência: história e aplicações

1.1- O concreto de alta resistência

Com a crescente aceitação das obras com estruturas em concreto armado, tornou-se necessária a busca por melhor desempenho desse material, que representa resistências mais elevadas e custos menores.

Com a introdução do cimento na produção de concretos, que se deu no século passado, e com as modificações sofridas na sua composição, com o passar do tempo, verificou-se um crescimento da resistência do concreto, principalmente a de curto prazo.

Sendo gradativa a utilização de concretos com resistências sempre maiores, o termo “alta resistência” se aplicaria a valores diferentes com o passar dos anos. Se concreto com resistência à compressão de 34,0MPa era considerado de alta resistência, nos Estados Unidos, na década de 50, hoje já se obtêm resistências em torno dos 100,0MPa.

As normas de projeto são baseadas em conhecimentos adquiridos com o emprego de concretos com resistência não superior a 40,0MPa. O Código Modelo CEB-FIP de 1.990 propõe limitação para a resistência do concreto em 80,0MPa, em corpos-de-prova cilíndricos aos 28 dias.

A tendência da maioria dos pesquisadores é de considerar concretos com resistências acima dos 40,0MPa como de “alta resistência”.

O rigor na execução e no controle de produção cresce na proporção da resistência, havendo necessidade de se empregarem técnicas e materiais especiais quando o que se pretende é obter concretos com resistências elevadas.

Superando os 100,0MPa, estão os concretos de “ultra alta resistência”, que exigem agregados especiais, geralmente artificiais, de resistência muito alta, técnicas especiais de produção, além de um controle de qualidade muito rigoroso, irreal em um canteiro de obras.

Porém, em laboratório, com misturas e técnicas especiais de cura, a resistência de até 280,0MPa já foi atingida, tendo sido utilizados, nessa determinada mistura, 25% de microssilica e uma relação água/(cimento + microssilica) de 0,16.

O aumento de resistência está intrinsecamente ligado a uma baixa relação água/cimento. Enquanto a relação água/cimento para concretos com resistências usuais varia dentro do intervalo de 0,50 a 0,70, para concretos de alta resistência esta relação fica em torno de 0,28. Para que se consiga uma boa trabalhabilidade, é necessário que se empreguem superplastificantes, que são aditivos de alto poder de redução de água, de maior eficiência que os redutores de uso corrente.

Com a introdução dos superplastificantes na produção de concretos de alta resistência, é possível atingir-se uma redução do teor de água de até 30%.

A crise mundial de energia, na década de 70, levou os fabricantes de cimento a controlarem sua produção e, por consequência, a buscarem outros materiais, que adicionados ao concreto, pudessem substituir ou suplementar o cimento.

Esses outros materiais são compostos minerais, com propriedades cimentícias ou pozolânicas, como a escória de alto forno, cinza volante ou microssilica.

A escória de alto forno, de origem artificial, é um subproduto da produção de ferro gusa por redução em alto forno.

Por ser um material hidráulico ativo, a escória de alto forno, em presença de água e à temperatura ambiente, sofre hidratação e endurece, formando produto cimentante.

A cinza volante, subproduto da combustão de carvão mineral em centrais termoelétricas, pode ser empregada como substituição de 10% a 20% do peso de cimento, em concretos de alta resistência.

A microssilica, subproduto da fabricação de silício metálico e ligas de ferro-silício, age no concreto como uma pozolana muito reativa e também tem o efeito “microfiller”, alojando-se nos interstícios da pasta por ser extremamente fina. Pode-se empregá-la como adição ou substituição de 10% a 15% do peso do cimento, em concretos de alta resistência.

Tanto a cinza volante como a microssilica reagem com o hidróxido de cálcio, liberado durante a hidratação do cimento, formando produtos cimentantes.

Esses compostos minerais possibilitam um grande aumento de resistência do concreto.

1.2 - Dados históricos sobre o uso do concreto de alta resistência

O concreto de alta resistência apresenta como principais características uma baixa permeabilidade, maior módulo de deformação, fluência menor e maior durabilidade, sempre que comparados a concretos com resistências usuais.

Atualmente, o concreto de alta resistência vem sendo empregado em pontes, plataformas petrolíferas, canais, depósitos enterrados para armazenamento de combustíveis, cofres de bancos, pisos e reparos, sendo que inicialmente seu emprego era restrito a pilares de andares inferiores de edifícios altos.

Tem-se conseguido nessas estruturas notáveis reduções econômicas, pela maior rapidez de execução e ganho de espaços, devido a redução das dimensões dos elementos estruturais, o que corresponde a ações menores sobre as fundações e ampliação de áreas utilizáveis, que contando com um melhor acabamento superficial da estrutura, representa uma vantajosa relação qualidade/custo.

Isaia⁽²²⁾ relata em sua dissertação, apresentada à Universidade Federal de Porto Alegre, a afirmação de *Swamy*, que, a cada 7,0MPa de acréscimo de resistência, há redução de 1% na taxa de armadura longitudinal. A conclusão do estudo comparativo de *Smith e Rad* entre concretos de alta resistência e concretos de 28,0MPa mostra que houve redução de 40% da área de armadura para concretos com resistências de 55,0MPa e de 67% para concretos com resistência de 83,0MPa, que representam reduções de custos em torno de 26% e 42%, respectivamente.

Nilson⁽²⁸⁾ já havia concluído que custa menos aumentar a resistência do concreto que a porcentagem da seção transversal da armadura longitudinal.

Com relação a pilares, a redução do consumo de concreto atinge valores da ordem de 50%, juntamente com uma redução de 60% da armadura, o que permite adotar-se a mesma seção de pilares ao longo dos pavimentos, com um melhor aproveitamento das fôrmas. Portanto, quanto maior o número de pavimentos melhor

é o desempenho do concreto de alta resistência, diminuindo os custos e viabilizando as seções.

Não se tem uma data fixa marcando o início de obras com concretos considerados de alta resistência. No entanto, o barco “Crete Joist”, construído nos anos 20, apresentou, em testes recentes, resistência à compressão entre 75,0MPa e 120,0MPa.

Já em 1948, foi obtida resistência à compressão superior a 62,0MPa em painéis pré-moldados, quando da construção da casa de máquinas da barragem Fort Peck. Tal concreto foi especificado para que suportasse à exposição muito severa.

Porém, a aplicação mais usual de concreto considerado de alta resistência é em pilares fortemente carregados de edifícios altos.

O início das construções de edifícios utilizando concreto de alta resistência se deu na região de Chicago, com o edifício Lake Point Tower, em 1965, com resistência de 52,0MPa. Sucessivos a ele, vieram inúmeros outros:

a) Mid-Continental Plaza (Chicago, 1972)

Primeiro a atingir o patamar dos 60,0MPa. Possuindo 50 andares, utilizou-se concreto com resistência à compressão de 63,0MPa, nos pilares dos 20 andares inferiores.

b) Water Tower Place (Chicago, 1975)

As resistências dos pilares que constituem os 79 andares, têm seus valores variando de 63,0MPa a 28,0MPa. Em decorrência, suas dimensões e armaduras variam ao longo de toda a altura do edifício.

c) 311 South Wacker Tower (Chicago, 1989)

Considerado o edifício em concreto mais alto do mundo, com 79 andares, possui pilares com resistência de 82,7MPa, até o 13º andar, e, acima disso, a resistência diminui gradualmente, até atingir 41,4MPa no topo da torre.

d) 225 W. Wacker Drive (Chicago, 1989)

Por medidas econômicas, foi projetado com concretos com resistências variando de 31,0MPa a 96,0MPa, mantendo-se a taxa de armadura em 1%. Juntamente com os seis andares inferiores projetados para 96,0MPa, foi concretado e ensaiado um pilar experimental de 117,0MPa, para que fornecesse informações das propriedades estruturais do concreto de alta resistência.

e) Two Union Square e Pacific First Center (Seattle, 1989)

Esses dois edifícios têm seus pilares constituídos por tubos de aço, enchidos com concreto que atinge resistência de 115,0MPa. Esses tubos circulares atuam tanto como armadura longitudinal como de confinamento, pois os pilares não possuem armaduras tradicionais, compostas por barras de aço. Foi necessário um alto módulo de deformação longitudinal para o concreto, para que garantisse a rigidez aos pilares. O Pacific First Center havia sido projetado para uma resistência de 96,5MPa, aos 56 dias, e, hoje, atinge 124,0MPa.

f) Helmsley Palace Hotel (Nova York, 1978)

Com 53 andares, foi a primeira construção a empregar concreto de alta resistência em Nova York, com 55,0MPa, com o intuito de diminuir o diâmetro dos pilares.

g) Grande Arche de La Défense (Paris, 1988)

Sua estrutura consiste de pórticos espaciais protendidos e a resistência do concreto atinge 65,0MPa.

h) Melbourne Central, Bourke Place e 530 Collins Street (Melbourne, 1991)

A objetividade pelo ganho em custo e espaço motivou a construção desse três edifícios em concreto, com resistências aos 28 dias entre 60,0MPa e 65,0MPa. O interesse pelo concreto de alta resistência foi impulsionado, na Austrália, pelas edificações Collins Place, de 55,0MPa, e Rialto, de 60,0MPa, que obtiveram um bom desempenho com o seu emprego.

Além das exigências vigentes em alguns países, como os escandinavos, de se empregar microssilica ou cinza-volante e a relação água/(cimento + microssilica) menor que 0,40, a necessidade de maior durabilidade e flechas reduzidas levaram ao surgimento de pontes com elevadas resistências, sendo Willows Bridge, Toronto, a primeira a superar os 40,0MPa, em 1967.

Países de todo o mundo buscam vãos maiores para suas pontes, com destaque para Helgelandsbrua, Noruega, com vão de 425m, e Pont du Pertuiset, com 110m de vão, empregando-se, em ambas, concreto com resistência de 65,0MPa.

No Japão, a preocupação de se obterem estruturas resistentes ao ambiente marinho e que juntamente refletissem uma boa estética, possibilitou pontes como Akkagawa Railway Bridge, com vãos de 45m e comprimento total de 305m, com resistência média de 96,0MPa.

A menor permeabilidade do concreto de alta resistência reduz a corrosão das armaduras, permitindo um desempenho satisfatório frente a agentes agressivos, ideal para estruturas como plataformas petrolíferas. A primeira a empregá-lo, Ekofisk I, tem seu concreto atingindo resistência de 45,0MPa e abriu caminho para tantas outras, sendo a maior a Gulfaks C, na Noruega, com resistência do concreto em torno de 70,0MPa.

O concreto de alta resistência permite um aumento na capacidade de carga, diminuindo o número de estacas necessárias. Neste sentido, empregou-se concreto com resistência de 75,0MPa na construção do Shopping-Center Oslo-City, em 1986, em 250 estacas, aumentando em 50% sua capacidade de carga.

Como característica implícita ao concreto de alta resistência, uma maior resistência à abrasão favorece a sua aplicação em recuperação de estradas, como acontece, principalmente, na Noruega.

Não contando somente com as inúmeras vantagens já relacionadas, a Itália tem procurado por segurança, quando utiliza concreto de alta resistência em cofres de seus bancos.

1.3- O concreto de alta resistência no Brasil

No Brasil, tal concreto está se desenvolvendo desde o final da década de 70, mas em passo lentos, pois limita-se à disponibilidade de produção de microsilica e à adaptação, à nossa realidade, de soluções e tecnologias já conhecidas por outros países.

Pesquisas sobre o comportamento de elementos estruturais com concreto de alta resistência vêm sendo realizadas em Universidades, Institutos de Pesquisas, existindo, também, aplicações em algumas obras brasileiras:

a) Edifício TRIANON (São Paulo, década de 60)

Nesse edifício, marco inicial de estruturas em concreto de alta resistência no Brasil e que abriga o Museu de Arte de São Paulo (MASP), o concreto atingiu uma resistência de 45,0MPa, aos 28 dias.

b) Edifício do CNEC (São Paulo)

A resistência inicial prevista para o concreto dos pilares era de 60,0MPa, para que atingisse 72,0MPa, aos 28 dias.

c) Usina Hidrelétrica de Itaipu

Uma grande viga da casa de máquinas da Usina de Itaipu foi recuperada com concreto de resistência em torno de 57,0MPa, aos 28 dias. Foi atingido, assim, o objetivo de uma perfeita aderência entre a alma e a mesa da viga.

d) Edifício em Santo Amaro

Pilares de um edifício de 18 andares atingiram resistência de 60,0MPa, o que possibilitou o ganho de mais de 500m² de área de escritório e uma grande área livre no subsolo, devido à redução dos pilares. Se houvesse sido utilizado concreto usual, ou seja, com resistência em torno de 18,0MPa, os pilares teriam aproximadamente o dobro da seção transversal, o que corresponde ao dobro do volume de concreto e a 25% a mais de seção de armadura e, além disso, seriam

necessários de 25% a 30% a mais de área de fôrmas. Por terem as lajes concreto com resistência em torno de 23,0MPa, a concretagem na região em volta do pilar foi simultânea à da laje, formando um verdadeiro “capitel” embutido, evitando existir pontos fracos na transição do topo do pilar de cada pavimento e saliências agressivas à arquitetura.

e) Reparos (Rio de Janeiro)

Foi utilizado concreto com resistência de 42,0MPa na reparação de cinco pisos de um edifício, no Rio de Janeiro. A estrutura consistia de uma grelha de 40cm x 40cm, com espessura da alma de 4cm e com altura de 27cm. Tendo a estrutura ficado deficiente com sérios problemas de adensamento e, até mesmo, sem nenhum concreto em algumas nervuras devido a grande altura e pequena espessura, foi necessário utilizar um concreto com consistência extremamente fluída, conseguindo um acabamento perfeito.

f) Pré-moldados

Com concreto de alta resistência se atinge, em curto espaço de tempo, resistências elevadas, dispensando muitas vezes a cura térmica ou diminuindo o tempo de cura e a temperatura, melhorando, assim, a resistência final e permitindo peças mais leves. Além disso, o concreto de alta resistência possibilita uma maior durabilidade que o concreto usual, quando em contato com meios agressivos. Por essas razões, o concreto de alta resistência vem sendo amplamente utilizado em pré-moldados, no Brasil.

g) Ampliação

Devido à ótima aderência oferecida quando aplicado sobre concreto antigo, empregou-se concreto de alta resistência na ampliação do cais do Porto de Luís Correia, no Piauí.

2 - Os materiais no concreto de alta resistência

2 - Os materiais no concreto de alta resistência

O concreto de alta resistência exige cuidadosa seleção de seus materiais componentes, para que apresente uma boa trabalhabilidade e a resistência desejada.

As propriedades do concreto de alta resistência dependem das propriedades dos seus componentes e da interação entre eles.

Este capítulo apresenta características básicas de cada material, comuns ao concreto de resistência usual, porém melhor selecionados.

2.1 - Cimento

Resistências elevadas exigem alto teor de cimento Portland comum.

Para concreto de alta resistência, a composição, a finura e a qualidade do cimento influem sensivelmente no seu desempenho.

Daí o fato de que marcas diversas, para um mesmo tipo de cimento, apresentam características diferentes.

Cada região utiliza um determinado cimento, com o qual é mais fácil obter-se o resultado desejado, que inclui boa trabalhabilidade e alta resistência.

No Brasil, as aplicações de concreto de alta resistência com cimento Portland comum têm atingido valores de resistências semelhantes aos obtidos no exterior.

2.2 - Agregados

Os agregados podem ser naturais, como areia e pedra britada, ou artificiais como argila expandida.

Sua composição mineral deve ser tal que permita boa ligação química dos agregados com a pasta de cimento.

Até o presente momento, não se sabe ainda como as diferenças das propriedades físicas e químicas dos agregados influenciam as propriedades mecânicas

do concreto⁽¹⁶⁾. A resistência do concreto, porém, não pode ser definida pela resistência dos agregados.

2.2.1 - Agregados miúdos

As características mais importantes dos agregados miúdos (areia) são: a forma ou angularidade das partículas, a granulometria e o módulo de finura.

Pelo fato do concreto de alta resistência já ser composto por uma grande quantidade de material cimentício, constituído por partículas finas, exigem-se agregados miúdos com partículas grossas e angulosas, com módulo de finura em torno de 3,0, para que proporcionem melhor trabalhabilidade e maiores resistências. Agregados com módulo de finura abaixo de 2,5 dão uma consistência úmida, dificultando a compactação, e partículas lisas e graúdas com dimensões acima de 4,8mm produzem falhas na aderência.

2.2.2 - Agregados graúdos

O módulo de elasticidade do agregado graúdo deve aproximar-se do módulo de elasticidade da argamassa, pois as tensões ao redor das partículas são causadas pela diferença entre os dois módulos.

Para melhor aderência da argamassa ao agregado, este deve ter partículas com formato angulosas, quase cúbicas, e rugosas, devendo apresentar grande resistência à compressão.

Para se obter um concreto com elevada resistência o tamanho ideal para as partículas do agregado graúdo seria 12,5mm, podendo porém, situar-se entre 9,5mm e 12,5mm ou 19,0mm e 25,0mm.

2.3 - Microsílica

A composição química da microsílica varia de acordo com as impurezas contidas na matéria prima utilizada na fabricação de silício metálico e ligas de ferro silício.

Composta por partículas esféricas de sílica amorfa (SiO_2) em quase sua totalidade, de 85% a 98%, contém em menores quantidades, carbono, óxido de enxofre, alumínio, ferro, cálcio, magnésio, sódio e potássio ⁽⁵⁾.

Conhecida por algumas outras denominações, como sílica volatilizada, pó de sílica condensado ou fumo de sílica, a microsílica inicialmente passou a ser captada na Noruega e Dinamarca, no final da década de 30, por motivos ambientais, tornando-se material de grande utilização em indústrias de refratários, plásticos e cimentos.

A microsílica sofre um processo de densificação, para facilitar sua aplicação, pois, sendo muito volumosa devido a sua baixa massa específica (20g/cm^3) é de difícil estocagem; além disso, a microsílica não densificada, extremamente fina, com massa unitária de $200,0\text{kg/m}^3$, onera o transporte pela ocorrência de grande perda pela formação de muito pó quando utilizada e pela aderência ao meio que a transporta.

Assim, a microsílica densificada com massa unitária de 600kg/m^3 torna-se mais trabalhável, sem perder as propriedades.

A microsílica apresenta-se também, como solução aquosa com 50% de teor de sólidos, sendo assim mais fácil sua estocagem.

A microsílica, quando usada na produção de concretos de alta resistência, tem-se revelado de grande eficiência, mostrando-se mais forte que a cinza volante e a escória de alto forno, em sua ação pozolânica, pois reage durante a hidratação do cimento com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), com maior rapidez que uma pozolana natural, formando um gel resistente de silicato de cálcio hidratado (C-S-H).

Além do efeito pozolânico, a microsílica apresenta um efeito microfiller, pois é extremamente fina, com suas partículas possuindo um diâmetro médio da ordem de $0,15\mu\text{m}$ ($0,15 \times 10^{-6}$ m).

Tendo uma superfície específica média de $200000\text{cm}^2/\text{g}$, uma partícula de microsílica chega a ser cem vezes menor que um grão de cimento.

Devido ao seu tamanho, as partículas de microssilica se alojam nos interstícios da pasta e, sendo filler não inerte reagem com o $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Por apresentar tanto um efeito pozolânico como um efeito microfiller, a microssilica exerce grande influência sobre as propriedades físicas e químicas do concreto:

- reduz a permeabilidade;
- aumenta a coesão e a aderência concreto-aço, concreto-agregado, concreto-concreto;
- aumenta a resistência à abrasão e a agentes químicos;
- possibilita um aumento de resistência em poucos dias.

A porcentagem de microssilica no concreto varia de 5% a 20%, para melhorar a impermeabilidade, e de 10% a 20% quando o que se visa é o aumento de resistência.

A demanda de água aumenta proporcionalmente à porcentagem de microssilica, em concretos de alto teor de cimento, exigindo agente plastificante para melhorar a trabalhabilidade.

A relação água/material cimentante, que inclui cimento + microssilica, deve manter-se em torno de 0,28 para concretos de alta resistência.

Apesar da baixa relação água/material cimentante, a coesão do concreto utilizando microssilica fica muito maior, eliminando quase por completo a exsudação e a segregação, tornando-o mais vulnerável à fissuração nas primeiras horas de lançamento, pela retração por secagem⁽⁵⁾.

A microssilica subdivide os poros capilares em gel, não permitindo a movimentação da água intersticial e, assim, diminuindo a permeabilidade e condutibilidade elétrica de concreto de alta resistência.

Entretanto, a microssilica permite uma melhor aderência da pasta ao aço, aos agregados e, até mesmo, a um concreto antigo, possibilitando a utilização de concretos de altas resistências em reparos. Essa melhor aderência permite também uma maior resistência à abrasão.

Um concreto com microssilica tem sua cor variando do cinza claro ao cinza escuro, de acordo com o teor de carbono, tendendo a ser mais escuro que o

convencional, enquanto fresco. Porém, essa diferença desaparece com o endurecimento ficando difícil distingui-los, aos 28 dias⁽⁵⁾.

2.4 - Superplastificantes

A baixa relação água/material cimentante, usada em concretos de alta resistência ocasiona problemas de trabalhabilidade, dificultando a compactação.

Com a utilização de superplastificantes, é possível conseguir um abatimento superior a 20cm de um concreto antes considerado seco, mantendo a mesma relação água/material cimentante.

O teor de água pode ser reduzido de 20% a 30%, mantendo-se a mesma consistência do concreto e aumentando sua resistência em até 100%, se comparado a concreto sem aditivos.

Propiciada pela redução de água, a redução de cimento diminui o calor de hidratação, as retrações e as fissurações de origem térmica, sendo uma técnica muito adequada para climas quentes ou para elementos estruturais com alta taxa de armadura.

Os superplastificantes advêm de sulfonados orgânicos, do tipo RSO_3 , sendo R um complexo orgânico de alto massa molecular⁽¹⁾.

O concreto torna-se mais fluido devido a interação do superplastificante com as partículas de cimento, tornando-as mutuamente repulsivas, e, assim, mais dispersas, por estarem negativamente carregadas.

As características apresentadas por um superplastificante dependem de sua classificação na cadeia orgânica e das purificações sofridas, o que interfere na melhoria de sua eficiência.

Os superplastificantes se subdividem em quatro categorias:

- melaminas sulfonadas;
- naftalenos sulfonados;
- lignosulfonados;
- ésteres de ácido sulfúrico ou ésteres de carboidrato.

Dentro destas categorias e apresentando-se em forma de pó em solução aquosa, alguns superplastificantes mais utilizados possuem as seguintes características, conforme tabela 1.

TABELA - 1

Superplastificantes	Base	Concentração (%)	Densidade (kg/m ³)	Aparência	Origem
Melment L10	melamina	20	1100	límpida	Alemanha
Mighty 150	naftaleno	42	1200	escura	Japão
Mulcoplast	lignosul- fonado	20	1100	marrom claro	Canadá

Os superplastificantes a base de ésteres não são muito usuais.

A consequência de uma baixa relação água/material cimentante e do emprego de superplastificantes, que está intrinsecamente ligado ao emprego de microssilica, é um aumento de retração plástica devido a uma exsudação reduzida.

O uso em quantidades inadequadas de superplastificantes pode incorporar ar ao concreto e retardar muito o tempo de pega, prejudicando a resistência do concreto. A relação peso de sólidos do superplastificante/peso de cimento deve encontrar-se entre 0,005 a 0,015.

O concreto com superplastificante apresenta perda de consistência inicial em menos de uma hora, após seu emprego, sendo que um aumento de temperatura acelera a perda de consistência.

Pode-se também resolver este problema de perda de consistência com a repetição do uso de superplastificantes no mesmo concreto, tornando-o novamente consistente, sem que isso ocasione algum dano ⁽¹¹⁾.

O Brasil começou a empregar superplastificantes recentemente, juntamente com a microssilica, sendo os mais conhecidos o RX-625, SIKAMENT, REOBETON 700, ADIMENT.

3 - O concreto de alta resistência - execução e cura

3 - O concreto de alta resistência - execução e cura

Além de exigir uma seleção cuidadosa de materiais, o concreto de alta resistência também exige um estudo cuidadoso sobre sua execução e cura, pois esses fatores interferem na qualidade final do elemento estrutural executado, constituído de concreto de alta resistência.

Sendo a resistência à compressão do concreto de alta resistência influenciada pelos processos de execução e cura, alguns fatores devem ser analisados para que sejam adotados processos adequados:

a) o concreto de alta resistência deve possuir uma relação água/material cimentante bastante baixa, em torno de 0,28;

b) o concreto de alta resistência deve apresentar um alto teor de cimento;

c) será necessário o emprego de superplastificante para se obter uma boa trabalhabilidade, devido à presença da microssílica.

Agostini⁽¹⁾ concluiu que para pilares de concreto de alta resistência um processo prático e cuidadoso de cura é o envolvimento dos mesmos em lonas plásticas, após a desmoldagem, pois a cura por imersão na água é irreal em canteiros de obras. Também pode-se confirmar que:

a) o teor de microssílica em torno de 15% do teor de cimento melhora sensivelmente o crescimento da resistência do concreto;

b) a melhor forma de se empregar microssílica no concreto de alta resistência é misturá-la, a seco, ao cimento;

c) o emprego parcelado da água influencia na trabalhabilidade da massa;

d) o uso excessivo de superplastificantes prejudica a qualidade das misturas, diminuindo a aderência entre a argamassa e os agregados graúdos.

Com base nessas conclusões, adotou-se nesta pesquisa, processos semelhantes aos desenvolvidos por *Agostini*⁽¹⁾, para a execução e a cura do concreto, tais como:

a) a execução da mistura, com a seguinte ordem de colocação dos constituintes na betoneira: pedra britada nº1 + 1/3 de água, areia + 1/3 de água e cimento misturado à microssílica + 1/3 de água com a adição de superplastificante.

b) a cura, após a desmoldagem, era executada envolvendo-se os corpos de prova e os modelos de pilares em lona plástica.

Como ponto de partida para obtenção do traço de concreto que seria utilizado nesta pesquisa foram ensaiadas quatro misturas já analisadas por *Agostini*⁽¹⁾, conforme consumos de materiais apresentados na tabela 2.

TABELA - 2

Traço de concreto	Cimento (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)	Microssílica (kg/m ³)	Superplastificante (l/m ³)	Água (l/m ³)
T1	568	681	1022	-----	11,60	179,00
T2	545	763	873	81,80	16,00	174,00
T3	547	656	984	82,00	16,00	172,30
T4	609	609	913	-----	26,50	169,00

Para cada uma dessas misturas foram moldados quatro corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 100mm × 200mm, sendo adotado um tamanho menor dos corpos de prova, em relação aos normalmente usados, devido à capacidade nominal das prensas utilizadas existentes no Laboratório da UNICAMP.

Os materiais utilizados foram: cimento CPE-32 Eldorado; superplastificante REAX-625 em solução aquosa com 32% de sólidos e peso específico de 1070 g/l, microssílica não-densificada da Camargo Corrêa, areia com módulo de finura de 2,24, 94% de pedra britada n° 1 e mais 6% de pedrisco com diâmetro de 9,5mm.

A relação agregado graúdo/agregado miúdo foi em torno de 1,5, menos para o traço T2, quando ficou em 1,14.

Nos traços T2 e T3 foram usados como adição ao cimento percentuais de microssílica em torno de 15%.

Após três dias da concretagem, os corpos de prova foram desmoldados e envolvidos em lona plástica, até as datas dos ensaios.

Foram previstos ensaios para dez dias (devido à disponibilidade do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construções) e vinte e oito dias.

Não tendo havido diferenças significativas de temperaturas, os abatimentos das misturas são apresentados na tabela 3.

Os corpos-de-prova com traço T4 apresentaram pouca aderência entre a argamassa e os agregados graúdos, devido a inadequada quantidade de superplastificante empregada nessa mistura, prejudicando sensivelmente sua resistência à compressão (f_c), como pode ser analisado na tabela 4.

TABELA - 3

Traço de concreto	Água/cimento	Agregado graúdo/miúdo	Temperatura (° C)	Abatimento (cm)
T1	0,32	1,50	26,9	19,50
T2	0,28 *	1,14	26,1	1,50
T3	0,27 *	1,50	27,7	6,00
T4	0,28	1,50	28,2	15,00

*Observação: Nos traços T2 e T3, foi adicionada microsilica. Portanto, relaciona-se água com material cimentante, ou seja, $a/(c + ms)$.

TABELA - 4

Traço de concreto	f_c (10 dias) (MPa)	f_c médio (10 dias) (MPa)	f_c (28 dias) (MPa)	f_c médio (28 dias) (MPa)
T1	36,16 29,28	32,72	31,58 30,94	31,26
T2	52,33 55,51	53,92	67,23 64,30	65,76
T3	46,86 50,29	48,57	60,99 64,30	62,64
T4	0,89 0,64	0,76	18,84 24,70	21,77

Sendo o traço de concreto T2 o que apresentou uma maior resistência aos 28 dias, ele foi novamente analisado com a concretagem e ensaios de mais cinco corpos de prova com dimensões de 100mm × 200mm.

A relação água/material cimentante continuou em 0,28, conseguindo um abatimento de 5,0cm.

Os corpos-de-prova foram novamente desmoldados aos três dias e envolvidos em lonas plásticas até os ensaios, que ocorreram aos sete e vinte e oito dias de idade.

Na tabela 5 são apresentadas as resistências à compressão (f_c) do concreto obtidas nos ensaios, quando da repetição do traço T2 .

TABELA - 5

Traço de concreto	f_c (7 dias) (MPa)	f_c médio (7 dias) (MPa)	f_c (28 dias) (MPa)	f_c médio(28 dias) (MPa)
T2	57,04 62,13	59,58	63,66 63,03 62,39	63,02

Com as resistências do concreto se confirmando em torno de 60,00MPa, foi adotado o traço T2 para o desenvolvimento dessa pesquisa, sobre pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular.

Os processos de execução e cura foram os mesmos, durante todo o trabalho, mostrando serem eficientes, práticos e adequados para pilares de concreto de alta resistência.

**4 - Estudo comparativo entre pilares
retangulares de concreto de resistência usual e
pilares retangulares de concreto de alta
resistência**

4 - Estudo comparativo entre pilares retangulares de concreto de resistência usual e pilares retangulares de concreto de alta resistência

As normas atuais foram elaboradas em função dos conhecimentos adquiridos com o uso de concretos com resistências inferiores a 40,0MPa⁽¹⁸⁾. Portanto, torna-se necessário o estudo do comportamento de elementos de concreto de alta resistência, para que se possa definir critérios de cálculos que permitam o emprego de concretos com resistências elevadas, com garantida segurança.

Os elementos de concreto com resistências usuais apresentam comportamentos estruturais diferentes dos elementos com concreto de altas resistências, principalmente no que se diz respeito às taxas mínimas de armaduras e aos critérios de utilização⁽¹⁸⁾.

Com o objetivo de se estabelecer as diferenças comportamentais existentes entre pilares de concreto de alta resistência e pilares de concreto de resistência usual, foram realizados ensaios comparativos.

Nesse estudo, os pilares possuíam seção transversal retangular e foram solicitados à compressão simples, com a finalidade principal de se definir a seção resistente e o comportamento à ruptura.

Para execução dos ensaios foram concretados oito modelos de pilares, de dimensões 80mm × 100mm × 480mm, quatro para concreto de resistência usual e quatro para concreto com alta resistência, sendo que para cada resistência do concreto, dois pilares foram armados e dois não tiveram armaduras.

4.1- Análise dos pilares de concreto com resistência usual

Em uma primeira fase, concretou-se dois modelos de pilares com concreto de resistência usual, não-armados, P1SA-USUAL e P2SA-USUAL, e três corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 100mm × 200mm.

O concreto usado apresentava o seguinte consumo de materiais, por metro cúbico de concreto: 357 kg de cimento, 750 kg de areia, 1035 kg de pedra britada nº 1 e 214 litros de água, ou seja, com a relação água/cimento igual a 0,60.

O processo de mistura dos materiais constituintes do concreto na betoneira obedeceu a seguinte ordem: foram colocados inicialmente toda a pedra britada nº 1 com 1/3 da água, depois toda a areia e mais 1/3 da água e, finalizando o cimento e o 1/3 restante da água.

Quanto à trabalhabilidade, obteve-se após a mistura na betoneira, um abatimento de 4,50cm. A concretagem dos dois modelos de pilares e dos três corpos-de-prova cilíndricos de 100mm × 200mm foi feita utilizando uma mesa vibratória, para garantir a qualidade final.

As desmoldagens dos pilares e dos corpos-de-prova ocorreram três dias após a concretagem e, em seguida, foram envolvidos em lona plástica para a cura, até a data dos ensaios.

As resistências à compressão dos corpos-de-prova estão apresentadas na tabela 6.

TABELA - 6

Idade dos corpos-de-prova	f_c (MPa)
7 dias	18,3
14 dias	21,1

Os ensaios de ruptura dos pilares foram realizados na máquina hidráulica EU-40, do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, da UNICAMP, aos 14 dias, devido à disponibilidade do laboratório.

Para medir o encurtamento no concreto dos pilares, foram utilizados quatro defletômetros mecânicos, com sensibilidade de 0,01mm, da marca MITUTOYO, posicionados junto os quatro vértices dos pilares, conforme a figura 1.

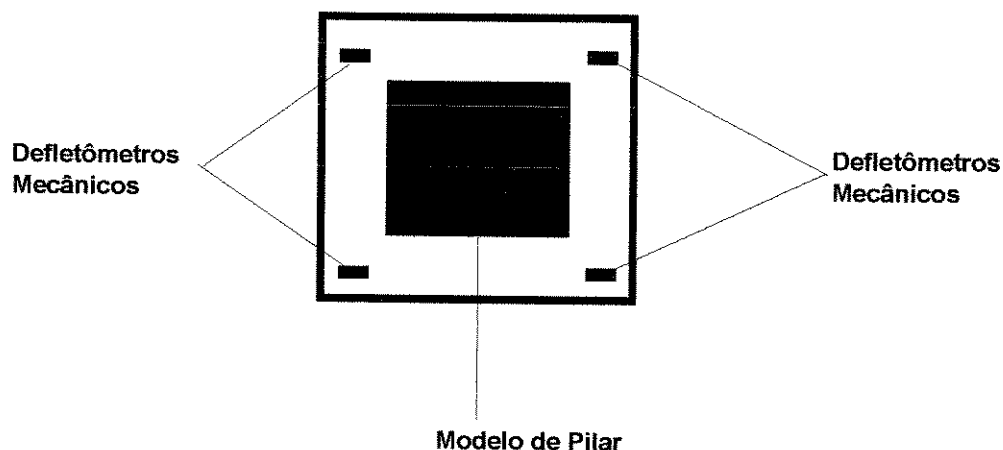


Fig.1 - Posicionamento dos defletômetros mecânicos no ensaio dos pilares.

O pilar P1SA-USUAL atingiu uma tensão de compressão última de 17,3MPa e o pilar P2SA-USUAL de 18,0MPa.

Em seguida aos ensaios dos pilares não-armados, com concreto de resistência usual, concretou-se os pilares P1CA-USUAL e P2CA-USUAL, com armaduras longitudinais e transversais, conforme prescreve a NBR-6118 atuais, e quatro corpos-de-prova cilíndricos de 100mm × 200mm.

A dosagem de concreto usado foi o mesmo dos pilares não-armados P1SA-USUAL e P2SA-USUAL.

A concretagem foi feita a uma temperatura de 25,9°C e na medida de trabalhabilidade teve-se um abatimento de 8,50cm.

Foram obedecidos os mesmos critérios de concretagem, vibração e cura já utilizados para os pilares não-armados.

As armaduras longitudinais foram executadas com barras de diâmetro $\varnothing=6,3\text{mm}$, aço CA-60B. A amostra ensaiada à tração simples apresentou as seguintes características: diâmetro médio de 6,43mm e área da seção transversal de $32,54\text{mm}^2$.

Com relação aos estribos, também foi utilizado aço CA-60B, de diâmetro $\varnothing=5,0\text{mm}$, com as seguintes características: diâmetro médio de 5,38mm e área de seção transversal de $22,74\text{mm}^2$.

Com um espaçamento de 8,0cm, que equivale à menor dimensão da seção da peça, a taxa de armadura transversal empregada foi de 0,86%. A taxa de armadura longitudinal foi de 1,56%, com quatro barras de $\varnothing=6,3\text{mm}$. Ver esquema da figura 2.

Nas duas extremidades dos pilares, na região de introdução de cargas, foram colocadas placas de aço com espessura de 5,0mm, com a finalidade de proteger esses locais da ruptura prematura, pelo efeito de ponta das barras longitudinais.

Foram colados em duas barras longitudinais, posicionadas junto às arestas, diagonalmente, extensômetros elétricos SKINKOH, protegidos contra a umidade do concreto por fita isolante, com o objetivo de se medir as deformações nas armaduras.

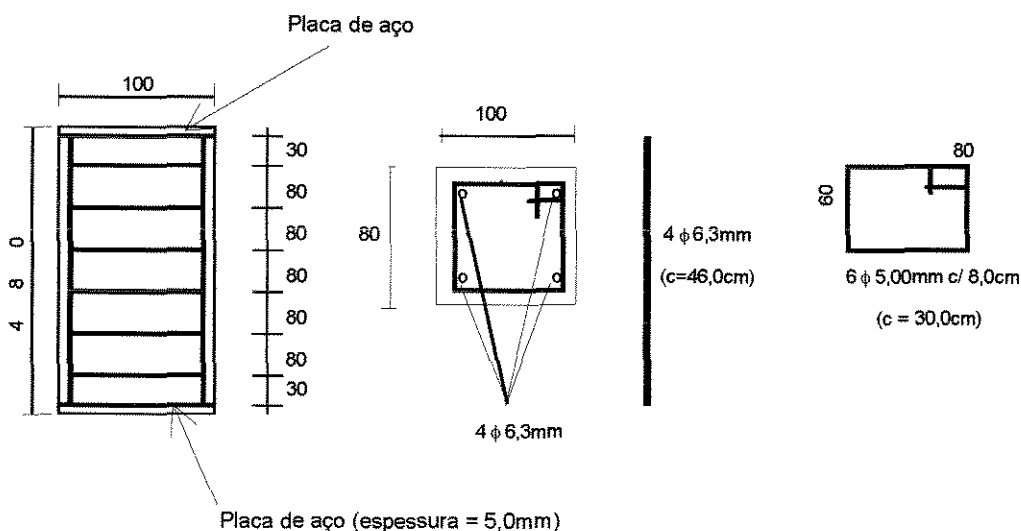


Fig. 2 - Detalhamento das armaduras longitudinal e transversal dos pilares PCA-USUAL e PCA-CAR.

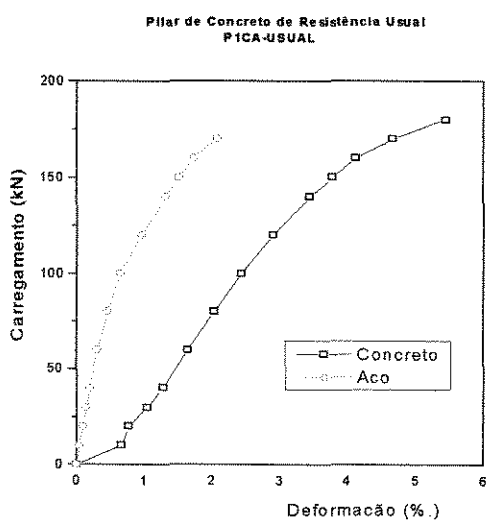
Para se determinar as deformações do concreto, utilizaram-se defletômetros mecânicos, com sensibilidade de 0,01mm, exatamente na mesma posição usada para os pilares não-armados (P1SA-USUAL e P2SA-USUAL), ou seja, junto às quatro arestas.

No ensaio dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto obteve-se as seguintes resistências à compressão, em função da idade:

TABELA - 7

Idade dos corpos de prova	f_c (MPa)
7 dias	15,6
14 dias	19,2

O pilar P1CA-USUAL rompeu com uma tensão de compressão igual a 22,5MPa e o pilar P2CA-USUAL com a tensão de 23,75MPa, aos 14 dias, considerando-se a seção bruta de concreto. Os diagramas carga \times deformação no concreto e no aço são apresentados nas figuras 3 e 4.

Fig. 3 - Diagrama carga \times deformação do pilar P1CA-USUAL

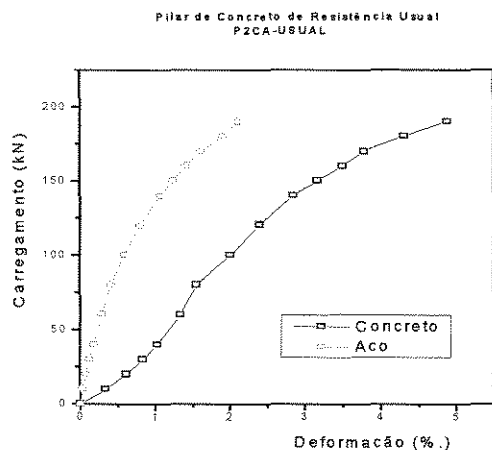


Fig. 4 - Diagrama carga \times deformação do pilar P2CA-USUAL

Considerando-se as deformações médias dos modelos ensaiados tanto para os pilares armados como para os pilares não-armados, e transladando suas origens, chegou-se aos diagramas da figura 5, que representam os diagramas carga \times deformação dos pilares com concreto de resistência usual.

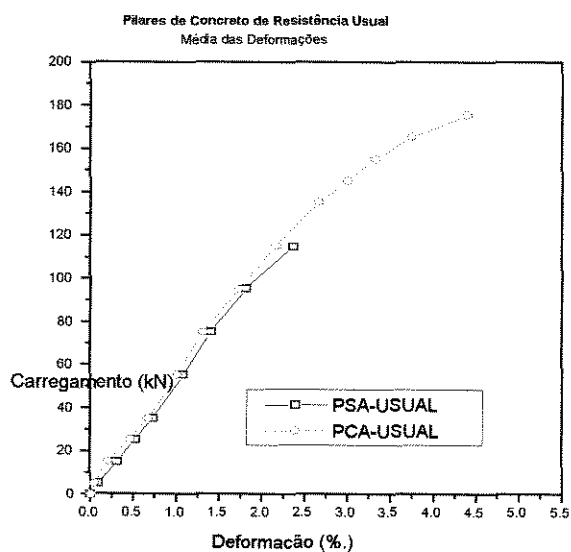


Fig. 5 - Diagramas das deformações médias apresentadas pelos pilares PSA-USUAL e PCA-USUAL com a origem transladada.

A análise desses diagramas mostra coincidência entre as deformações dos pilares, na fase elástica, quando armados ou não. Com isso, pode-se concluir que nos pilares retangulares com concreto usual a seção resistente é a mesma na fase elástica, ou seja, toda seção transversal participa como resistente, inclusive o cobrimento das armaduras nas peças armadas.

Com o objetivo de ilustrar os resultados dos ensaios das peças levadas a ruína, mostra-se a superfície de ruptura dos pilares não-armados, que apresentou-se rugosa, contornando os agregados graúdos, conforme figura a seguir.

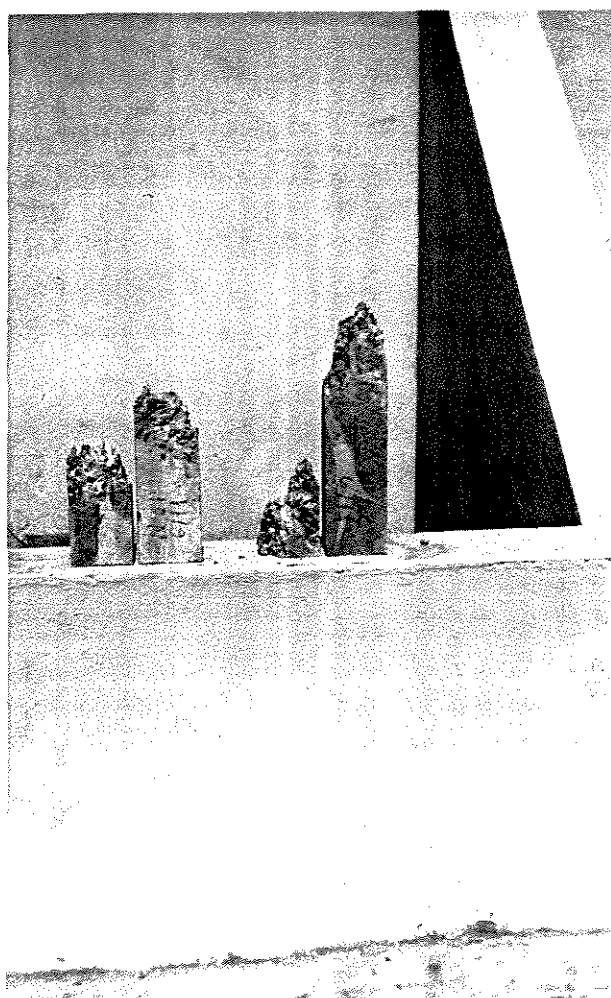


Fig. 6 - Pilares P1SA-USUAL e P2SA-USUAL rompidos.

4.2 - Análise dos pilares de concreto de alta resistência

Nessa fase do estudo, foram ensaiados pilares de concreto de alta resistência com armaduras e não-armados, nas mesmas dimensões 80mm × 100mm × 480mm.

Para controle da resistência à compressão do concreto também foram executados corpos-de-prova cilíndricos de 100mm × 200mm.

Com uma relação água/material cimentante de 0,28, o consumo de material por metro cúbico de concreto foi de: 545 kg de cimento, 763 kg de areia, 873 kg de pedra britada nº 1, 81,1 kg de microssílica, 16,0 litros de superplastificantes e 174,0 litros de água.

Esse traço é equivalente ao traço T2, anteriormente analisado e cujas propriedades foram apresentadas no capítulo 3.

Na concretagem foram utilizados cimento Portland comum, do tipo CPE-32, da ELDORADO e microssílica não-densificada da CAMARGO CORRÊA

O superplastificante empregado foi da marca REAX-625, em solução aquosa com 32% de sólidos.

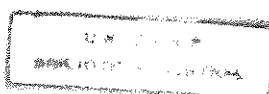
A ordem de colocação dos componentes da mistura na betoneira foi: pedra britada nº1 com 1/3 da água, em seguida areia com 1/3 de água, e finalmente, o cimento mais a microssílica misturados a seco e o 1/3 restante de água acrescido do superplastificante.

Após a concretagem foi feito o ensaio de trabalhabilidade, obtendo-se um abatimento do cone de 4,0cm.

O processo de cura foi equivalente ao dos pilares de concreto com resistência usual, ou seja, desmoldados após três dias de concretados e envolvidos em lona plástica.

A análise dos pilares começou com os modelos sem armaduras, P1SA-CAR e P2SA-CAR, juntamente com dois corpos-de-prova.

Os corpos-de-prova, ensaiados somente aos sete dias, apresentaram uma resistência média à compressão de 55,7MPa.



Os pilares não-armados de concreto de alta resistência foram ensaiados à compressão na máquina hidráulica de capacidade de 100,0tf do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, da UNICAMP, aos 28 dias.

Nos ensaios foram usados quatro defletômetros mecânicos posicionados conforme esquema já apresentado na figura 1, para determinação das deformações ocorridas no concreto.

A tensão última obtida para o pilar P1SA-CAR foi de 62,5MPa e para o pilar P2SA-CAR foi de 63,8MPa.

Os pilares armados de concreto de alta resistência, P1CA-CAR e P2CA-CAR, possuíam as dimensões de 80mm × 100mm × 480mm. Repetindo o mesmo processo, quatro corpos-de-prova cilíndricos de 10mm × 200mm foram moldados junto com os pilares, para controle da resistência à compressão do concreto.

A mistura manteve a relação água/material cimentante igual a 0,28, com as mesmas quantidades de materiais que a mistura dos pilares não-armados de concreto de alta resistência.

A ordem de mistura dos componentes na betoneira e os processos de vibração e cura seguiram as mesmas características usadas para os pilares não-armados.

No controle de trabalhabilidade teve-se um abatimento do cone igual a 7,50cm.

Adotando-se a taxa de armadura longitudinal de 1,56% igual a usada para os pilares armados de concreto de resistência usual (P1CA-USUAL e P2CA-USUAL), os pilares armados de concreto de alta resistência possuíam quatro barras longitudinais de diâmetro $\varnothing=6,3\text{mm}$.

Essas barras longitudinais, de aço CA-60B, apresentavam as seguintes características: diâmetro médio de 6,43mm e área da seção transversal de $32,54\text{mm}^2$.

A taxa de armadura transversal foi de 0,86%, usando-se barras de $\varnothing=5,0\text{mm}$, com a mesma disposição já apresentada no esquema da figura 2 para os pilares de concreto com resistência usual, com o espaçamento entre os estribos em 8,0cm.

A armadura transversal possuía como características: diâmetro médio de 5,38mm, área da seção transversal de $22,74\text{mm}^2$.

Duas barras longitudinais, na diagonal, foram instrumentadas com extensômetros elétricos SHINKOH, para se determinar as deformações das armaduras.

Para o conhecimento das deformações no concreto, foram posicionados nas quatro arestas, conforme esquema da figura 1, quatro defletômetros mecânicos, com sensibilidade de 0,01mm e curso de 10,0mm, da marca MITUTOYO.

Os corpos-de-prova cilíndricos de 100mm × 200mm, ensaiados com as idades de sete e vinte e oito dias, apresentaram as médias de tensões de compressão descritas na tabela 8.

TABELA - 8

Idade dos corpos de prova	f_c (MPa)
7 dias	53,7
28 dias	61,9

No ensaio dos pilares, aos 28 dias, o pilar P1CA-CAR apresentou tensão de ruína de 62,5MPa e o pilar P2CA-CAR apresentou tensão de ruína de 65,6MPa.

As deformações medidas para o concreto dos pilares P1CA-CAR e P2CA-CAR estão apresentadas nos diagramas carga × deformação das figuras 7 e 8.

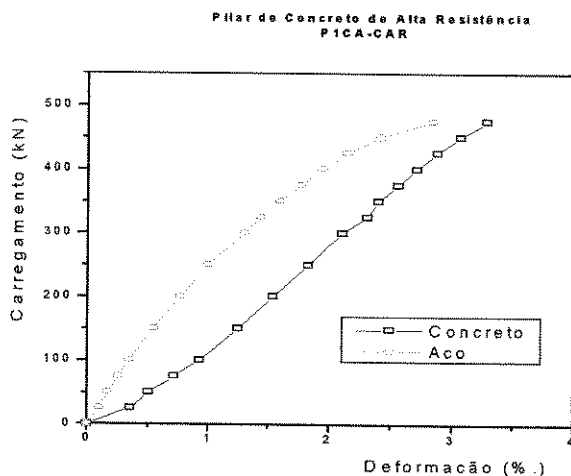


Fig. 7 - Diagrama carga \times deformação do pilar P1CA-CAR

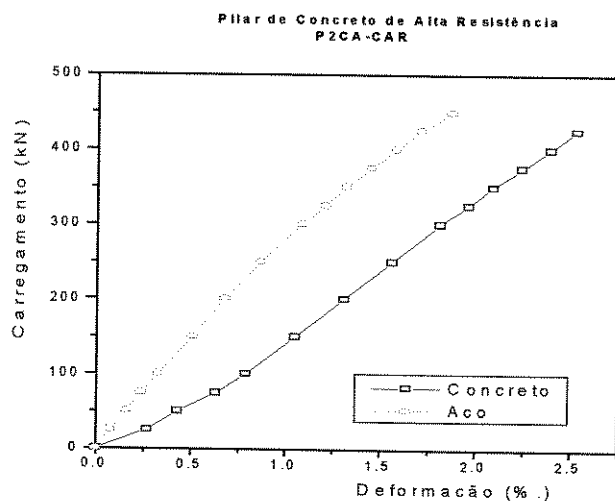


Fig. 8 - Diagrama carga \times deformação do pilar P2CA-CAR

As deformações do concreto para os pilares armados são maiores que as deformações do concreto dos pilares não-armados, no estudo comparativo, usando-se concreto de alta resistência.

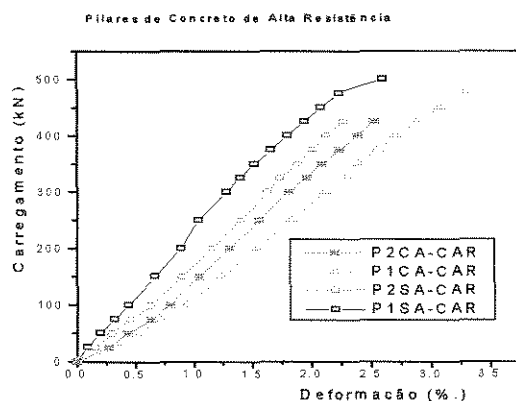


Fig. 9 - Diagrama das deformações dos pilares PSA-CAR e PCA-CAR.

Os resultados dessa comparação podem ser verificados nos diagramas carga \times deformação da figura 10, que representam as deformações médias dos pilares armados e não-armados.

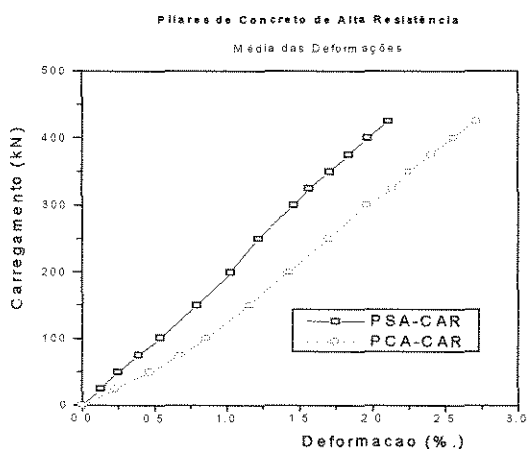


Fig. 10 - Diagramas das deformações médias apresentadas pelos pilares PCA-CAR e PSA-CAR.

Tal fato permite concluir que a seção resistente não é a seção transversal total, para os pilares retangulares armados de concreto de alta resistência, isto é, a armadura define um núcleo resistente, fato já comprovado por *Agostini*⁽¹⁾, quando do estudo de pilares de seção quadrada.

Observou-se, também, que a ruptura dos pilares de concreto de alta resistência não-armados definem um plano liso, com os agregados cisalhados, conforme figura a seguir.



Fig. 11 - Pilares P1SA-CAR e P2SA-CAR rompidos.

**5 - Pilares de concreto de alta resistência
com seção transversal retangular e armadura
de confinamento**

5 - Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular e armadura de confinamento

Os pilares de concreto de alta resistência apresentam ruptura frágil, quando as taxas de armaduras longitudinais e transversais empregadas são as usuais. Portanto, foi necessário definir novas taxas de armaduras longitudinais e transversais que permitissem uma ruptura dúctil.

Estudos anteriores ^(1, 28) confirmaram tal necessidade, pois era preocupante a ruptura frágil dos pilares de concreto de alta resistência quando solicitados à compressão.

Do estudo com pilares de concreto de alta resistência com seções transversais retangulares, detalhado no capítulo 4, com taxas de armaduras usuais, notou-se a flambagem das armaduras longitudinais e a abertura dos estribos, no instante de ruptura do núcleo de concreto definido pelas armaduras. Tal fato exigiu a análise de taxas de armaduras que garantissem ruptura dúctil. (fig. 12)

Para definir-se taxas de armaduras de confinamento satisfatórias para os pilares com seções transversais retangulares, foram ensaiados e analisados modelos com diferentes taxas de confinamento.

Esses modelos foram sempre ensaiados aos pares, tendo as mesmas características geométricas e as mesmas taxas de armaduras, tanto transversais como longitudinais. Foram adotados também o mesmo processo de instrumentação e o mesmo critério de análise de resultados para todos os modelos ensaiados.

A nomenclatura usada para identificar cada modelo foi a seguinte:

$$P X / Y - Z - W$$

onde X/Y é a relação entre as dimensões da seção transversal de concreto;

Z é a taxa de armadura transversal;

W é o índice numérico que define o modelo ensaiado.

Para ilustração da nomenclatura tomou-se o primeiro modelo de um par de pilares ensaiados, com dimensões $80\text{mm} \times 100\text{mm} \times 480\text{mm}$ e taxa de armadura

transversal de 1,75%. Seguindo a identificação usada esse seria o modelo: P 8/10-175-1.



Fig 12 - Pilares PCA-CAR com taxas usuais de armaduras.

5.1 - Materiais utilizados

O traço do concreto utilizado no estudo das armaduras de confinamento, em pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular, foi o traço T2, apresentado na tabela 2, tendo-se o seguinte consumo de materiais por m³ de concreto: 545 kg de cimento, 763 kg de areia, 873 kg de pedra britada n° 1, 81,8 kg

de microssilica, 16 litros de superplastificante e 174 litros de água. Com esse traço, a relação água/material cimentante foi de 0,28.

O cimento utilizado foi o cimento Portland comum do tipo CPE-32, da marca Eldorado; a microssilica foi a não-densificada da Camargo Corrêa, adicionada a seco ao cimento, numa porcentagem em peso equivalente 15% do peso do cimento. Quanto ao superplastificante, foi utilizado o REAX-625, com peso específico de 1070g/l e teor de sólidos de 0,32 na solução. Os agregados apresentaram as seguintes características: a areia possuía um módulo de finura de 2,24 e diâmetro máximo de 2,4mm, enquanto que a pedra britada nº 1 possuía módulo de finura 6,23 e diâmetro máximo de 19,0mm.

As armaduras longitudinais foram constituídas de barras de aço CA-50A, com diâmetro de 3/8" e as seguintes características: diâmetro médio de 9,99mm, área da seção transversal de $78,53\text{mm}^2$ e resistência ao escoamento $f_y = 493\text{ MPa}$.

As armaduras transversais (estribos) foram executados com aço CA-60B de diâmetro igual a 5,0mm e possuíam as seguintes características: diâmetro médio de 5,39mm e área da seção transversal de $22,80\text{mm}^2$.

5.2 - Instrumentação

Para determinação das deformações no concreto, foram utilizados quatro defletômetros mecânicos Messner, com sensibilidade de 0,01mm e curso de 10mm, posicionados nos quatro vértices dos pilares. Com as deformações médias obtidas, traçou-se o diagrama carga × deformação do concreto.

Tendo por objetivo a análise das deformações sofridas pelas barras longitudinais dos pilares solicitados à compressão, foram colados extensômetros elétricos KYOWA, com base de medida de 5,0mm, nas superfícies das barras, à meia altura.

Para o estudo da deformabilidade dos estribos, dois deles foram escolhidos e instrumentados, também com extensômetros KYOWA com base de medida de 5,0mm. A escolha dos estribos a serem instrumentados foi feita em função do assentamento dos mesmos nas barras longitudinais: aquele que apresentava o melhor

assentamento e outro o que apresentava deficiência na vinculação com a armadura longitudinal.

Nos pontos onde foram fixados os extensômetros, as barras de aço foram lixadas para garantir a adesão. A colagem foi feita com adesivos instantâneos de cianoacrilato. Após a colagem, os extensômetros foram envolvidos com fitas isolantes, para proteção na concretagem e para evitar o efeito da umidade do concreto no período de cura . Durante os ensaios, os extensômetros, através das fiações soldadas aos seus terminais, foram ligados a uma caixa comutadora HUGGENBERGER S.23, que, por sua vez, foi conectada a um indicador de deformações HUGGENBERGER TEPIC JT.1.

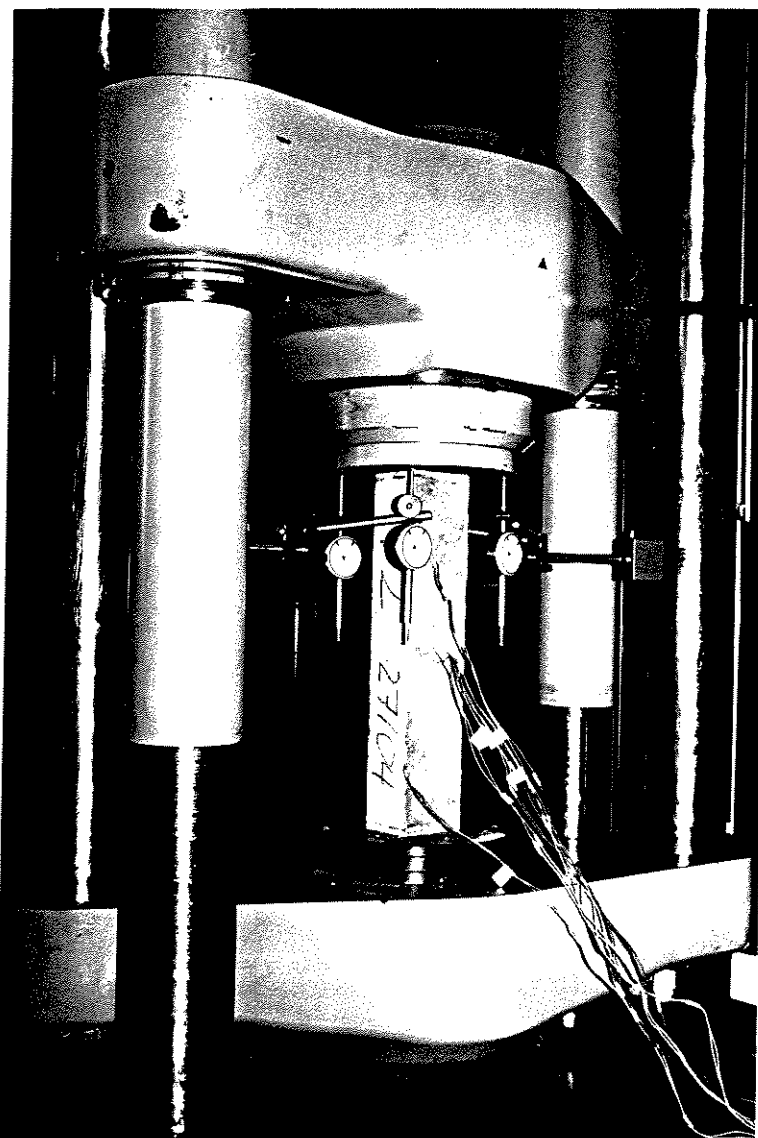


Fig 13 - Instrumentação dos pilares.

Para compensar o efeito da temperatura, foi utilizado compensador instrumentado de forma idêntica às barras longitudinais e estribos, que era constituído de uma barra de aço concretada no interior de um corpo-de-prova cilíndrico (100mm × 200mm).

Para análise dos diagramas carga × deformação dos pilares, obtidos pelas leituras das deformações, utilizando extensômetros elétricos e defletômetros mecânicos, foram adotadas como nomenclatura: AL para as armaduras longitudinais, cujas disposições obedecem esquemas anexos aos diagramas carga × deformação e E para os estribos adotados para ensaios, onde o melhor executado encontra-se assinalado.

5.3 - Execução e cura

Quando da concretagem dos dois modelos de pilares, foram concretados também dois corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 100mm × 200mm, para controle da resistência do concreto aos 28 dias.

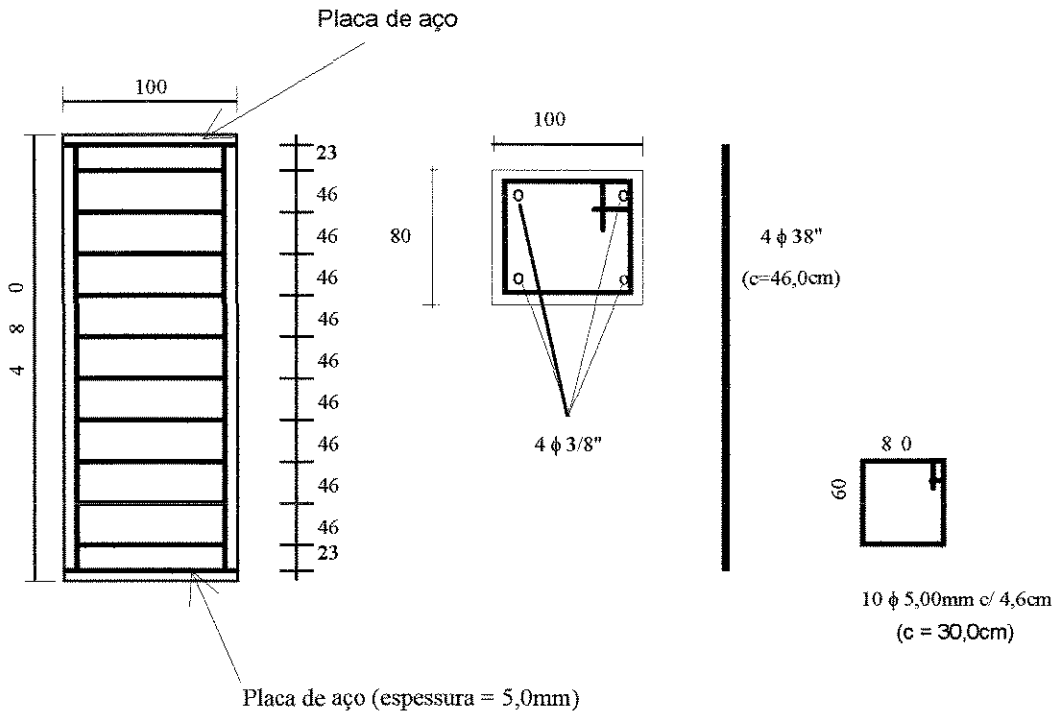
Após a concretagem, os modelos e os corpos-de-prova foram vibrados em uma mesa vibratória e mantidos nos próprios moldes por três dias, com a face superior protegida por lona plástica. Após a desmoldagem, os pilares e os corpos-de-prova ficaram envoltos em lonas plásticas até a data do ensaio.

5.4 - Relação entre lados de 1 : 1,25

Em decorrência do estudo sobre seção resistente em pilar com seção transversal retangular, optou-se, em uma primeira fase pela relação entre lados igual a 1 : 1,25, com modelos de pilares de dimensões 80mm × 100mm × 480mm.

Tendo-se por base o trabalho de *Agostini*⁽¹⁾, a taxa mínima de armadura longitudinal para pilares de concreto de alta resistência é em torno de 3,20% . Em função desse fato, a taxa de armadura longitudinal adotada foi de 3,55%, tendo sido utilizadas quatro barras de diâmetro de 3/8", com 46,0cm de comprimento.

Pilares P8/10-150-1 e P8/10-150-2



Pilares P8/10-175-1 e P8/10-175-2

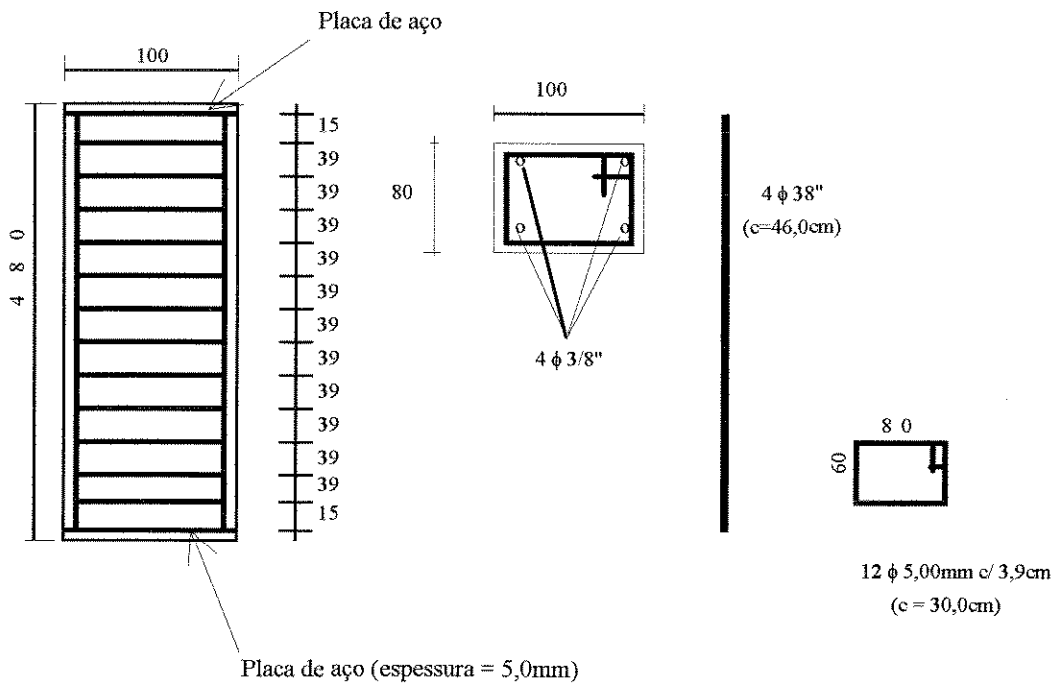
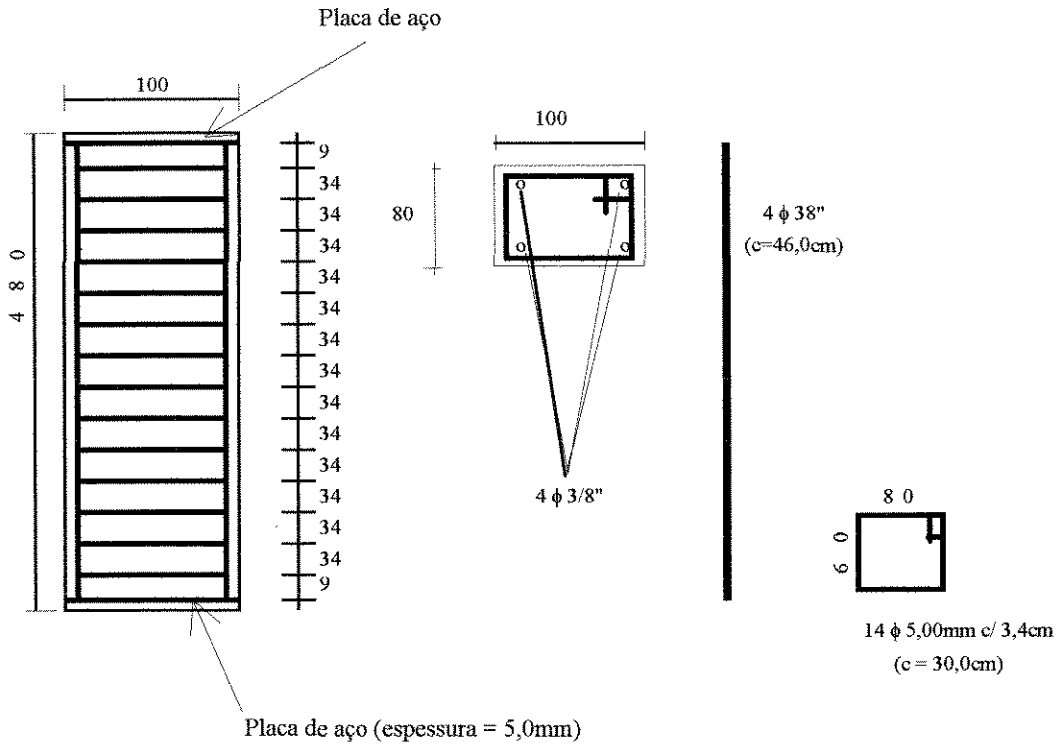


Fig 14 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/10-150 e P8/10-175

Pilares P8/10-200-1 e P8/10-200-2



Pilares P8/10-225-1 e P8/10-225-2

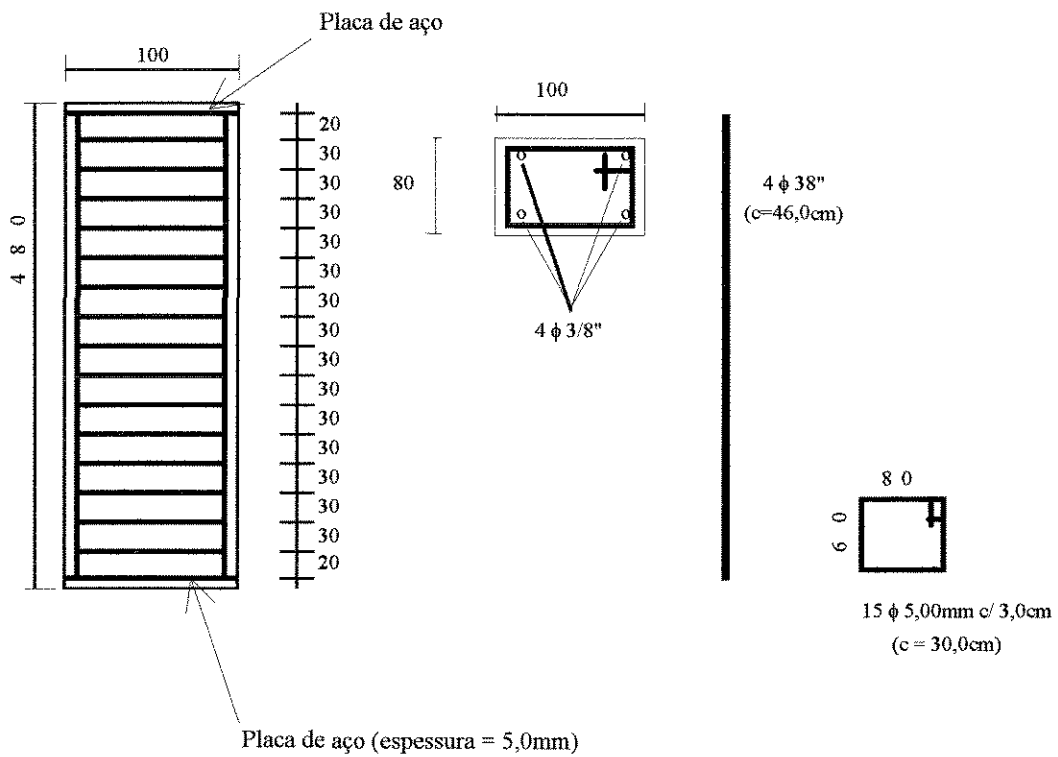


Fig 15 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/10-200 e P8/10-225

Já para os estribos foram estudados modelos cujas taxas de armaduras transversais apresentavam uma variação de 1,50% a 2,75%.

Usando-se estribos de 5,0mm de diâmetro foram analisados pilares com seções transversais retangulares com taxas de armaduras transversais de 1,50%, 1,75%, 2,00%, 2,25%, 2,50%, e 2,75%.

Por informações, também obtidas com o trabalho de *Agostini*⁽¹⁾, o uso de estribos individuais foi adotado, uma vez que se mostraram mais eficientes no confinamento do núcleo de concreto.

De forma análoga aos pilares com armaduras usuais, foram colocadas nas duas extremidades dos modelos placas de aço com 5,0mm de espessura, como proteção dessas regiões de possíveis rupturas, pelo efeito de ponta das barras longitudinais.

Na mesma data dos ensaios dos pilares, os corpos-de-prova cilíndricos de 100mm × 200mm foram ensaiados à compressão, para determinação de carga de ruptura prevista para os pilares.

Com os dados obtidos nesses ensaios, pode-se estimar as cargas de ruptura para os modelos de pilares, apresentadas na tabela 9, com a equação:

$$P = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y$$

onde A_c = área da seção transversal resistente do concreto

f_c = resistência média à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos
(100mm × 200mm);

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal;

f_y = resistência de escoamento da armadura longitudinal.

TABELA - 9

Pilares	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)	f_y (MPa)	Carga prevista (tf)	Carga última (tf)
P 8/10-150-1	80	74,48	0,72	493	63,13	56,00
P 8/10-150-2						57,50
P 8/10-175-1	80	65,83	0,72	493	56,21	60,00
P 8/10-175-2						57,50
P 8/10-200-1	80	66,27	0,72	493	56,57	60,00
P8/10-200-2						60,00
P 8/10-225-1	80	63,60	0,72	493	54,43	50,00
P 8/10-225-2						52,50
P 8/10-250-1	80	63,85	0,72	493	54,63	51,50
P 8/10-250-2						51,00
P 8/10-275-1	80	54,11	0,72	493	46,84	49,00
P 8/10-275-2						55,00

Os ensaios começaram pelos modelos de pilares P 8/10-150-1 e P 8/10-150-2, com taxa de armadura transversal de 1,50%, que apresentaram ruptura frágil, evidenciando-se a necessidade de serem aumentadas as taxas de armaduras transversais.

A figura 17 apresenta os pilares P 8/10-150-1 e P 8/10-150-2 ensaiados.



Fig. 17 - Pilares P8/10-150 ensaiados.

Foram ensaiados os modelos de pilares com as diversas taxas de armaduras transversais previstas, nos quais notou-se que, com a taxa de armadura transversal de 2,00%, o confinamento começou a se mostrar eficiente. Os pilares ensaiados apresentaram algumas fissuras nas suas faces e, em seguida, ocorria o rompimento da camada de concreto de revestimento das armaduras.

Os pilares que possuíam taxas de armaduras transversais acima de 2,00% não apresentaram flambagem nas barras longitudinais nem abertura dos estribos, mas somente ruptura da camada de revestimento, conforme figura 18, que mostra os pilares P 8/10-250-1 e P 8/10-250-2 após os ensaios.

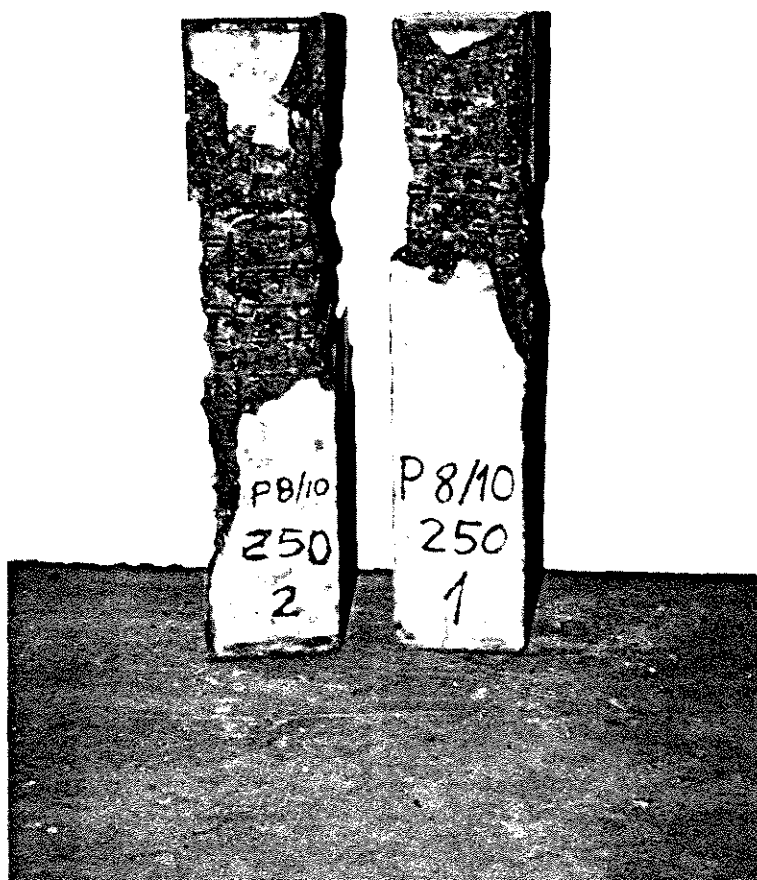


Fig. 18 - Pilares P8/10-250 ensaiados.

Analisando-se os diagramas carga \times deformação traçados das armaduras longitudinais, nota-se o aparecimento de excentricidades, mesmo tendo sido a carga aplicada em toda a seção transversal do pilar.

Pela análise dos diagramas do pilar P 8/10-150-2, tal fato já se evidencia: nas barras longitudinais AL-2 e AL-5, dispostas do mesmo lado (conforme pode ser visto no esquema anexo aos diagramas), as deformações são menores e semelhantes. Assim, percebe-se a ocorrência de flexão normal composta, provavelmente devido à heterogeneidade do concreto.

No pilar P 8/10-225-1 ocorreu flexão oblíqua, que pode ser verificada com o estudo dos diagramas carga \times deformação das armaduras, pois as barras longitudinais AL-3 e AL-5, dispostas na diagonal, deformaram-se igualmente, não ocorrendo o mesmo para as barras AL-2 e AL-4.

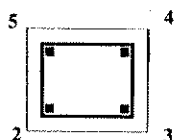
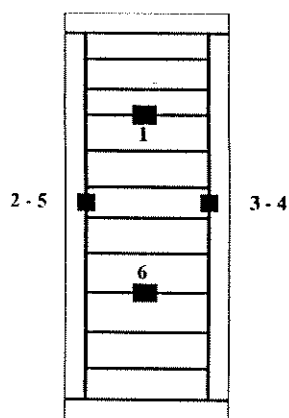
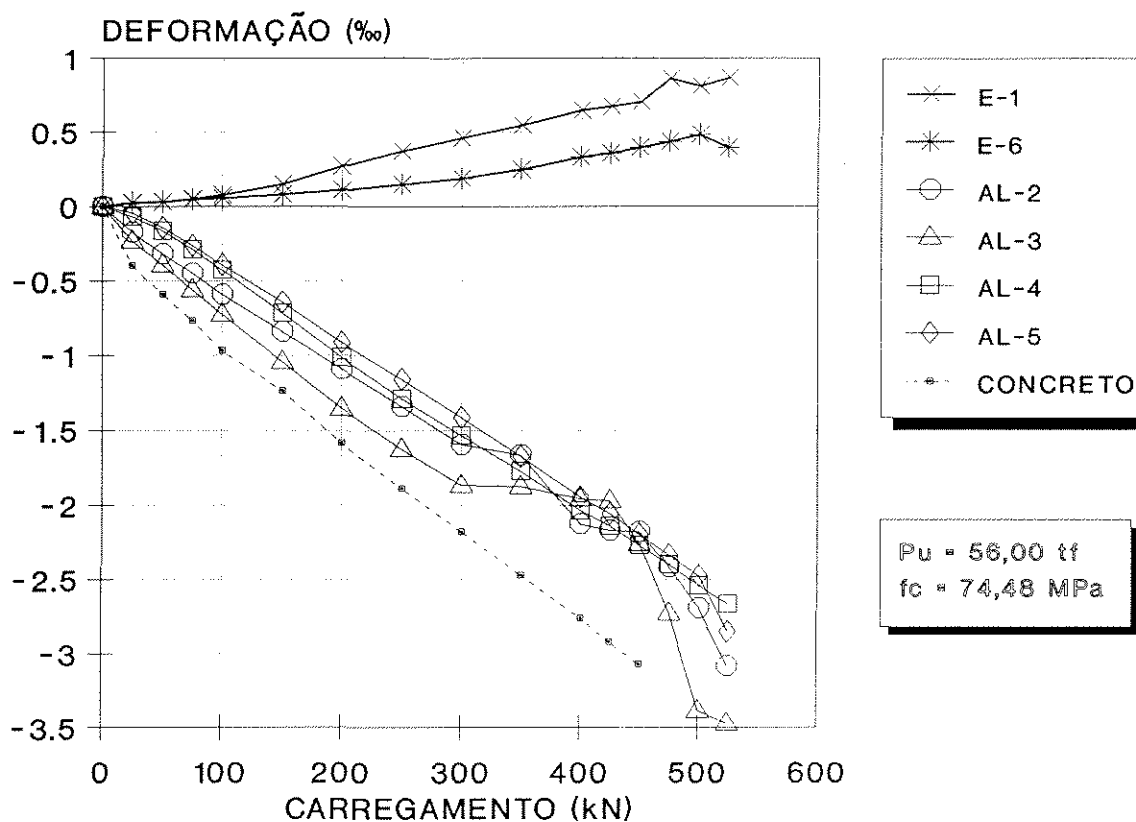
Análises equivalentes mostram a ocorrência de flexão normal composta, em vários modelos de pilares de dimensões 80mm × 100mm × 480mm ensaiados.

Quanto ao estudo dos diagramas das deformações ocorridas nos estribos, ficou confirmado que os melhores executados são os mais solicitados ⁽¹⁾.

Os equipamentos existentes no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção não possibilitaram as leituras dos dados da parte descendente da curva carga × deformação do concreto. No entanto, essa parte descendente da curva foi plotada pelo gráfico traçado pela máquina hidráulica utilizada, sendo possível, dessa forma, visualizar e analisar o efeito da armadura transversal de confinamento nos pilares.

No gráfico da figura 43 são apresentadas as deformações dos pilares P1CA-CAR, P 8/10-150-1 e P 8/10-250-1, onde pode-se comparar a ruptura frágil do P1CA-CAR e de P 8/10-150-1, e o confinamento do pilar P 8/10-250-1, em decorrência do patamar formado no diagrama antes da queda da curva, na ruptura.

P8/10 - T150 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 19 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T150 (Pilar nº 1)

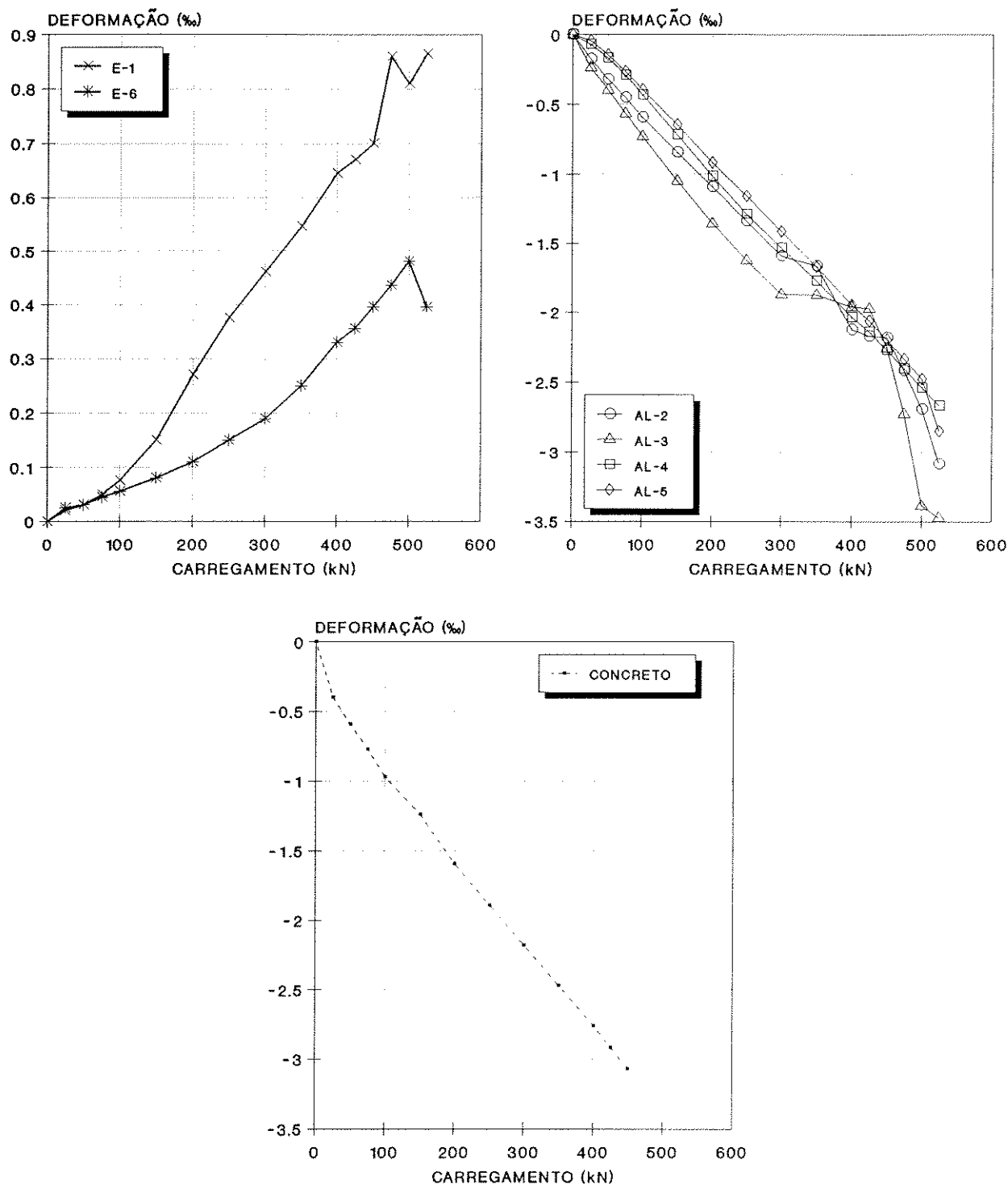
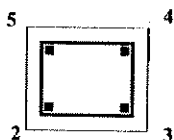
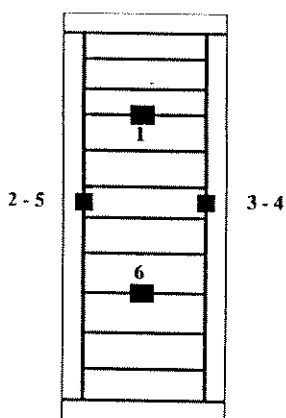
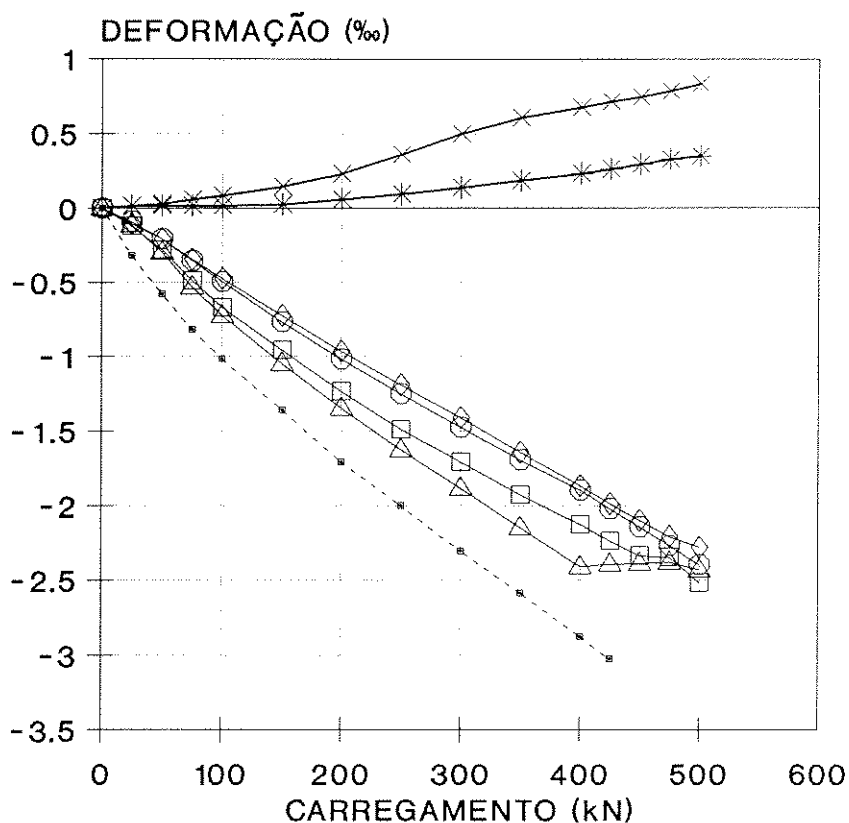


FIG. 20 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T150 (Pilar nº 2)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 21 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T150 (Pilar nº 2)

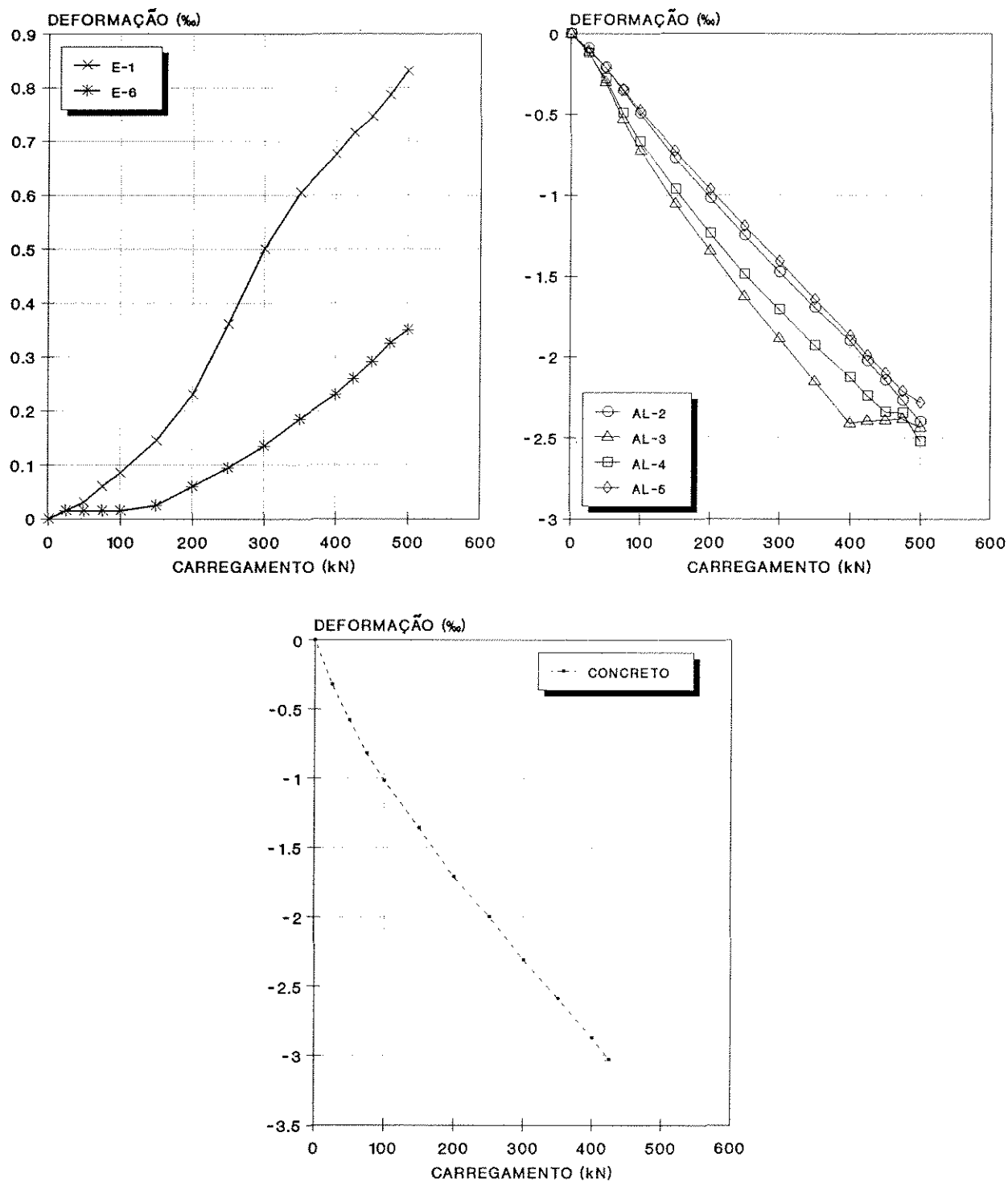
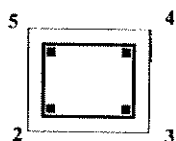
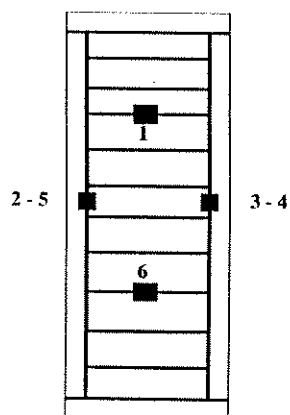
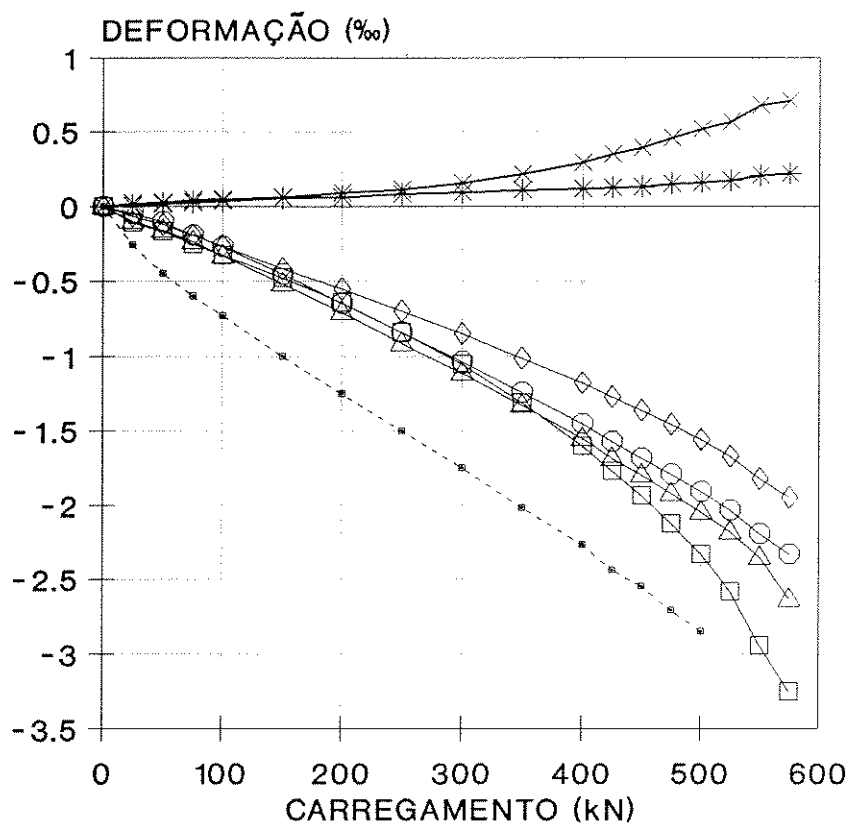


FIG. 22 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T175 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 23 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T175 (Pilar nº 1)

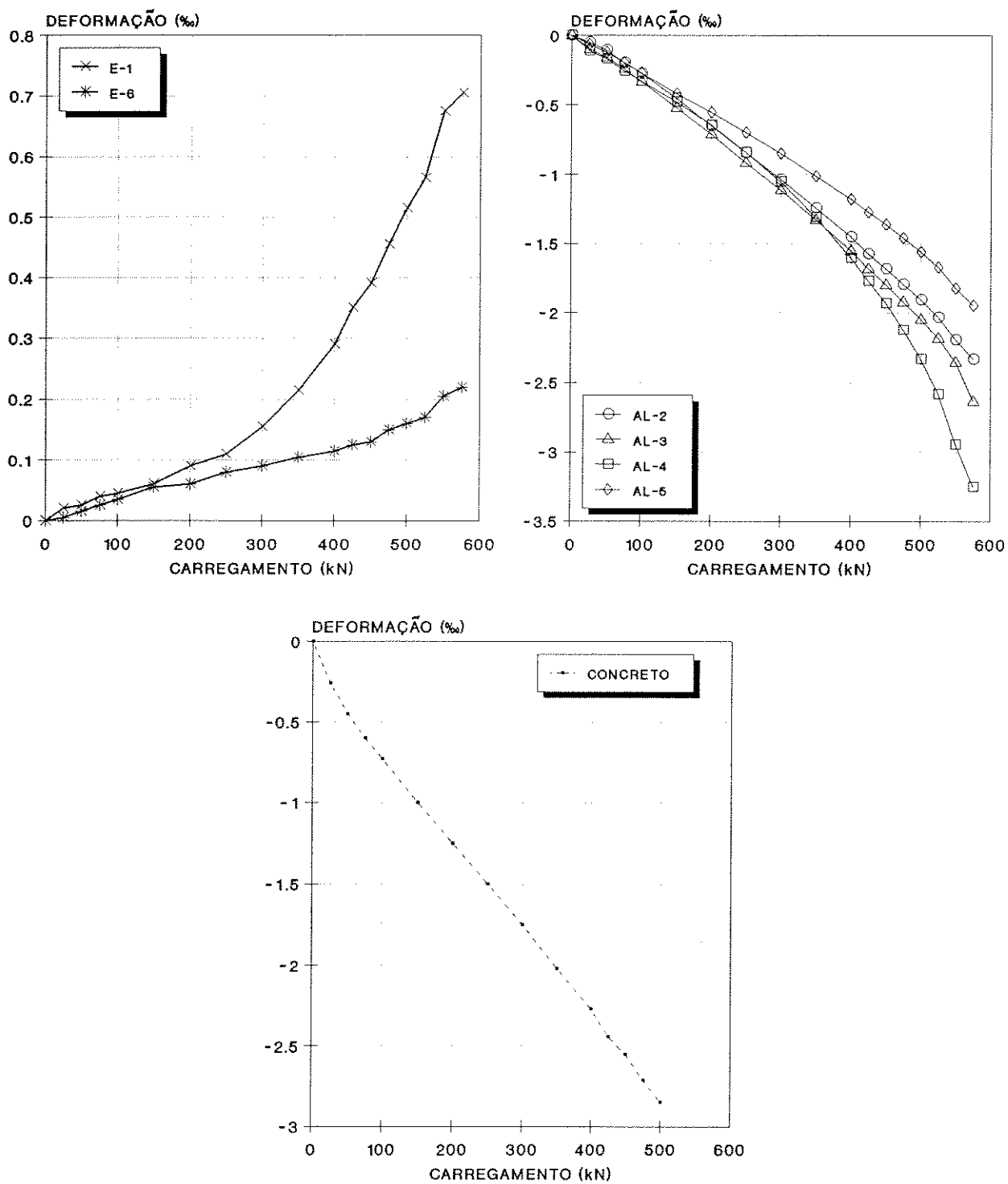


FIG. 24 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T175 (Pilar nº 2)

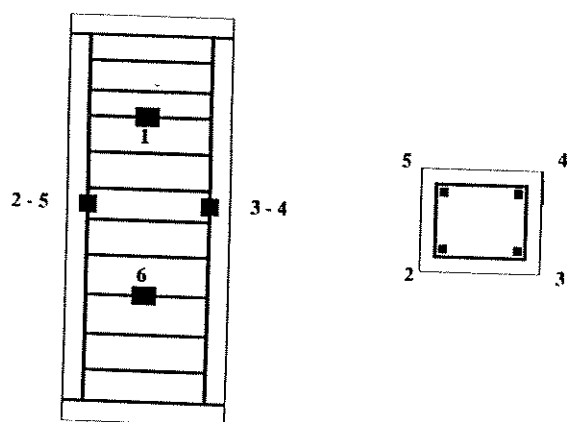
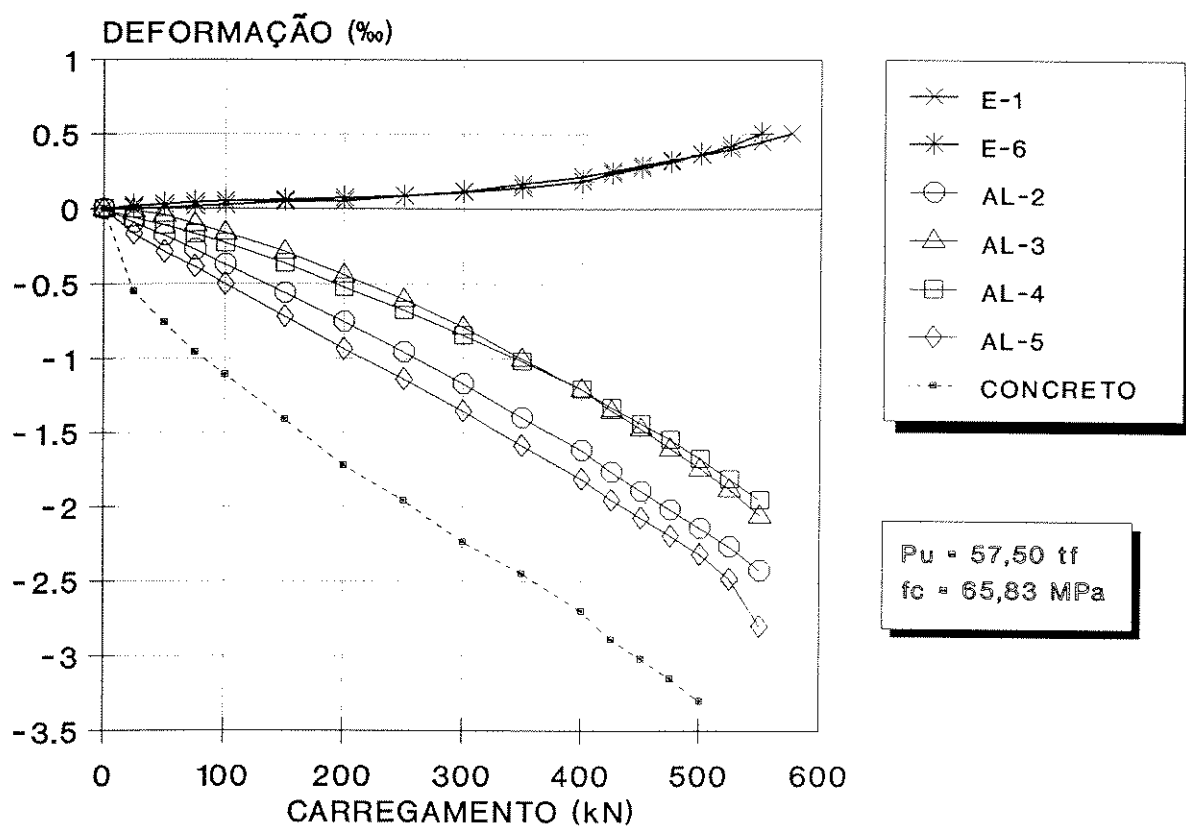


FIG. 25 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T175 (Pilar nº 2)

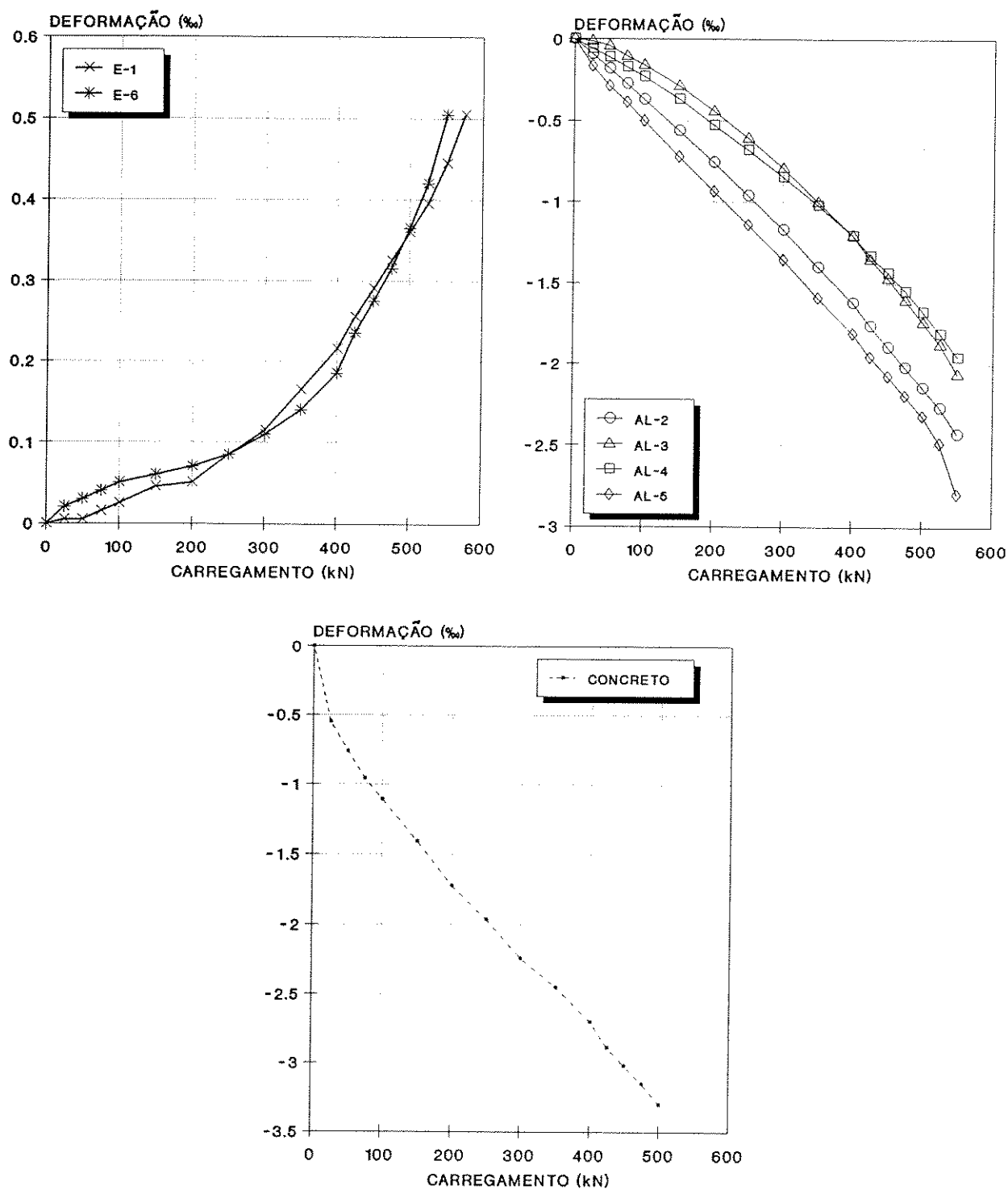
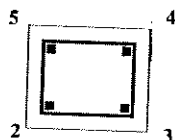
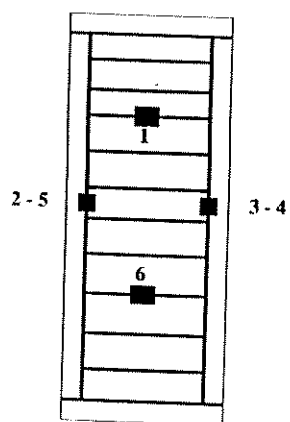
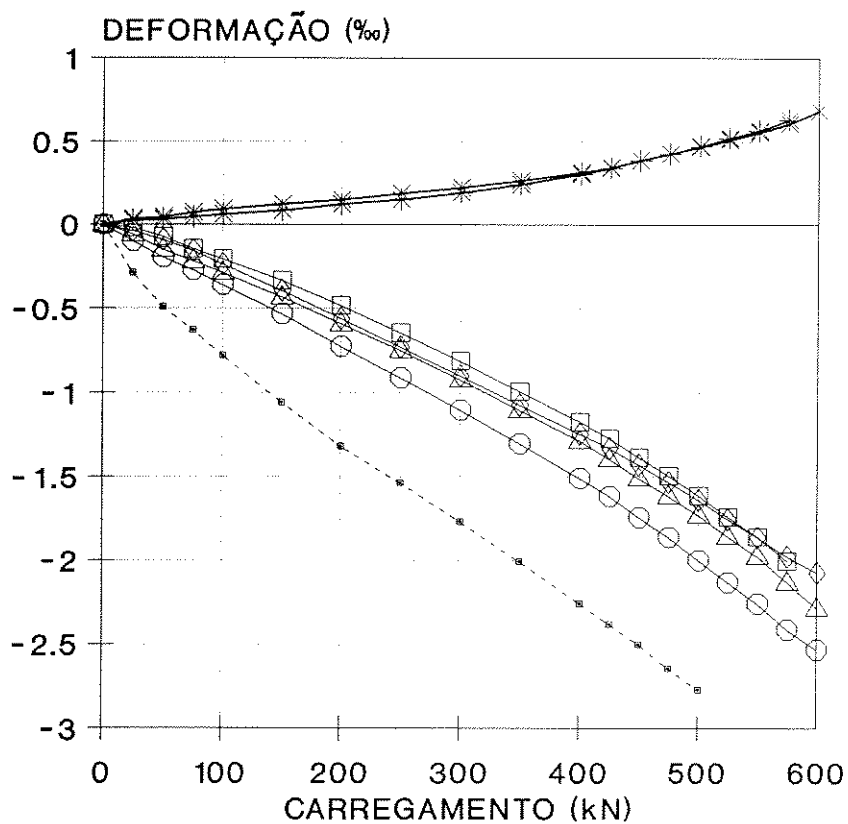


FIG. 26 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T200 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 27 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T200 (Pilar nº 1)

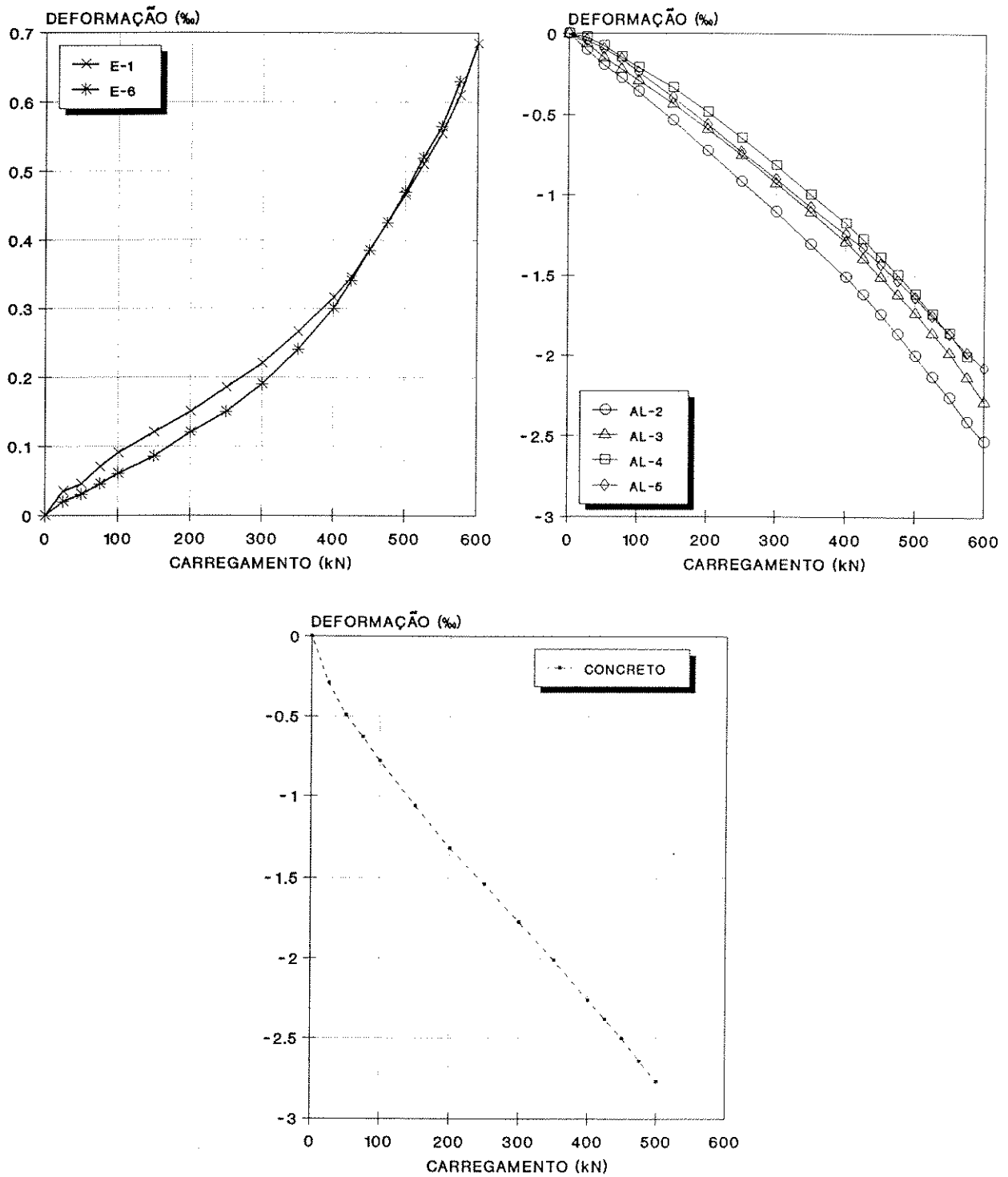
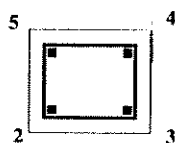
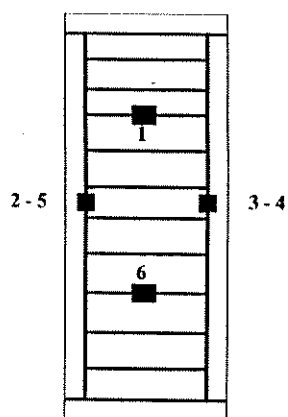
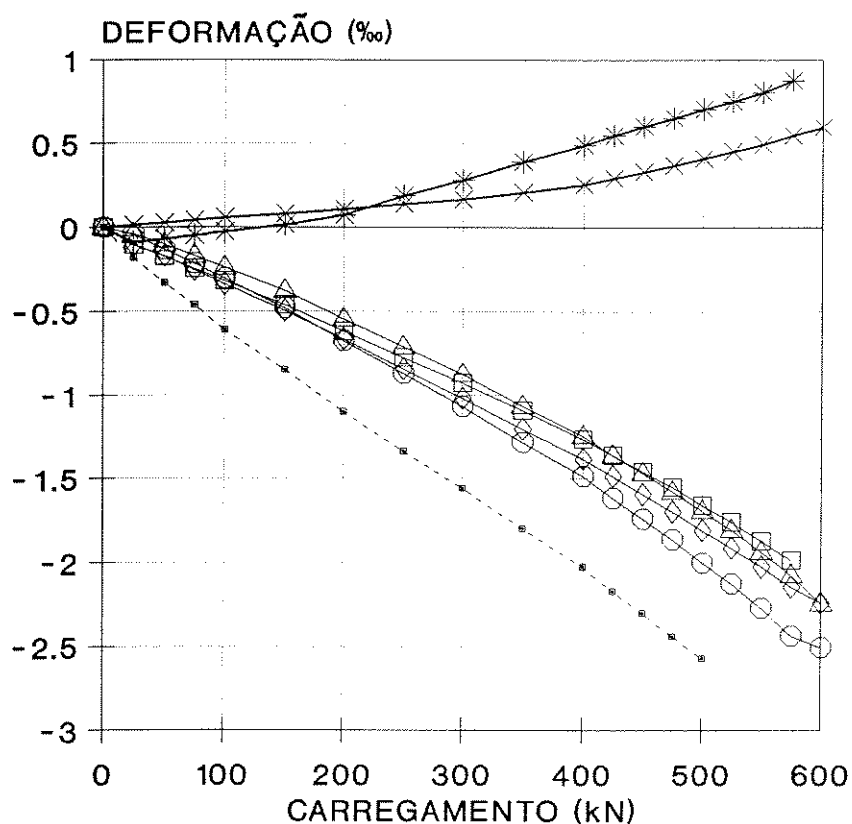


FIG. 28 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T200 (Pilar nº 2)



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 29 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T200 (Pilar nº 2)

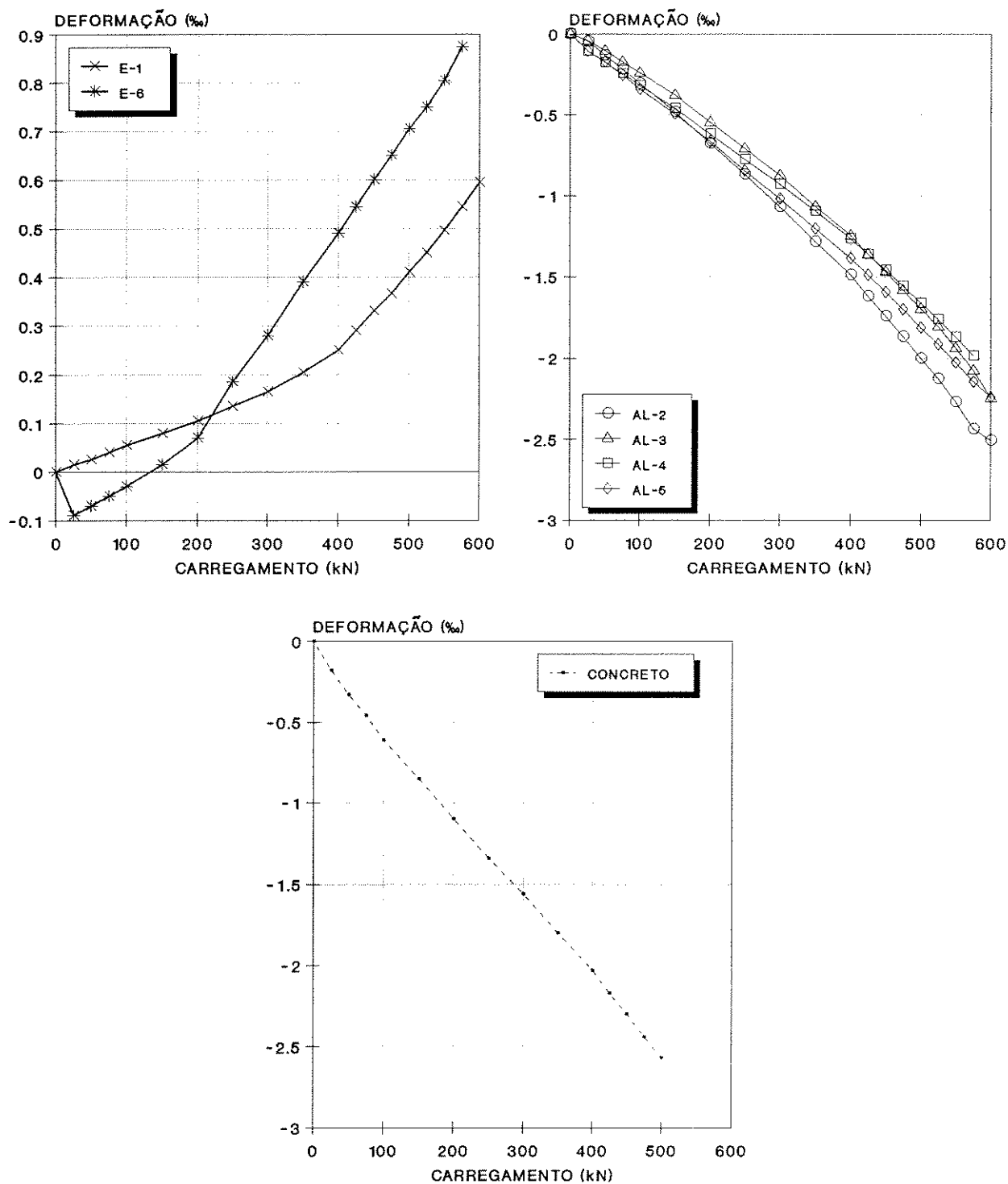
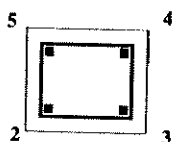
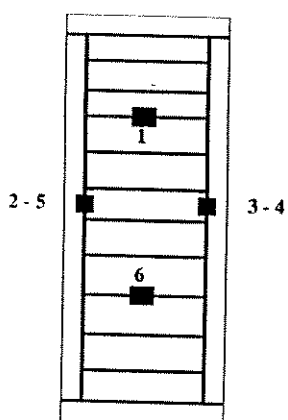
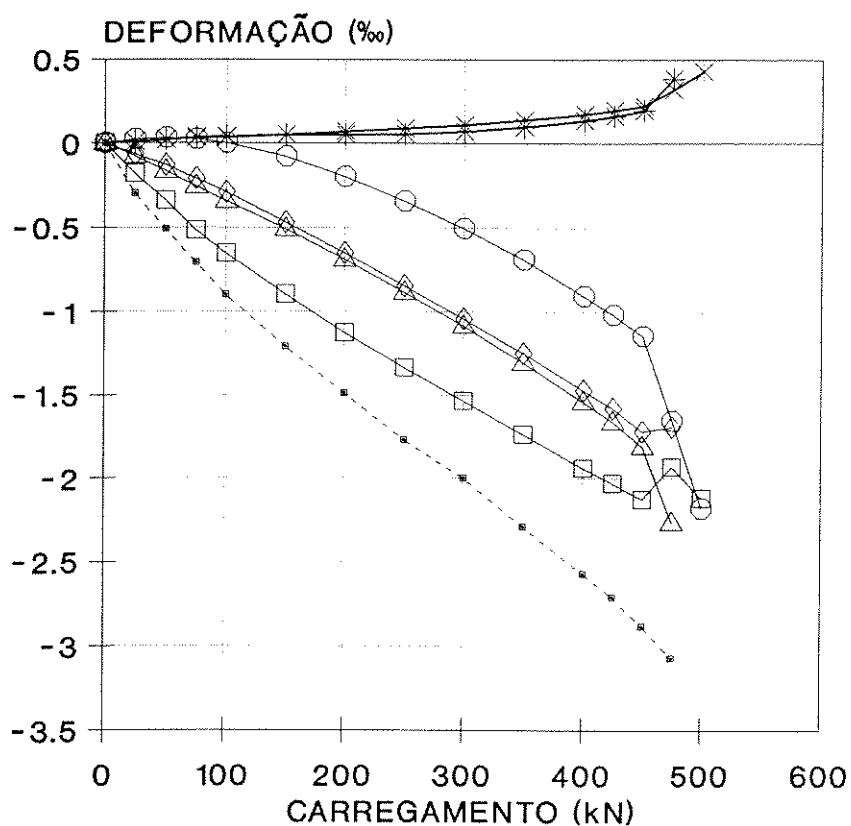


FIG. 30 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T225 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 31 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T225 (Pilar nº 1)

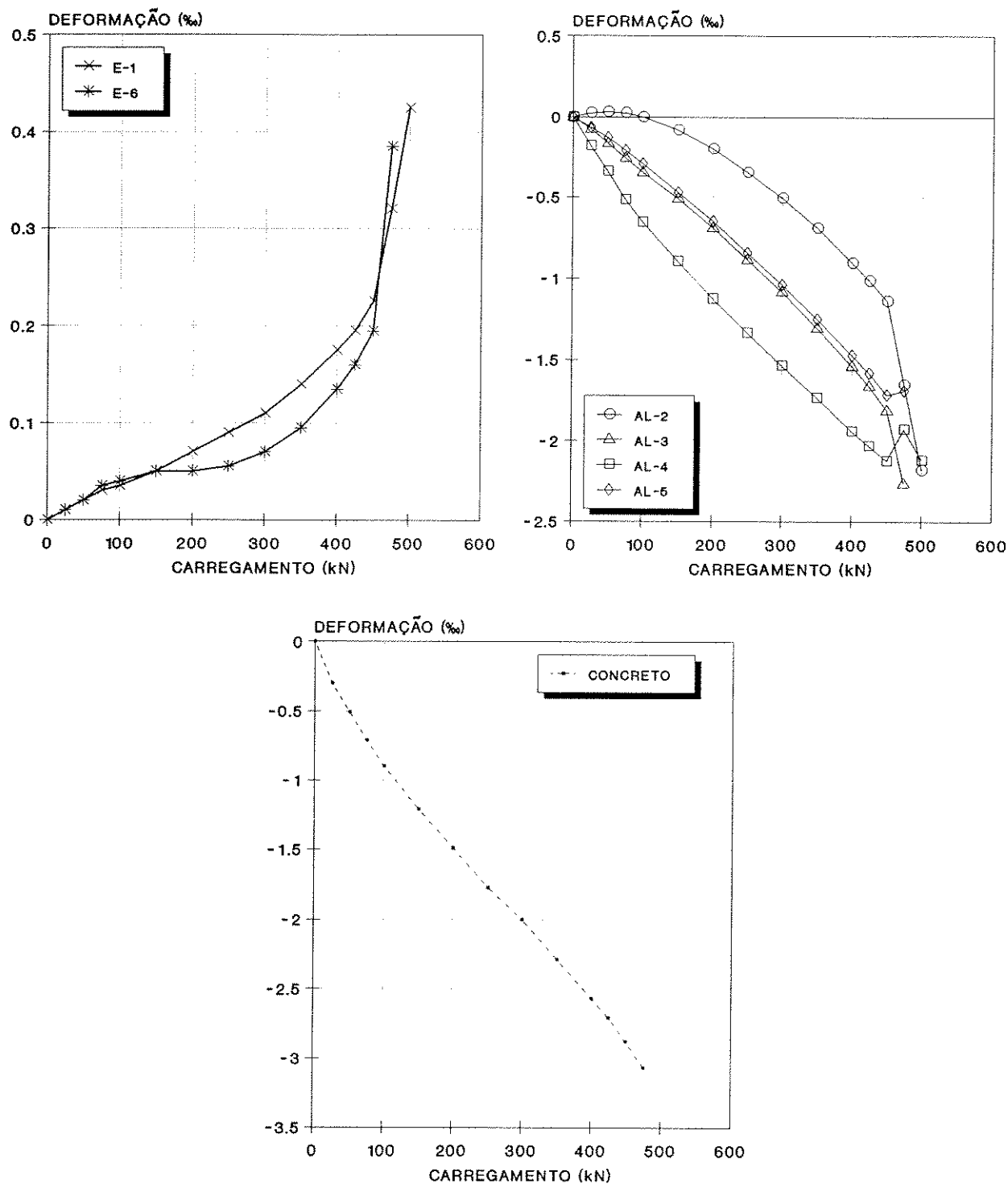


FIG. 32 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T225 (Pilar nº 2)

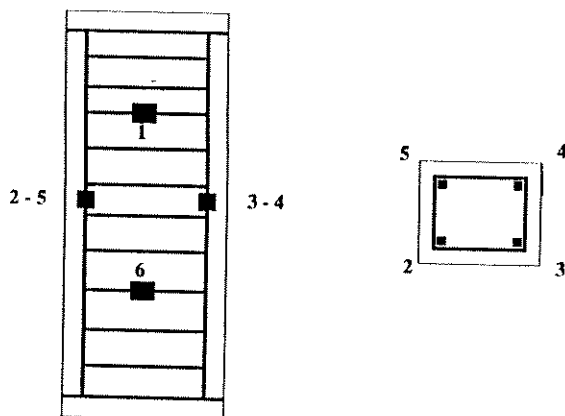
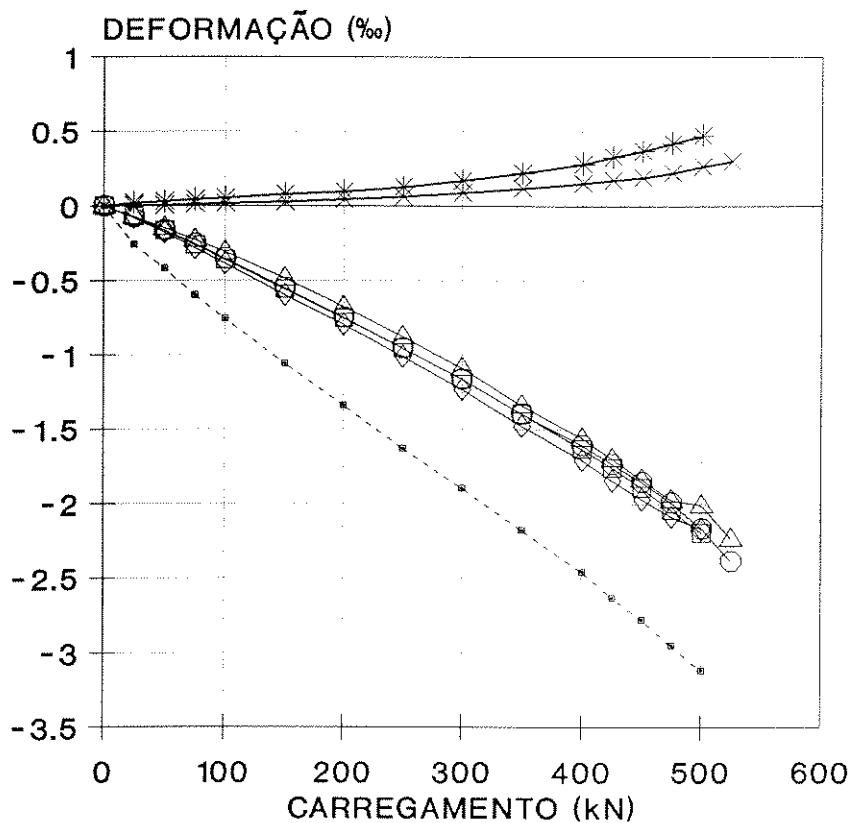


FIG. 33 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T225 (Pilar nº 2)

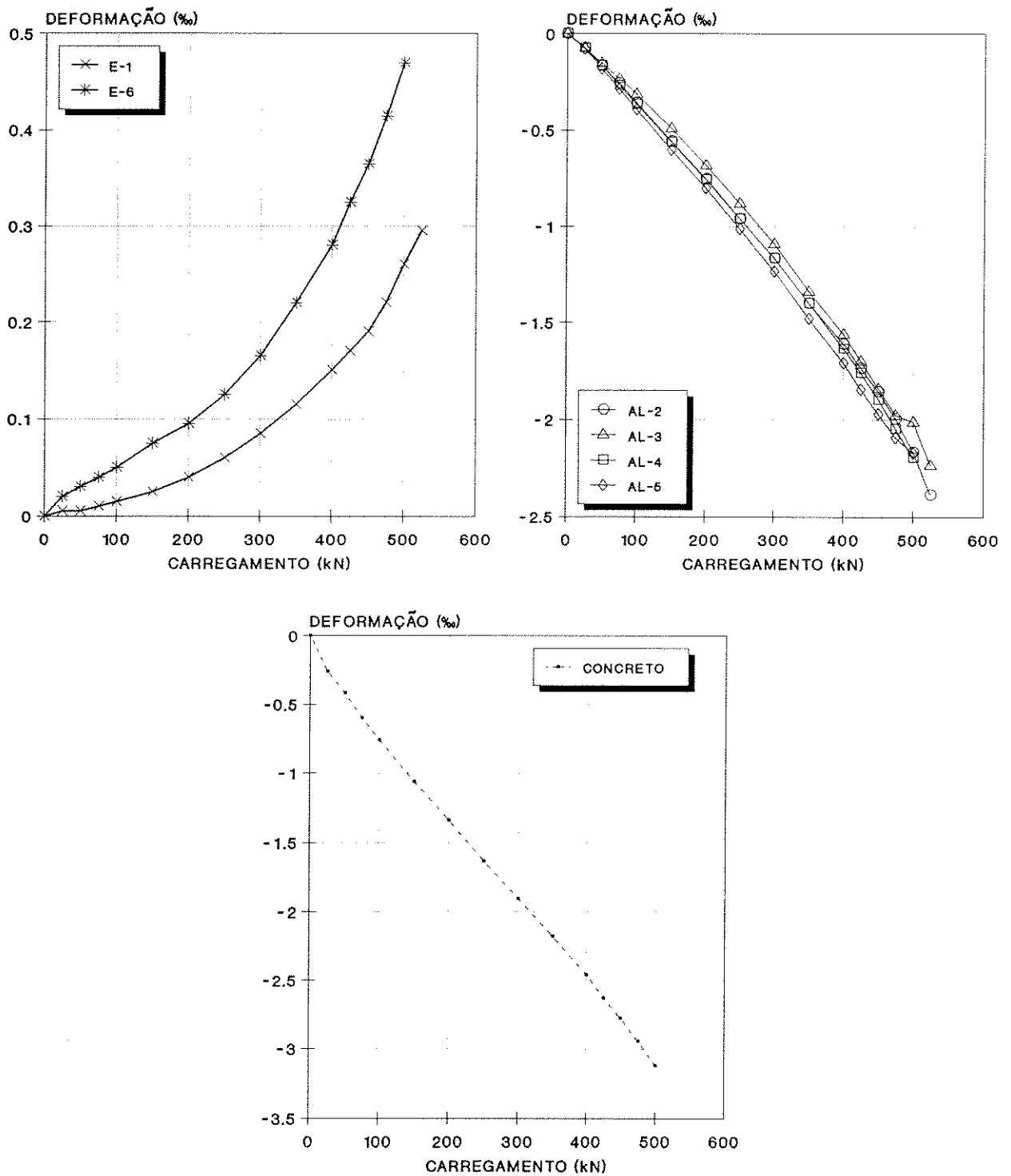


FIG. 34 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T250 (Pilar nº 1)

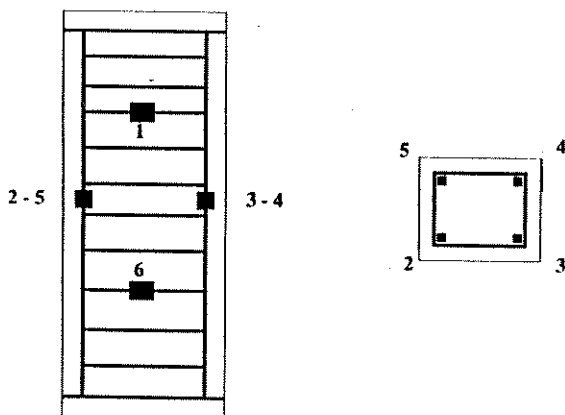
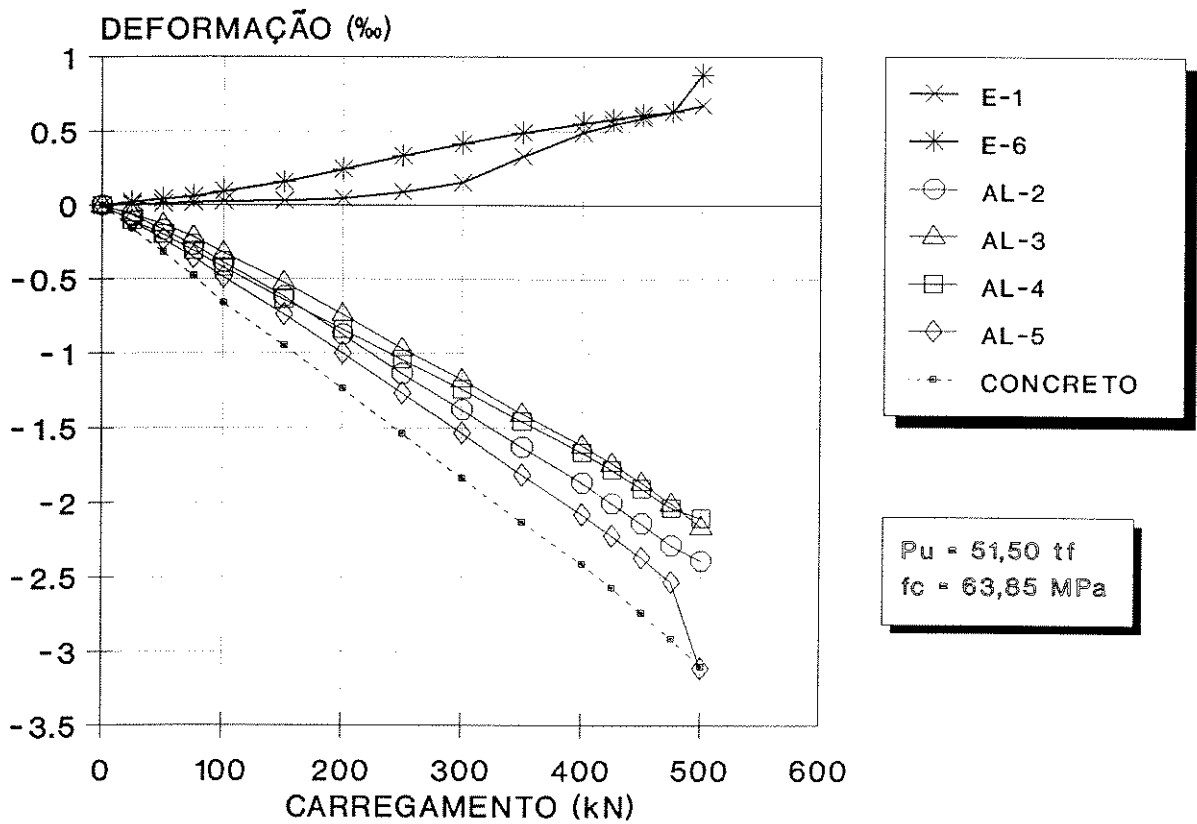


FIG. 35 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T250 (Pilar nº 1)

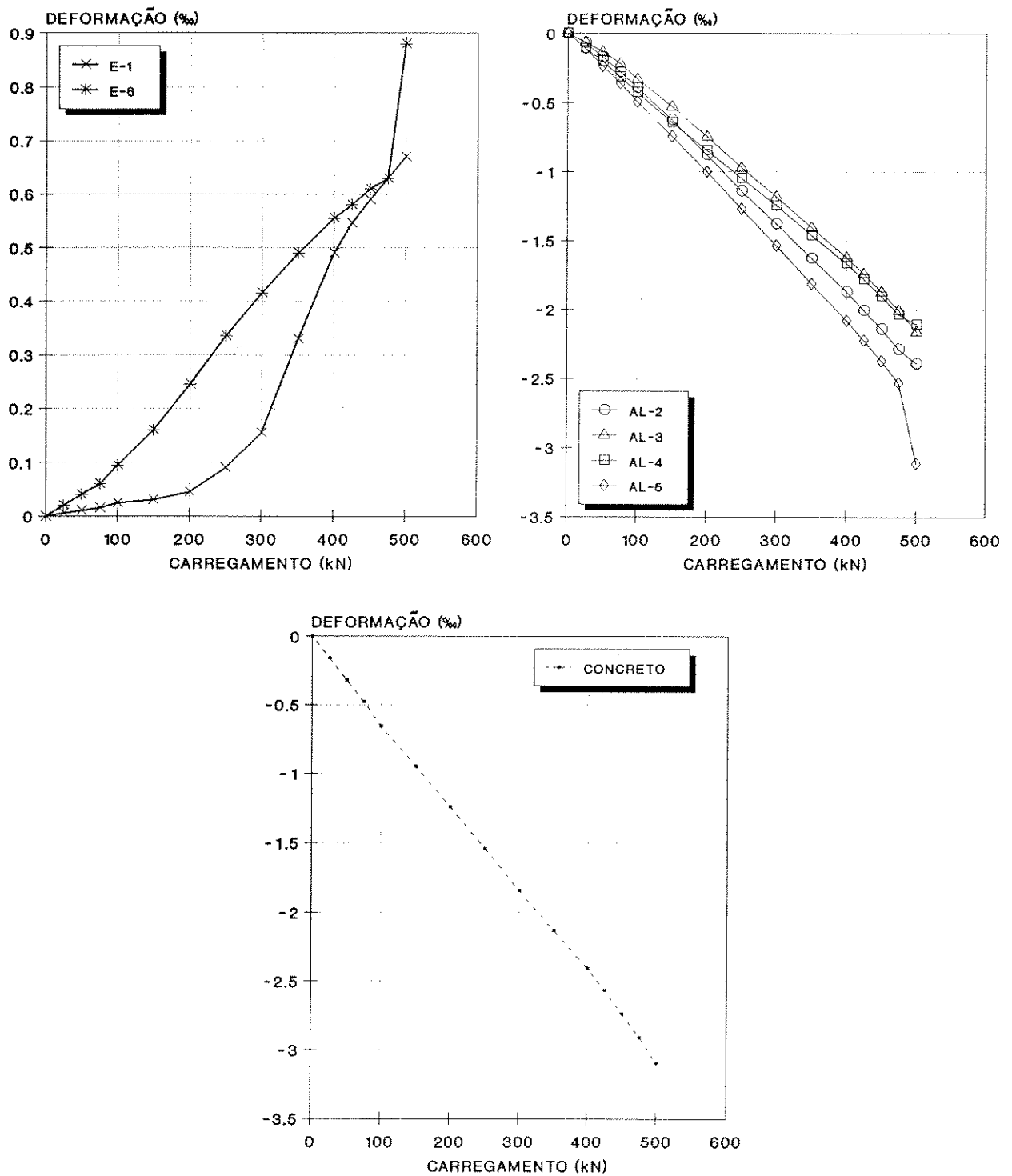
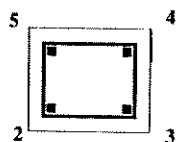
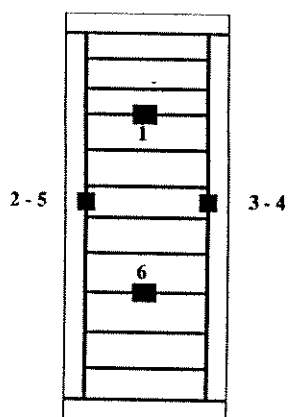
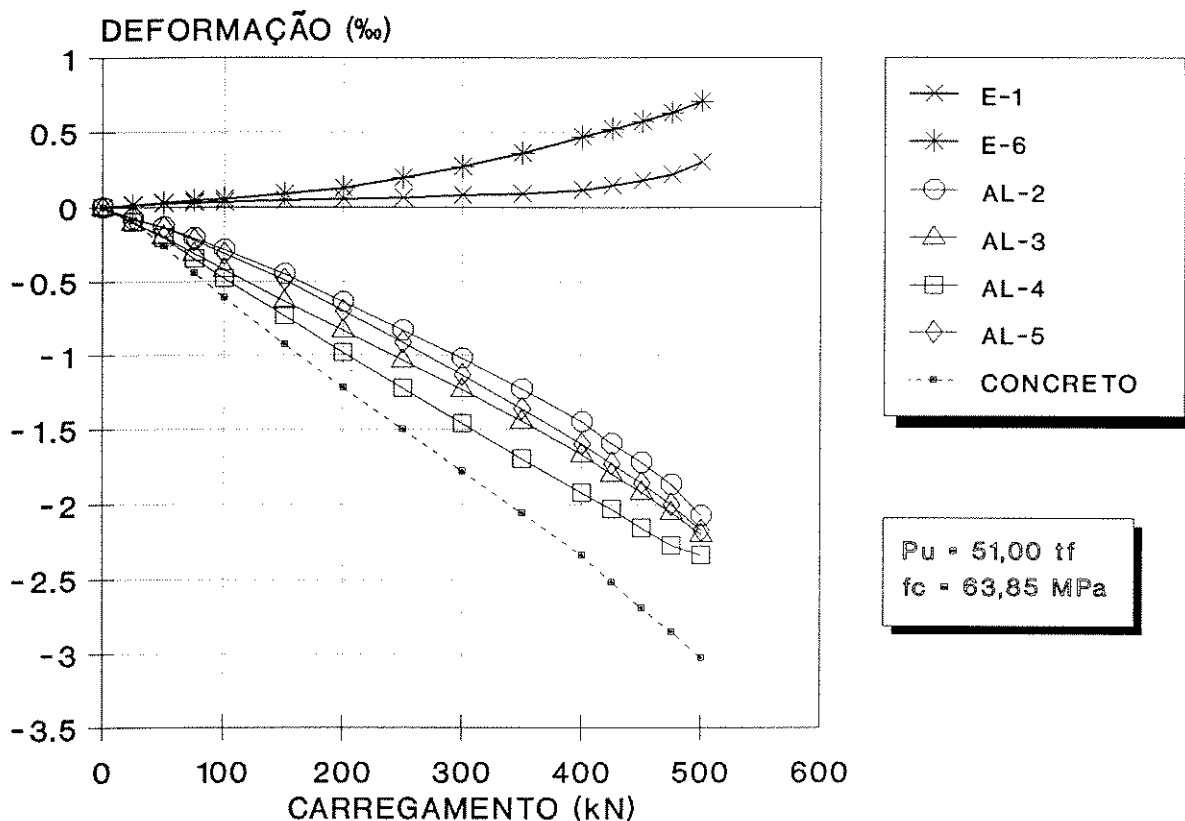


FIG. 36 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T250 (Pilar nº 2)



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 37 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T250 (Pilar nº 2)

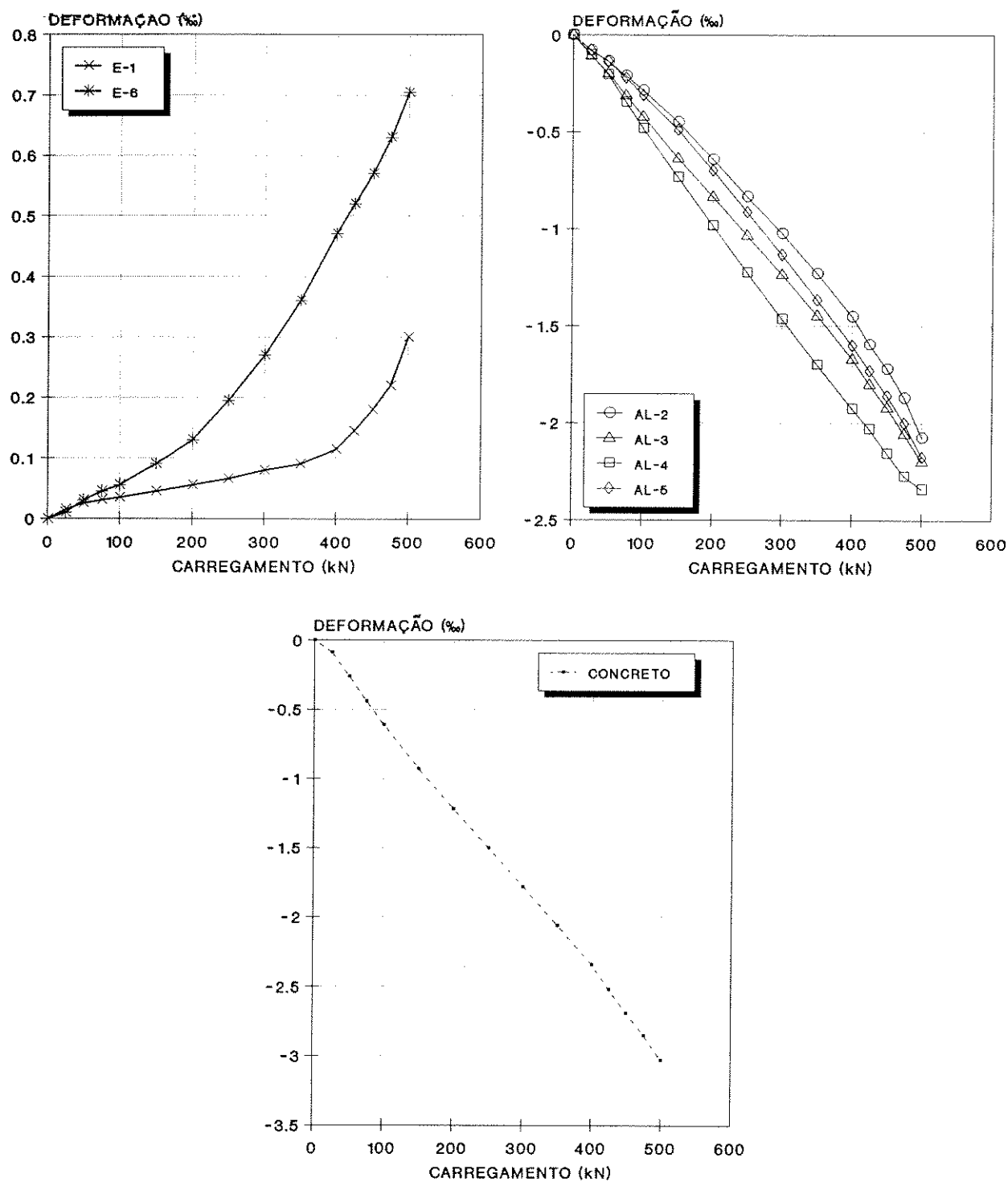
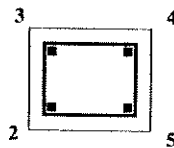
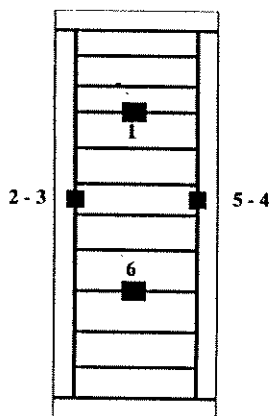
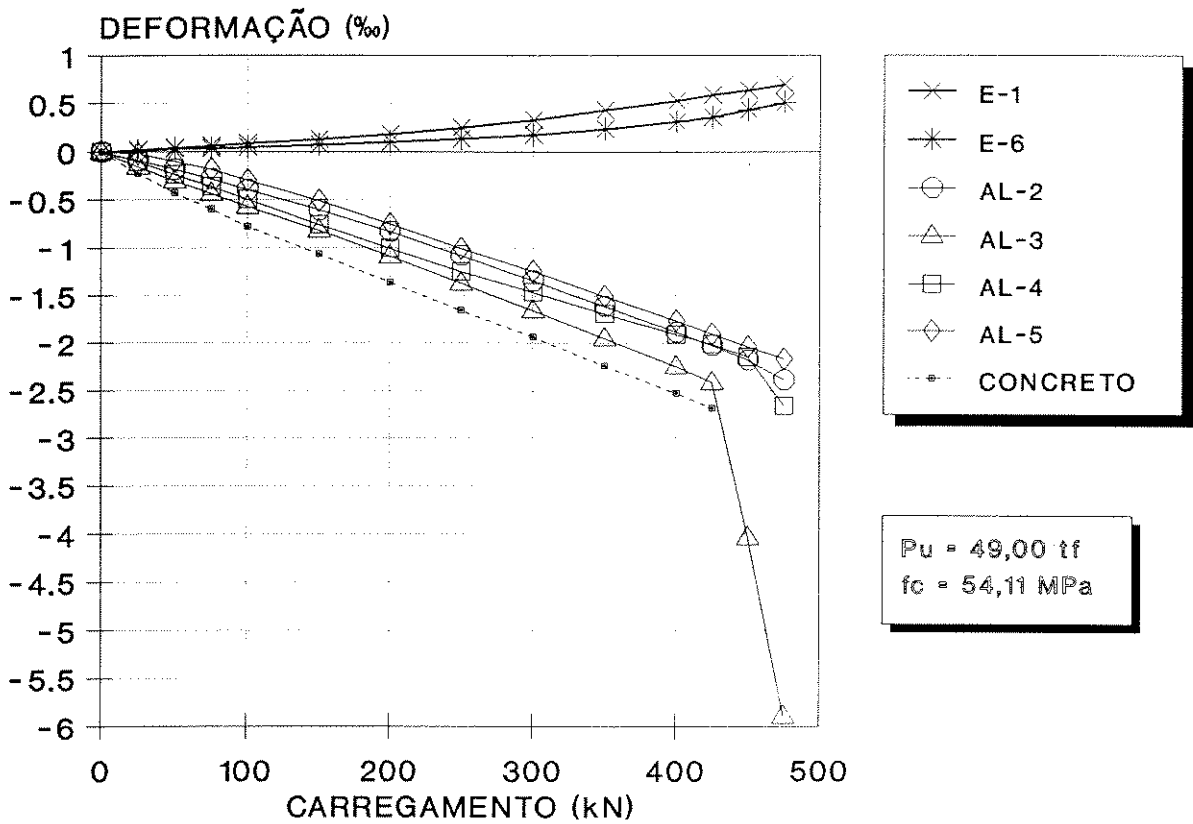


FIG. 38 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T275 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 39 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T275 (Pilar nº 1)

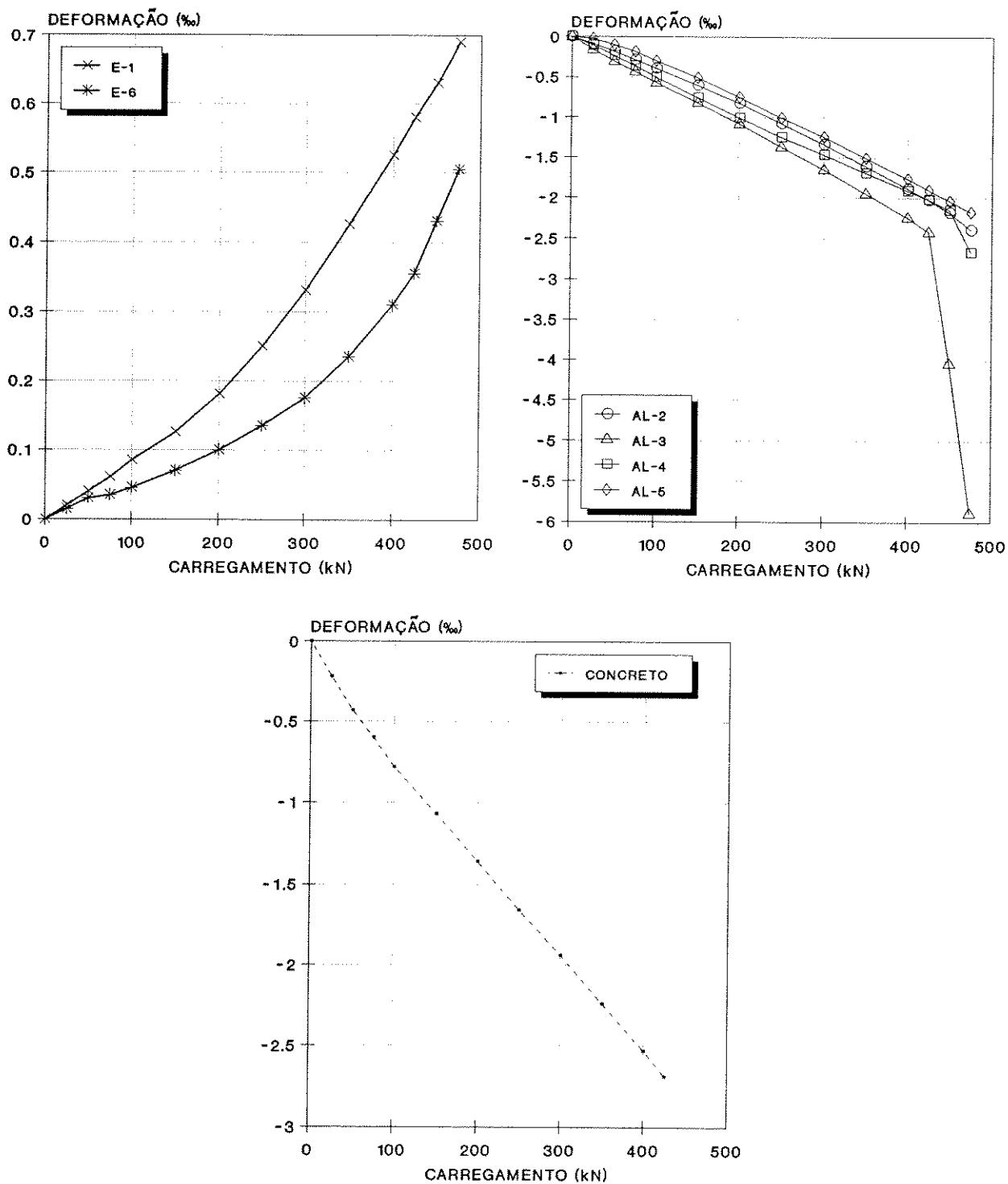
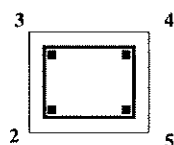
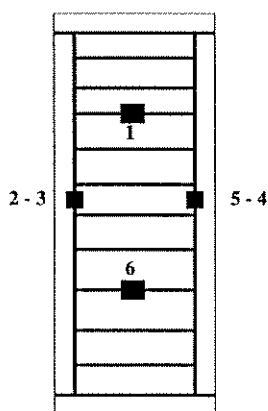
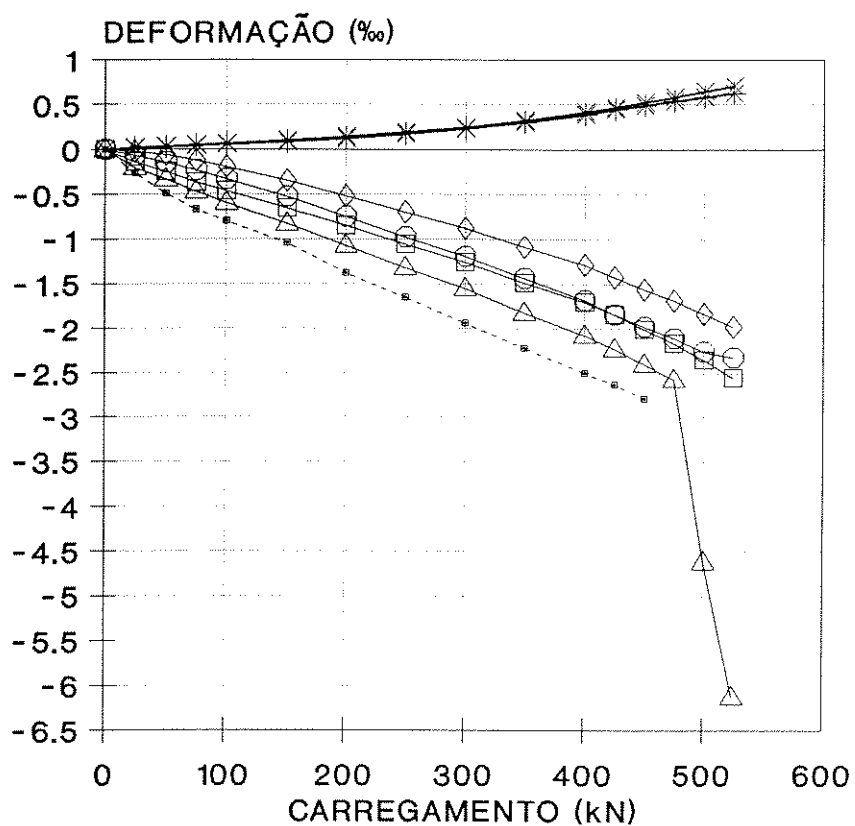


FIG. 40 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T275 (Pilar nº 2)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 41 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/10 - T275 (Pilar nº 2)

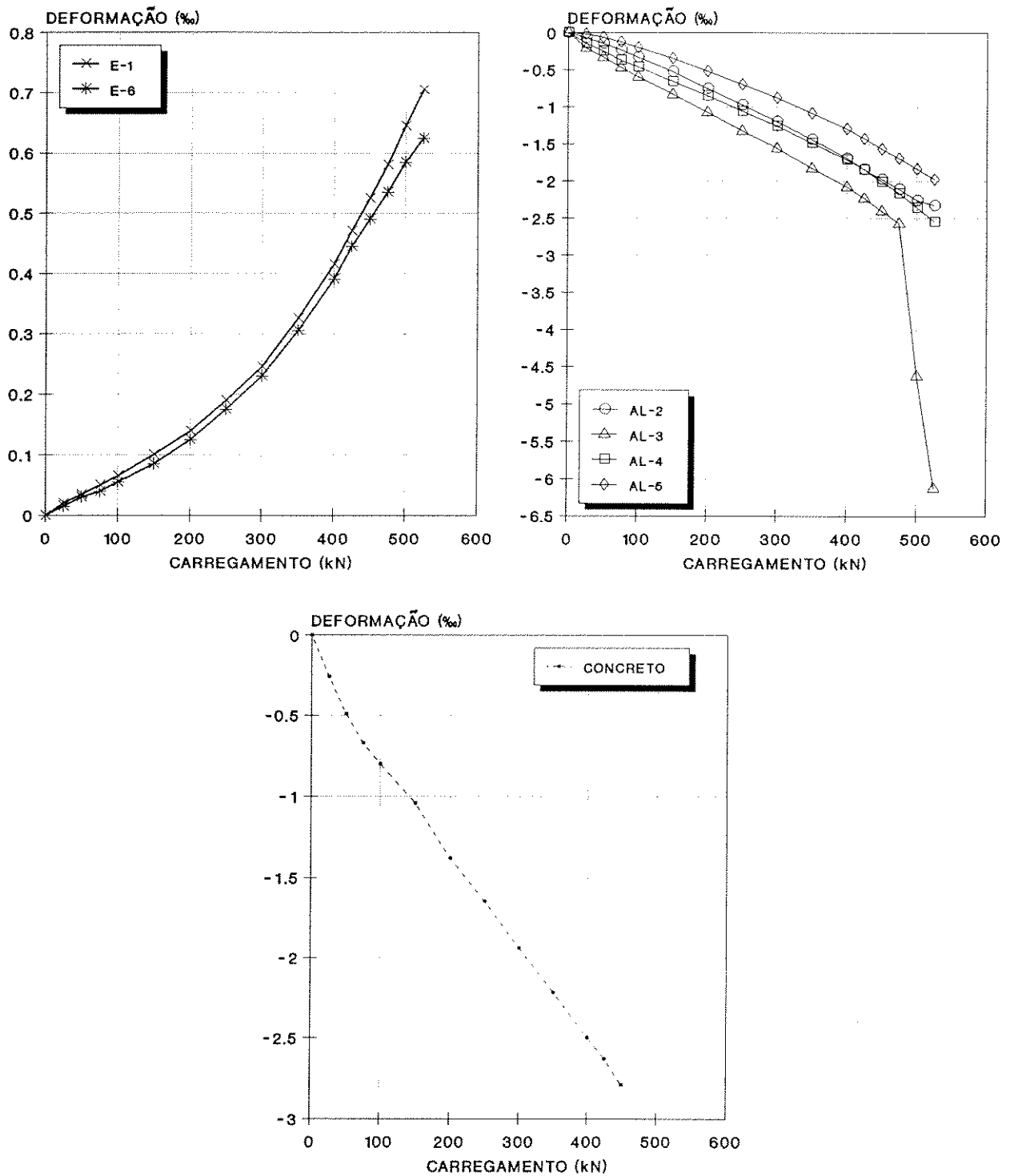


FIG. 42 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

Pilares P8/10

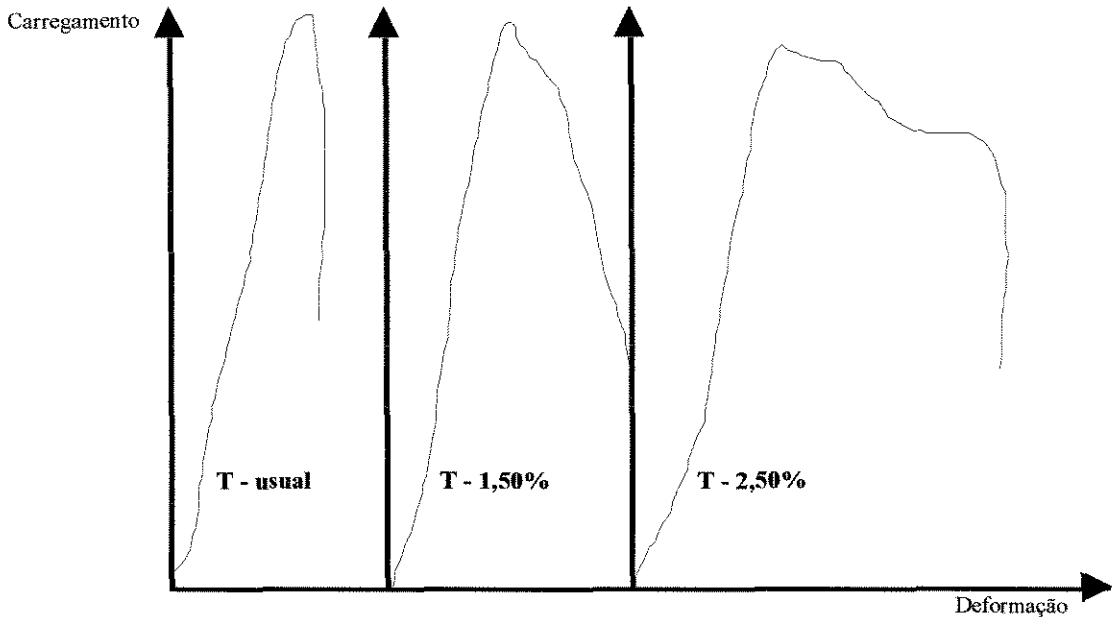


Fig. 43 - Diagramas carga \times deformação dos pilares P1CA-CAR, P8/10-150-1 e P8/10-250-1, fornecidos pela máquina hidráulica.

5.5 - Relação 1: 1,50

Por serem eficientes as taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50%, optou-se por reestudar seus efeitos em modelos de pilares com uma relação maior entre os lados da seção transversal e, assim, foi definida a relação 1:1,50, sendo as dimensões dos novos modelos 80mm \times 120mm \times 480mm.

Seguindo as orientações dos ensaios anteriores, foram concretados dois modelos de pilares para cada uma das taxas de armaduras transversais e dois corpos de prova cilíndricos (100mm \times 200mm), utilizando-se, novamente, o traço T2.

Com o objetivo de compensar a inevitável heterogeneidade do concreto, aumentou-se o número de barras longitudinais, de quatro para seis, pois em pilares de seção transversal quadrada⁽¹⁾, esse recurso mostrou-se eficiente, diminuindo as excentricidades que apareciam quando ensaiados à compressão.

Levando-se em consideração tal fato, a taxa de armadura longitudinal adotada para os pilares de $80\text{mm} \times 120\text{mm} \times 480\text{mm}$ foi de 4,44%, com o emprego de seis barras de $\varnothing = 3/8"$ de aço CA-50A.

Nas armaduras transversais adotadas para as taxas de 2,00%, 2,25% e 2,50% foram novamente utilizados estribos individuais com diâmetro $\varnothing = 5,0\text{mm}$.

As armações dos pilares encontram-se nas figuras 44 e 45, com detalhamento dos espaçamentos dos estribos.

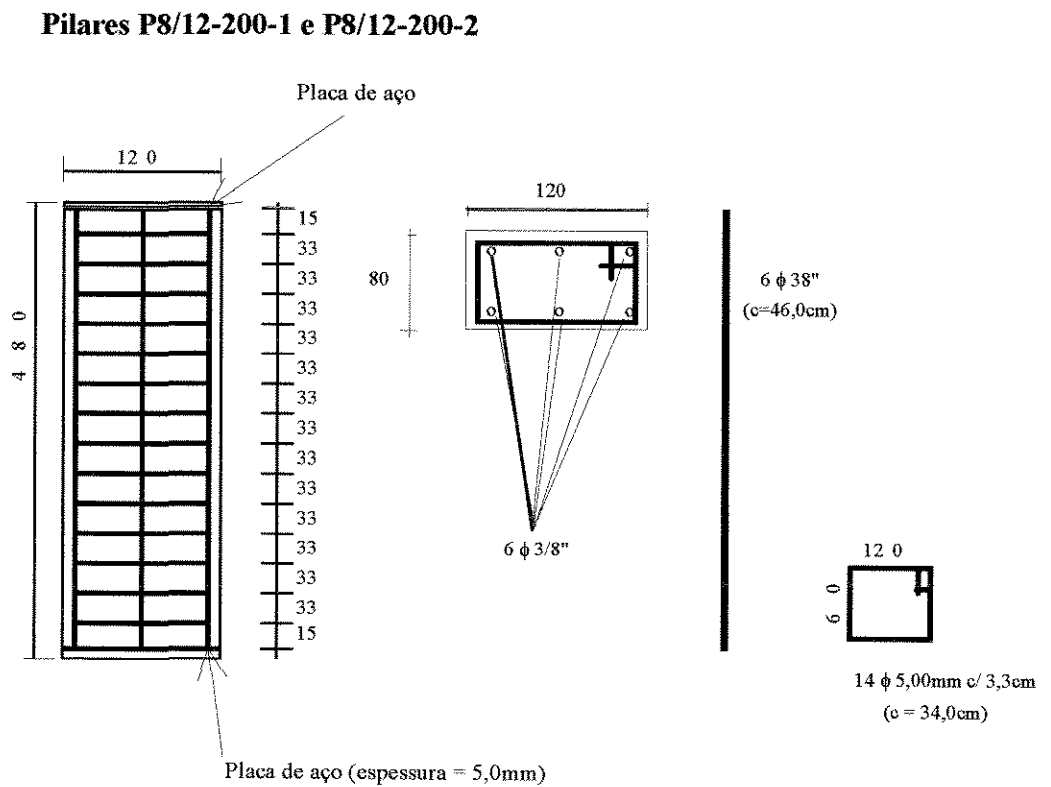
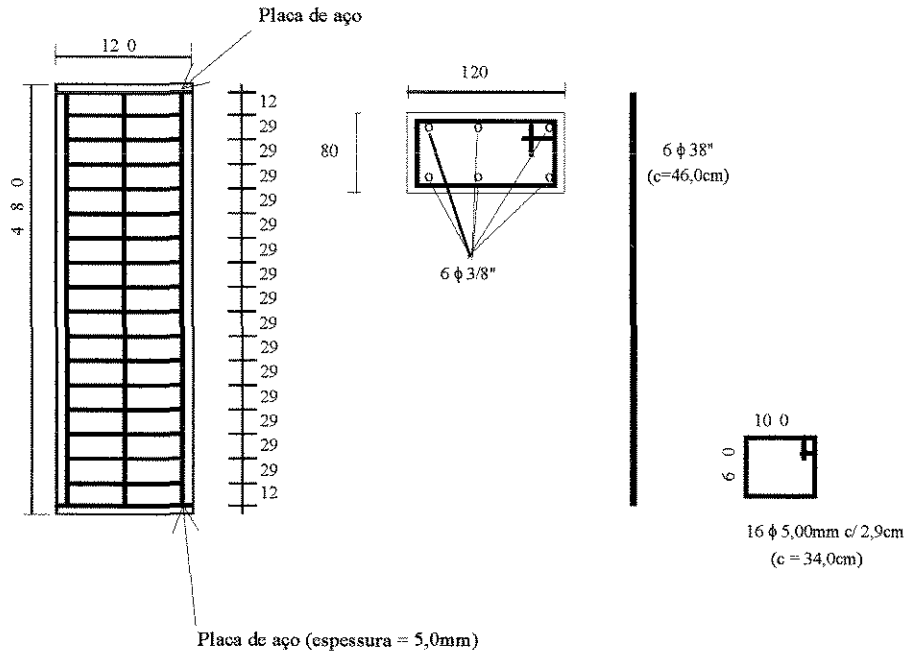


Fig. 44- Detalhamento das armaduras dos pilares P8/12-200

Pilares P8/12-225-1 e P8/12-225-2



Pilares P8/12-250-1 e P8/12-250-2

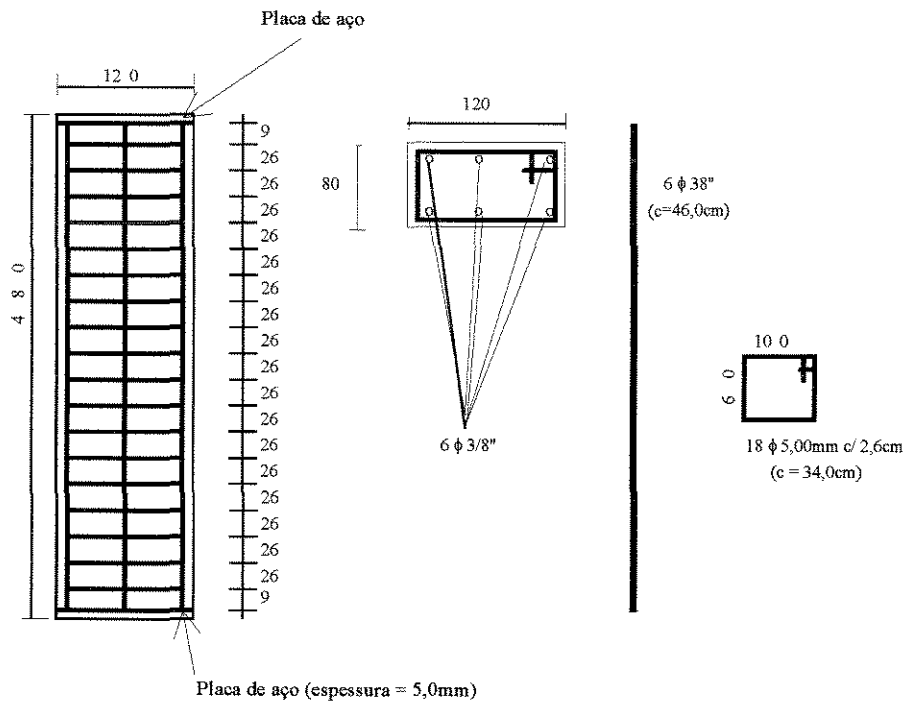


Fig. 45 - Detalhamento das armaduras dos pilares P8/12-225 e P8/12-250

Para determinação das deformações foram utilizados defletômetros mecânicos e extensômetros elétricos, seguindo o mesmo critério da instrumentação dos pilares anteriores. (Ver figura 1).

Novamente, os extensômetros elétricos foram colados nas quatro barras das extremidades, à meia altura, e em dois estribos, o melhor assentado nas barras longitudinais e o que apresenta deficiência de assentamento nessas barras.

Os esquemas de posicionamento dos extensômetros elétricos encontram-se nas figuras dos diagramas carga \times deformação de cada modelo de pilar.

Os ensaios dos pilares ocorreram quando os mesmos atingiram a idade de 28 dias. Na data dos ensaios dos pilares, foram ensaiados também os corpos de prova cilíndricos (100mm \times 200mm), que possibilitaram prever as cargas de ruptura para os pilares.

A tabela 10 foi obtida utilizando-se a equação:

$$P = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y$$

TABELA - 10

Pilares	A_c (cm^2)	f_c (MPa)	A_s (cm^2)	f_y (MPa)	Carga prevista (tf)	Carga última (tf)
P 8/12-200-1	96	66,72	0,77	493	67,60	65,00
P 8/12-200-2						70,00
P 8/12-225-1	96	64,87	0,77	493	65,82	82,50
P 8/12-225-2						85,00
P 8/12-250-1	96	63,80	0,77	493	64,80	75,00
P 8/12-250-2						67,50

Os ensaios obedeceram a ordem crescente das taxas de armaduras transversais. Já os resultados dos ensaios dos pilares P 8/12-200-1 e P 8/12-200-2, com taxa transversal de armadura de 2,00%, mostraram a ocorrência de excentricidades acidentais e a eficiência da armadura de confinamento.



Fig. 46 - Pilar P8/12-200 ensaiado.

Na análise dos diagramas carga \times deformação do pilar P 8/12-200-1 nota-se a ocorrência de flexão oblíqua, com as barras longitudinais AL-3 e AL-5 apresentando deformações próximas e a barra AL-2 pouco se deformando, ao contrário da barra AL-4.

Esse fato contraria o ocorrido com pilares de concreto de alta resistência de seção transversal quadrada e a tentativa de compensação da heterogeneidade do concreto pela homogeneidade do aço não foi eficiente no combate às excentricidades acidentais.

As excentricidades continuaram existindo, sendo notadas as ocorrências de flexões normal composta e flexões oblíquas.

Com relação aos estribos instrumentados ensaiados, novamente foram confirmadas as conclusões de *Agostini*⁽¹⁾, pois o estribo melhor executado foi o mais solicitado, apresentando maiores deformações. Em alguns casos, como no ocorrido com o ensaio do pilar P 8/12-200-2, os dois estribos apresentaram deformabilidades semelhantes, devido à qualidade de execução.

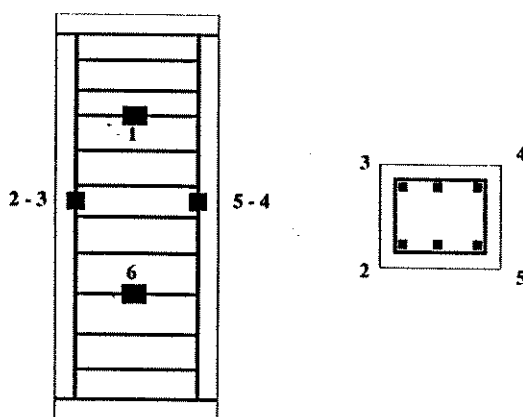
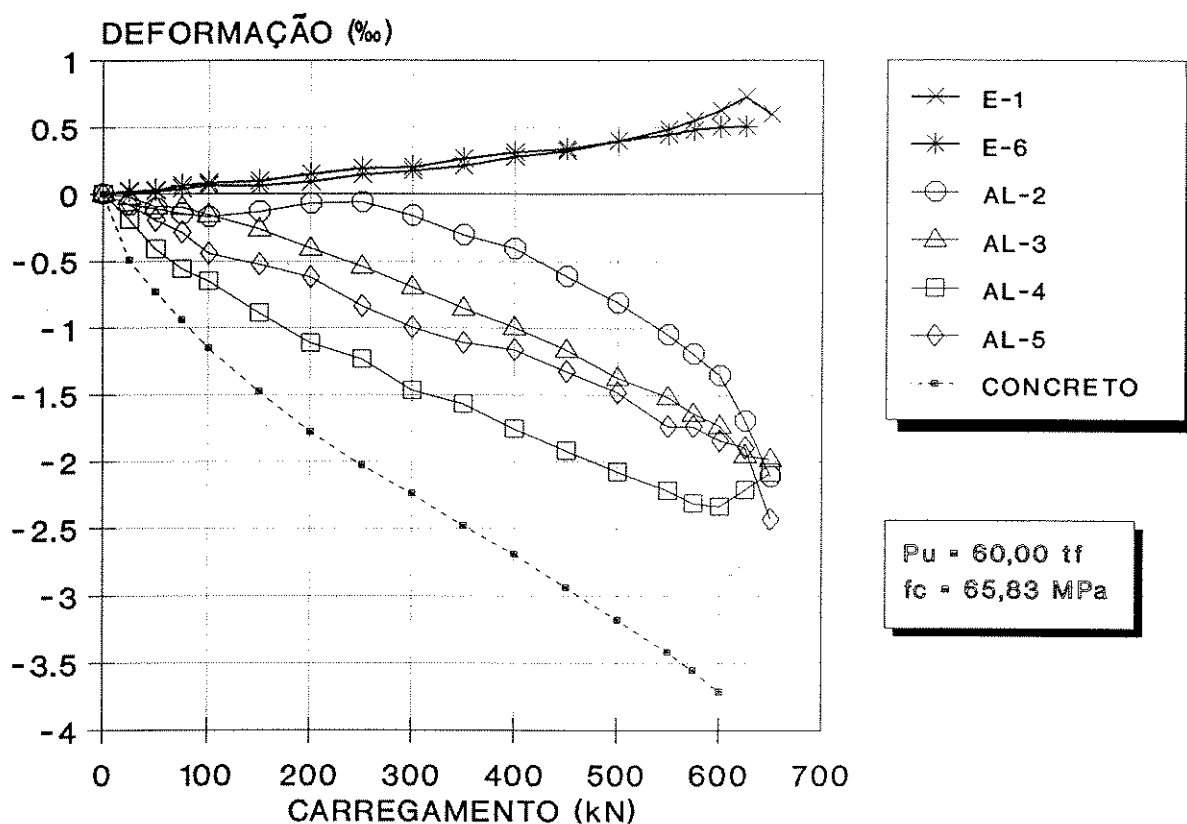
A figura 47 apresenta os pilares P 8/12-250-1 e P 8/12-250-2 ensaiados, podendo-se visualizar que as armaduras transversais não abriram e a ruptura ocorreu pelo esmagamento do concreto do núcleo, sendo que a camada de revestimento caiu ao mesmo tempo que ocorreu a ruptura do pilar.

Para análise do efeito de confinamento das armaduras nos pilares com seção transversal retangular 80mm \times 120mm, são apresentados também os gráficos das figuras, obtidos pelo equipamento da máquina hidráulica com capacidade de 100,0tf que fornece os gráficos de carga \times deformação.



Fig. 47 - Pilares P8/12-250 ensaiados.

P8/12 - T200 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 48 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T200 (Pilar nº 1)

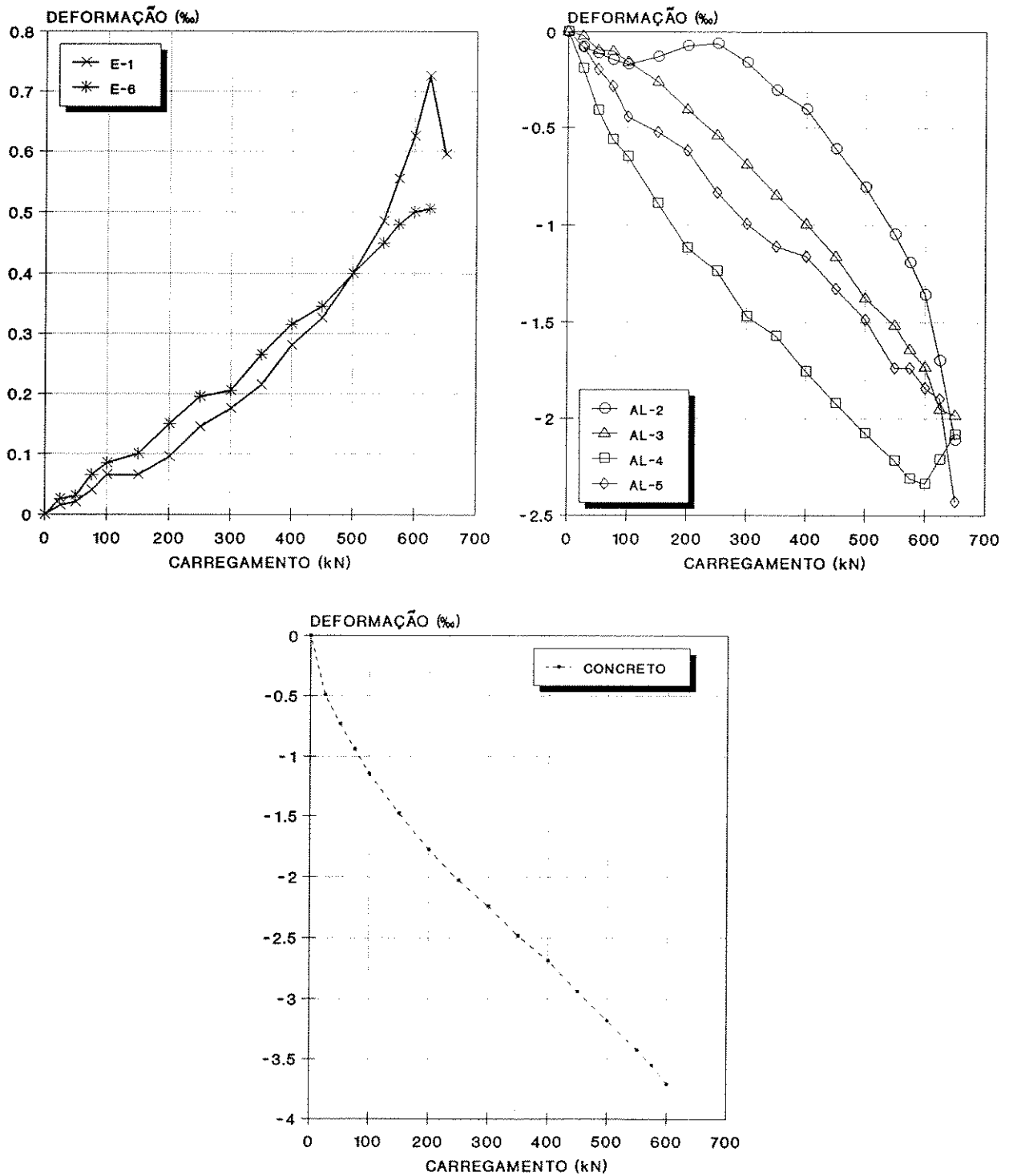


FIG. 49 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T200 (Pilar nº 2)

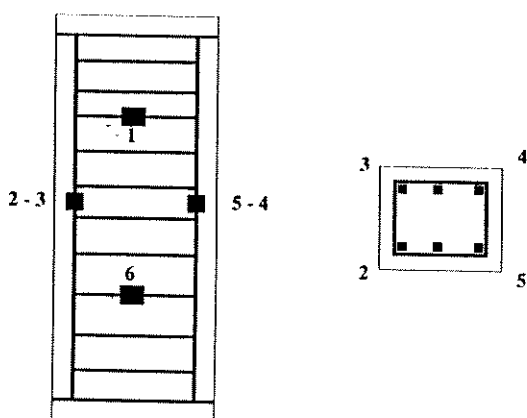
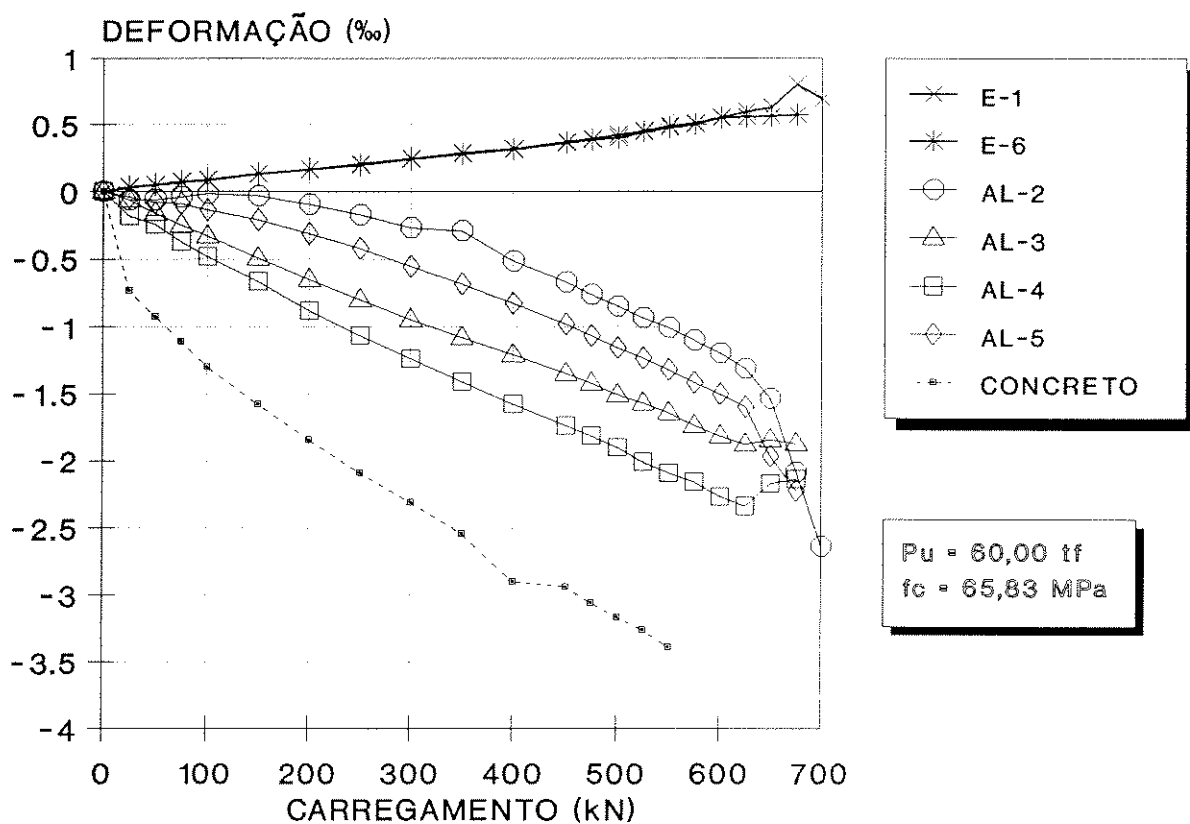


FIG. 50 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T200 (Pilar nº 2)

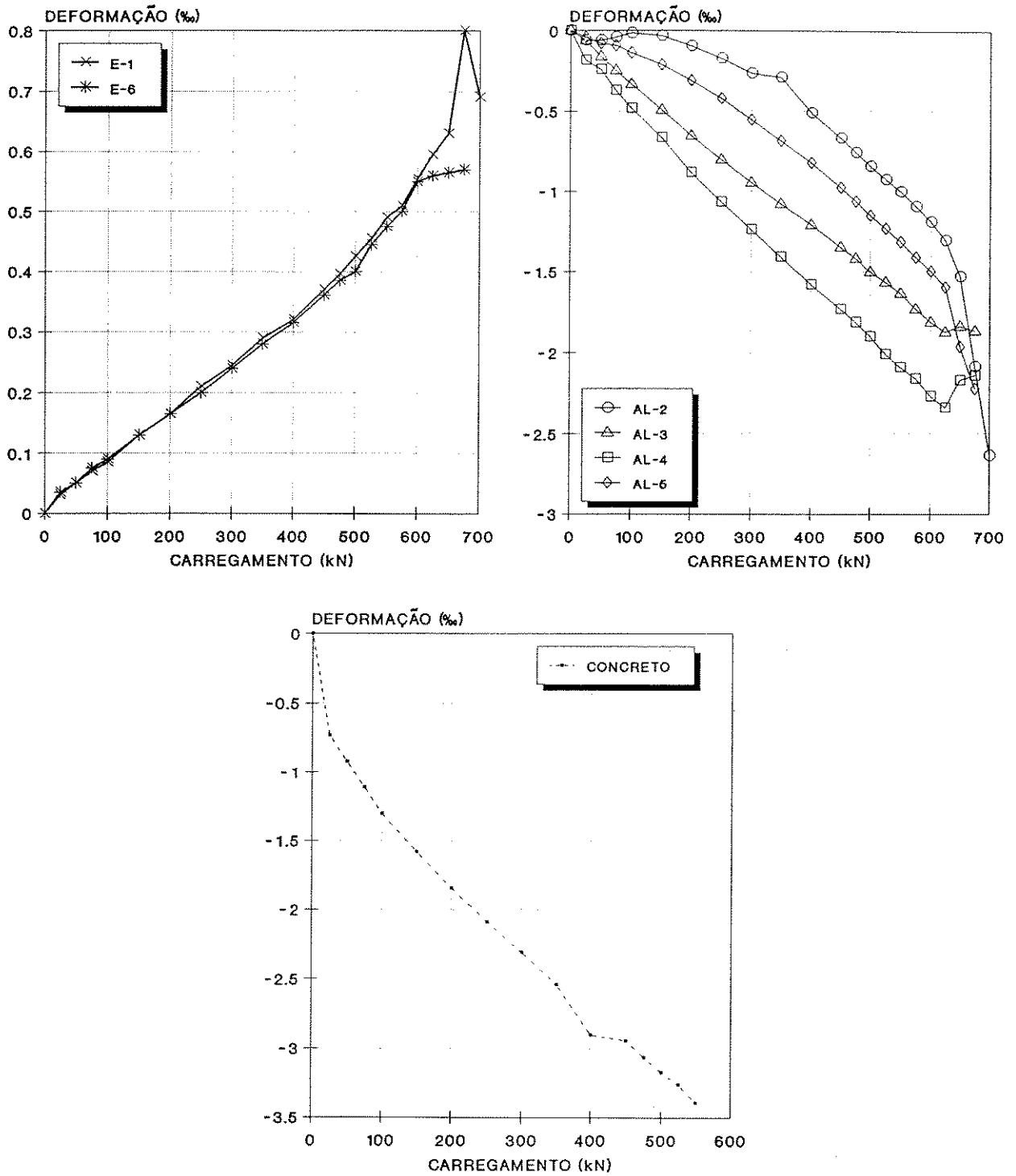
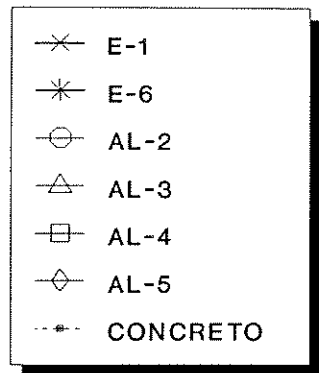
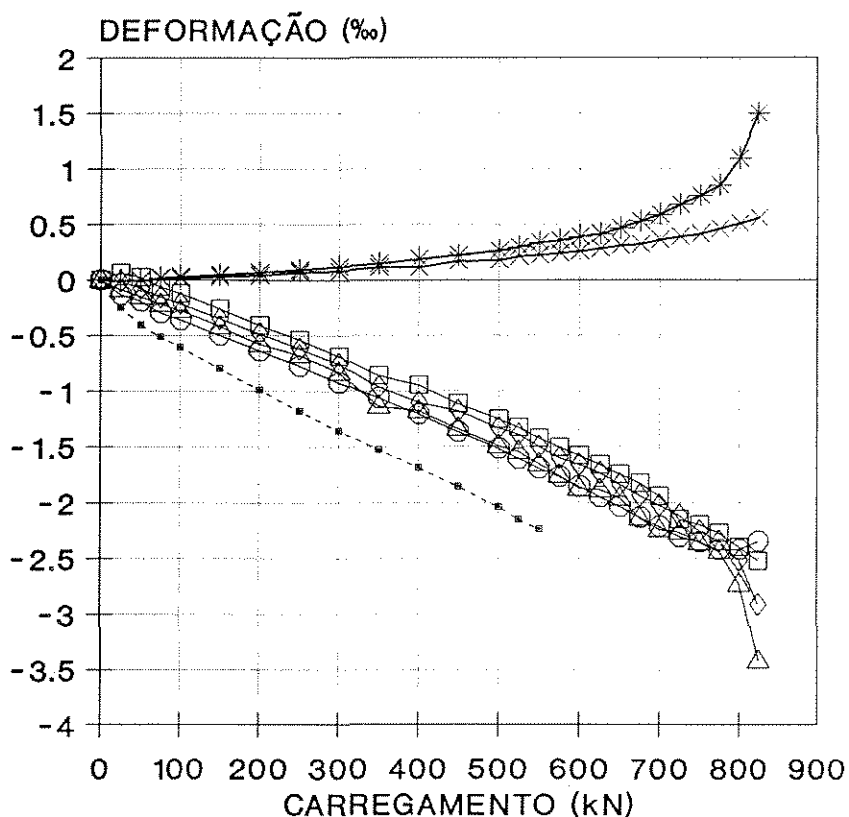
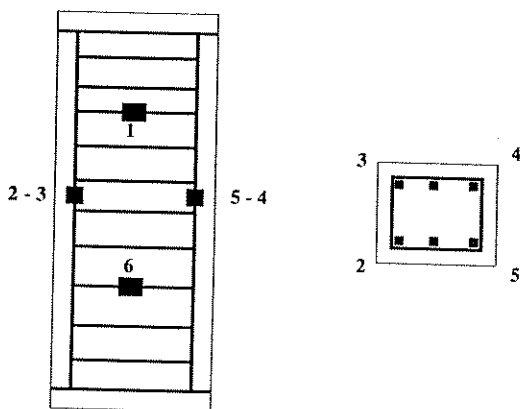


FIG. 51 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T225 (Pilar nº 1)



$P_u = 60,00 \text{ tf}$
 $f_c = 65,83 \text{ MPa}$



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 52 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T225 (Pilar nº 1)

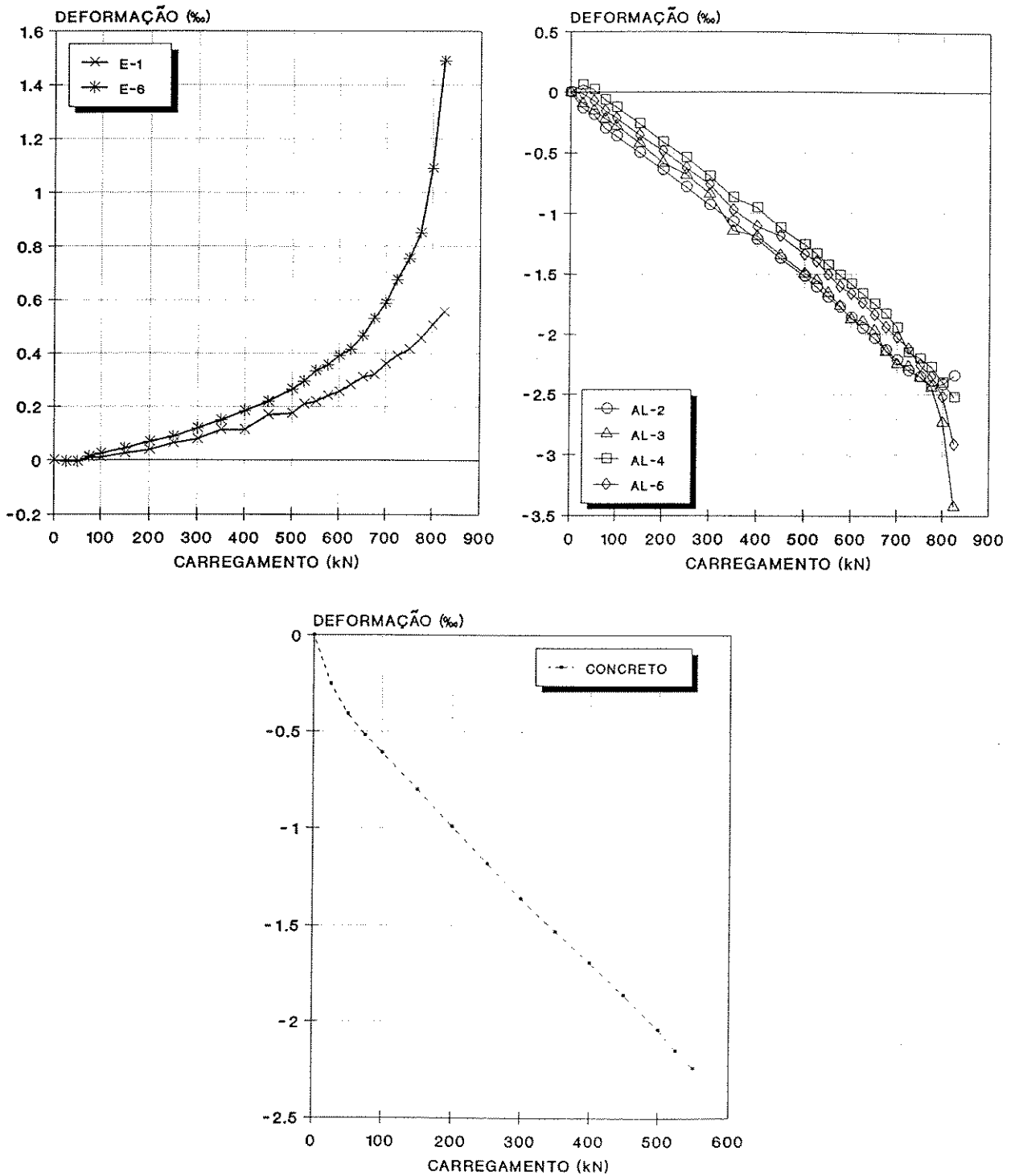
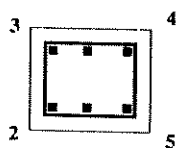
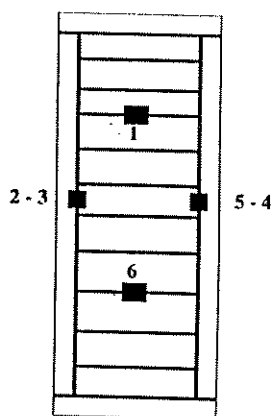
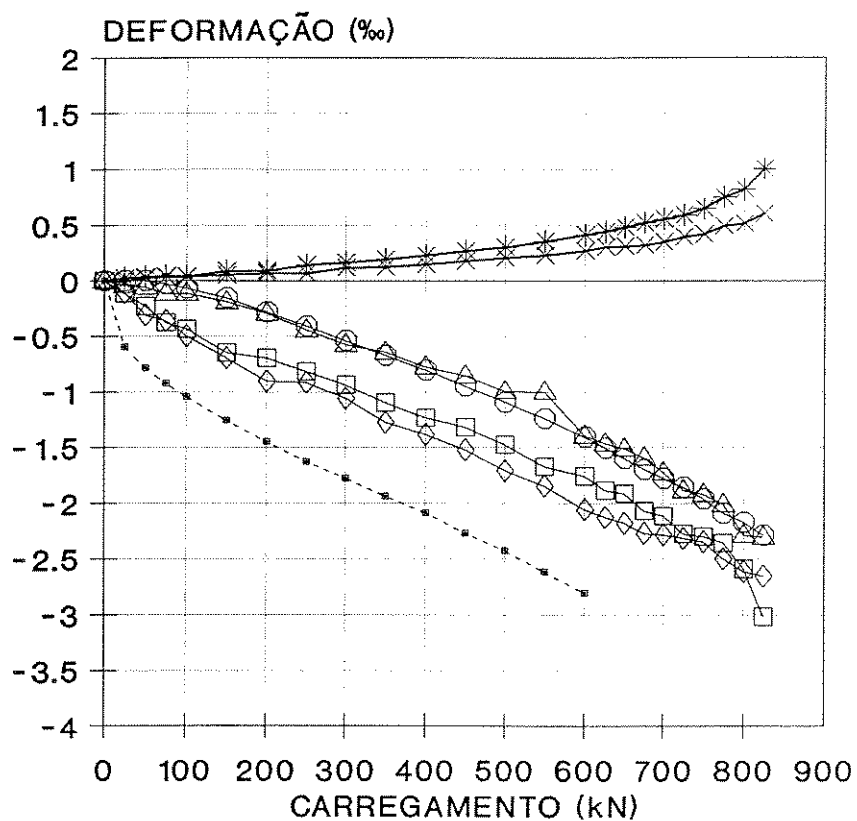


FIG. 53 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T225 (Pilar nº 2)



ESQUEMA DE
INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 54 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T225 (Pilar nº 2)

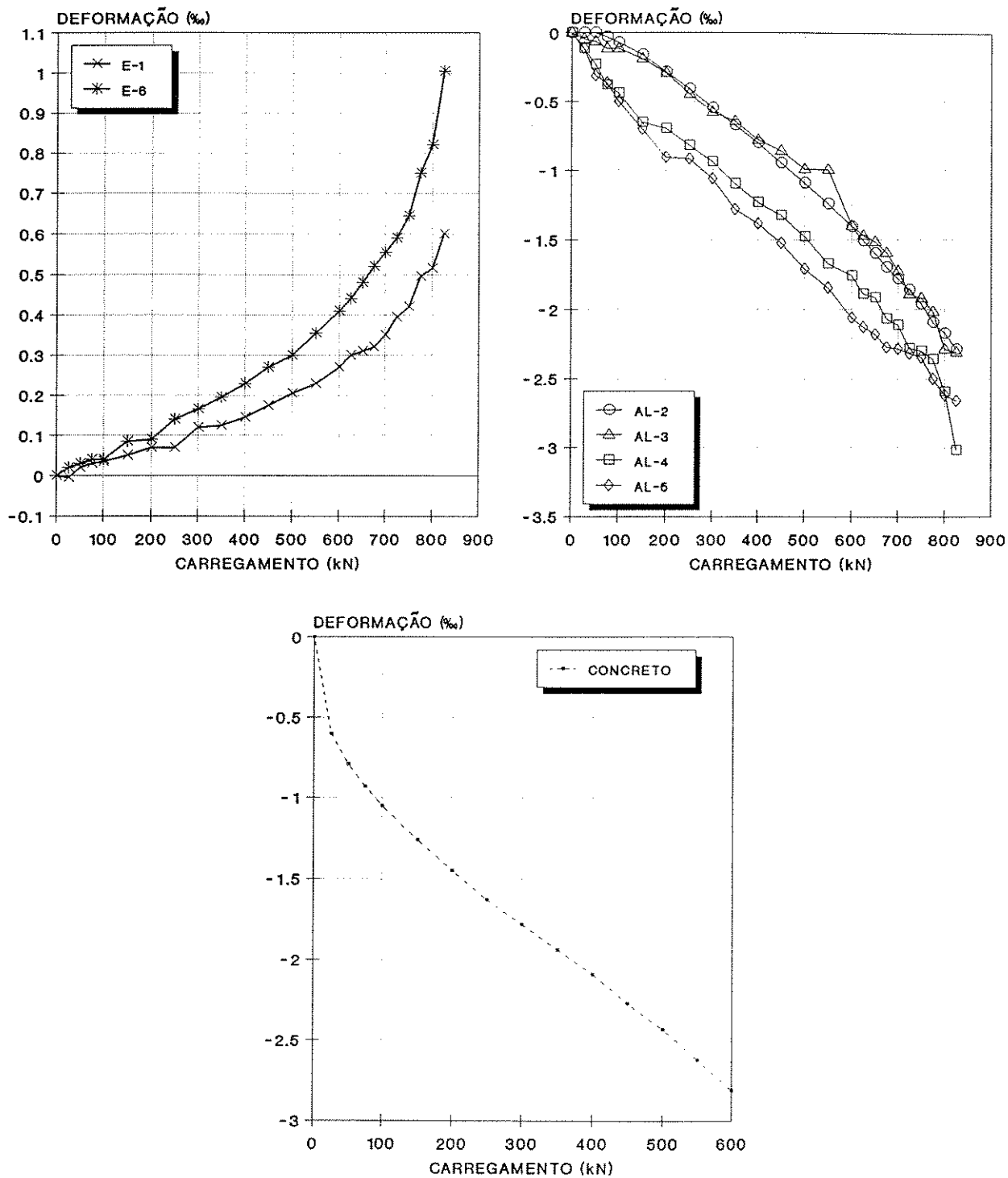
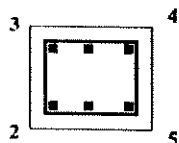
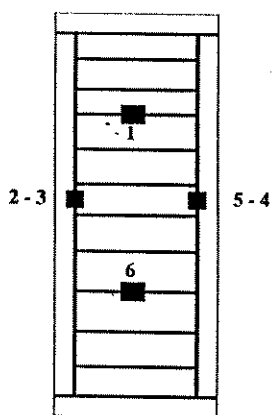
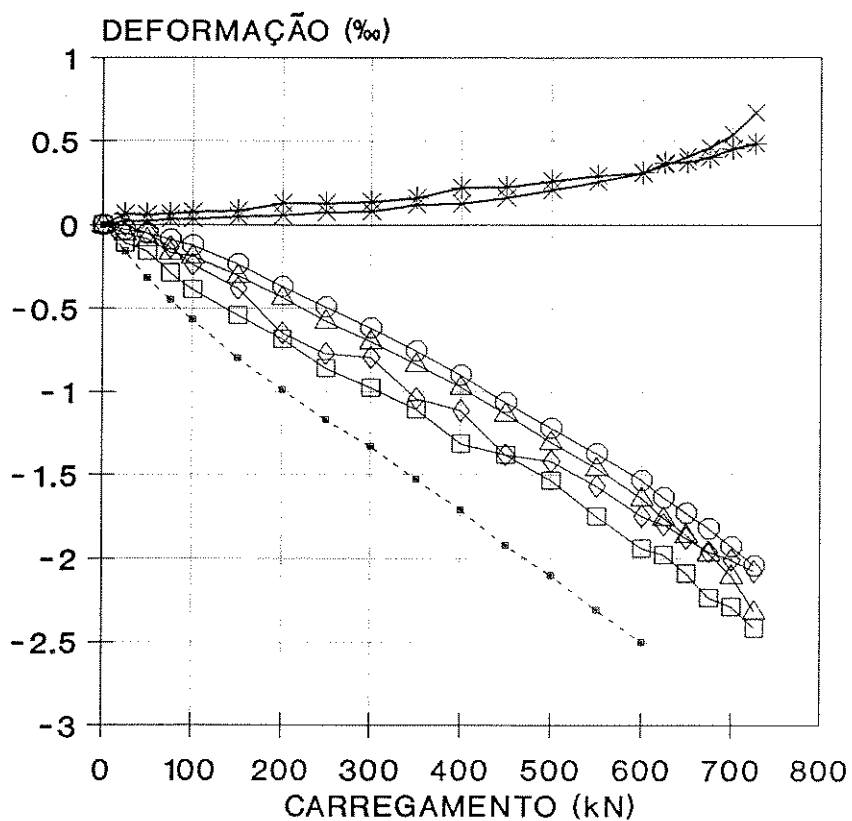


FIG. 55 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T250 (Pilar nº 1)



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 56 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T250 (Pilar nº 1)

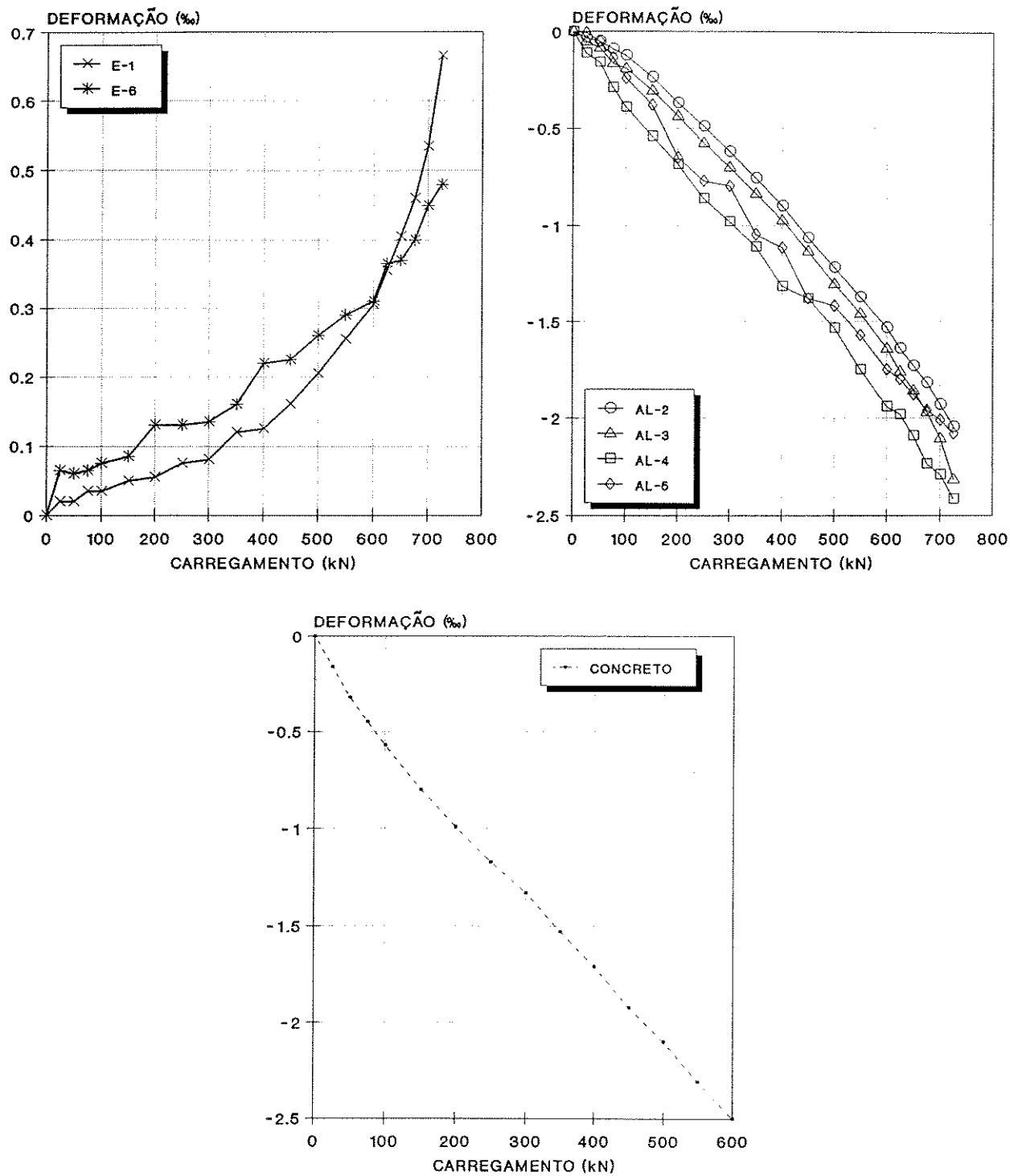
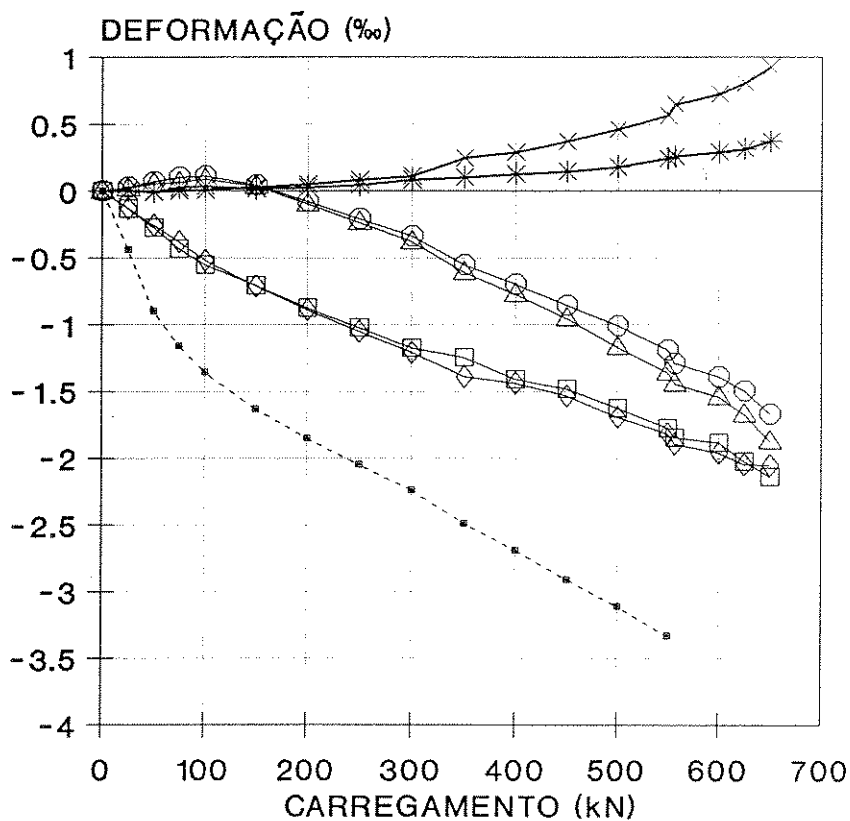


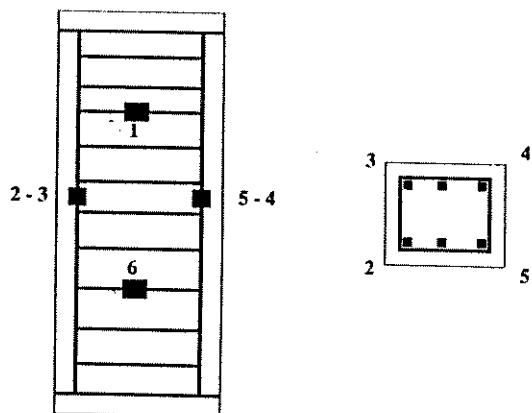
FIG. 57 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T250 (Pilar nº 2)



—x—	E-1
—*—	E-6
—o—	AL-2
—Δ—	AL-3
—□—	AL-4
—◇—	AL-5
—.-.—	CONCRETO

$P_u = 60,00 \text{ tf}$
 $f_c = 65,83 \text{ MPa}$



ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

FIG. 58 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

P8/12 - T250 (Pilar nº 2)

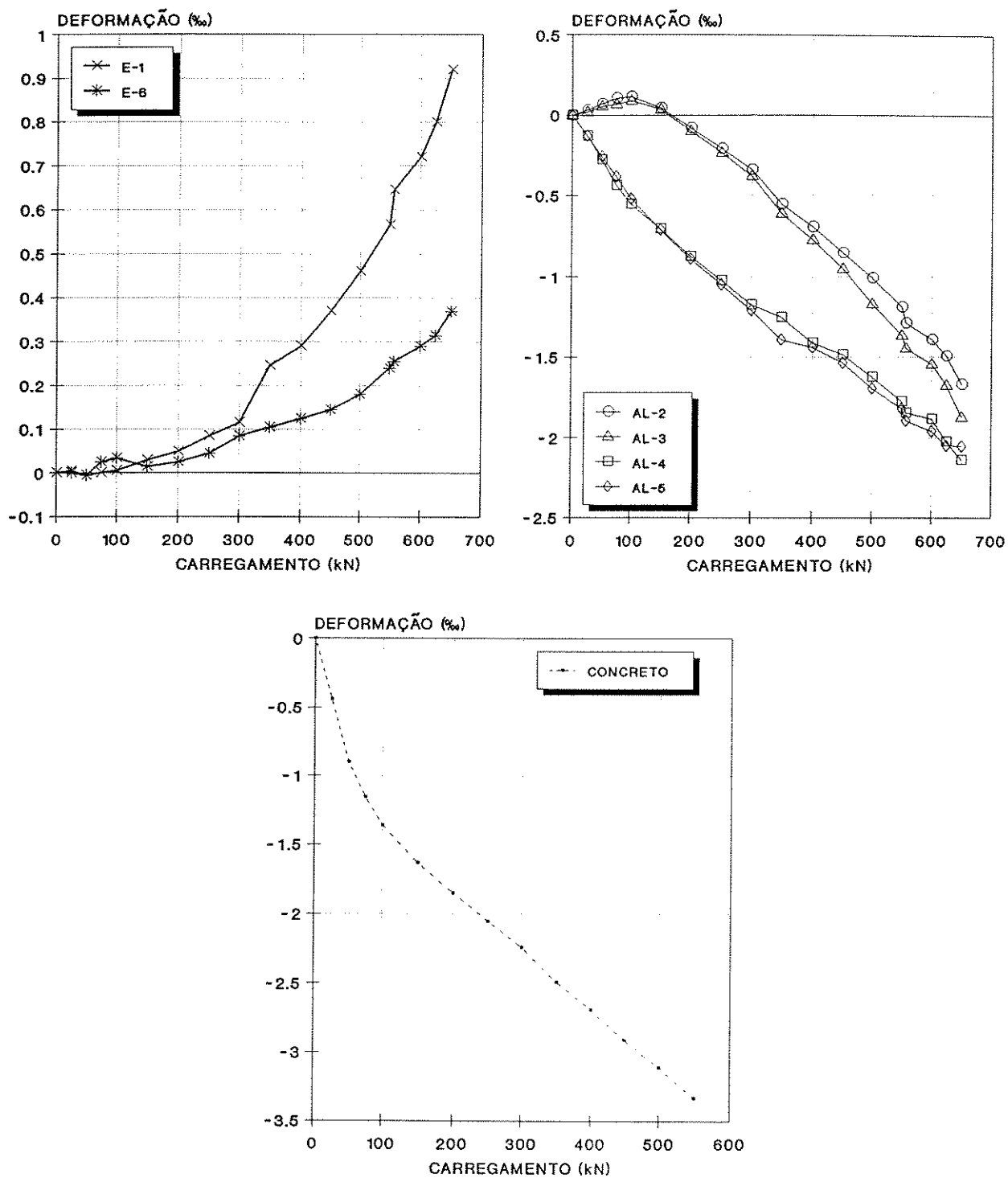


FIG. 59 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO E NAS ARMADURAS

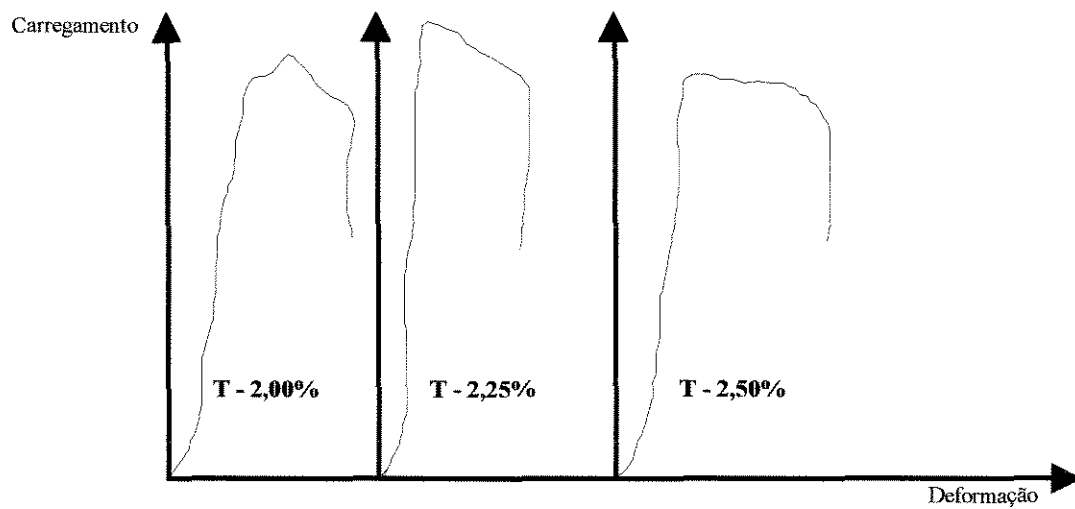
Pilares P8/12

Fig. 60 - Diagramas carga \times deformação dos pilares P8/12-200-1, P8/12-225-1 e P8/12-250-1.

Considerações finais

Considerações finais

O objetivo maior desse trabalho de pesquisa foi conhecer o comportamento estrutural de pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular, quando solicitados à compressão simples.

Tendo-se por base o trabalho de *Agostini*⁽¹⁾, primeiramente definiu-se a seção resistente dos pilares, utilizando-se concreto de resistência usual e de alta resistência. Nesse estudo, quando o concreto utilizado foi o concreto de resistência usual, os pilares com armaduras apresentaram, na fase elástica, diagramas de carga × deformação equivalentes aos pilares sem armaduras. Concluiu-se, portanto, que a seção resistente é a mesma, ou seja, toda sua seção transversal participa como resistente.

Já quando o concreto utilizado foi o concreto de alta resistência, os pilares com armaduras apresentaram maiores deformações que os pilares sem armaduras, na fase elástica, significando que a seção resistente não é a mesma. Nos pilares armados, as armaduras transversais e longitudinais definem um núcleo resistente de concreto, com a camada de revestimento das armaduras não participando da seção resistente.

Tal comportamento dos pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular é igual ao dos pilares de concreto de alta resistência com seção transversal quadrada, estudados anteriormente ⁽¹⁾.

Da análise dos pilares, para definição da seção resistente, foi possível confirmar a fragilidade apresentada, na ruptura, pelos pilares de concreto alta resistência, tornando-se evidente a necessidade de armadura transversal de confinamento.

Com o objetivo de conseguir a ductilização na ruptura, foram realizados ensaios com pilares de dimensões 80mm × 100mm × 480mm com taxas de armaduras transversais de 1,50%, 1,75%, 2,00%, 2,25%, 2,50% e 2,75%, todos com taxa de armadura longitudinal em 3,55%.

Da análise dos resultados dos ensaios dos pilares através dos diagramas carga × deformação, notou-se que, para taxa de armadura transversal igual a 2,00%, o confinamento começa a se mostrar eficiente, melhorando gradativamente até 2,50%.

Pode-se verificar, também nestes ensaios, a definição, pelas armaduras, de um núcleo resistente de concreto.

Ainda, quando analisados os diagramas carga \times deformação, percebeu-se o aparecimento de flexões normais compostas, mesmo tendo sido aplicada a carga em toda superfície do concreto, o que permite concluir que o arranjo de armadura longitudinal não resolveu, também nos pilares com seção transversal retangular, o problema de excentricidade accidental.

Tentando-se corrigir tal fato, aumentou-se o número de barras para seis, nos pilares com relação de lados 1:1,50, passando, portanto, a taxa de armadura longitudinal para 4,44%.

Devido aos ensaios dos pilares de seção transversal retangular, cuja relação entre os lados era de 1:1,25, que mostraram eficiência no confinamento para taxas de armaduras transversais entre 2,00% e 2,50%, foram ensaiados pilares com relação entre lados 1:1,50 com taxas de 2,00%, 2,25% e 2,50%. Novamente, verificou-se o surgimento de excentricidades accidentais, embora fossem adequadas tais taxas para o confinamento.

Portanto, pode-se concluir que, para pilar com seção transversal retangular, não se compensa a heterogeneidade do concreto com a homogeneidade do aço, como acontece para pilares de seção transversal quadrada ⁽¹⁾. Será necessário um estudo mais aprofundado sobre tal fato, para que se garanta a não ocorrência de flexões das peças.

Com relação à ductilização dos pilares, as análises dos diagramas carga \times deformação confirmaram a eficiência de confinamento, com taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50%, e mostraram a existência de um núcleo resistente de concreto, definido pelas armaduras.

Finalmente, dos resultados obtidos nessa pesquisa, pode-se concluir que para pilares com seção transversal retangular com concreto de alta resistência, a seção resistente corresponde ao núcleo definido pelas armaduras e que existe a necessidade de taxas de armaduras transversais de confinamento em torno de 2,20% e de taxas de armaduras longitudinais acima de 3,20%.

Bibliografia

BIBLIOGRAFIA

1 - AGOSTINI, L. R. S. Pilares de concreto de alta resistência. *Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*, São Paulo, 1992.

2 - AGOSTINI, L. R. S. Pilares de concreto de alta resistência. *Revista IBRACON*, n.07, p.28-31, Jan./Fev./ Mar. 1993.

3 - AGUADO, A. , OLIVEIRA, M. O. F. , GETTU, R. Bases de cálculo para el proyeto de estructuras de hormigón de alta resistencia. *Cemento Hormigón*, n.709, p.991-1005, agosto, 1992.

4 - AITCIN, P. C. La technologie des bétons à très haute résistance en Amérique du Nord. *Matériaux et Construction*, v.20, p.180-189, 1987.

5 - AMARAL, C. K. Microssílica: aplicações no Brasil. 29ª Reunião Anual do IBRACON, São Paulo, 20/24 de julho de 1987.

6 - AMARAL Fº, E. M. Concreto de alta resistência. PRIMEIRO SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, Agosto de 1989 .

7 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 212 Admixtures for concrete. Report ACI-212. 1R-81. *Concrete International - Desing and Construction*, v.03, n.05, p.24-52, May, 1981.

8 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 212 Guide for use of admixtures in concrete. Report ACI-212. 2R-81. *Concrete International - Desing and Construction*, v.03, n.05, p.53-65, May, 1981.

9 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 363 State-of-the-Art report on high-strength concrete. Report ACI - 363-84. *Journal of the A. C. I.*, Proceedings v.81, n.04, p.364-411, July-Aug, 1984.

10 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR - 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978, 76 p.

11 - BAUER, L. A. F. , NORONHA, M. A. O uso de aditivos no preparo do concreto, 44 p.

12 - BJERKELI, L. , TOMASZEWICZ, A. , JENSEN, J.J. Deformation: properties and ductility of high-strength concrete. *A. C. I. Materials Journal*. Abstracts SP 121-12, p.215-238. Nov.-Dec., 1990.

13 - BURNETT, I. High-strength concrete in Melbourne, Australia. *Concrete International - Design and Construction*, v.11, n.04, p.17-25, April, 1989.

14 - CANOVAS, M. F. Hormigones de alta resistência. *Cemento Hormigón*, v.59, n.658, p.855-868, Set., 1988.

15 - CARRASQUILLO, R.L. , NILSON, A. H. and SLATE, F.O. Properties of high-strength concrete subject to short-term. *Journal of the A. C. I.*, Proceedings, v.78, n.03, p.171-178, May-june, 1981.

16 - CEB-FIP Model Code 1990, First Draft. *CEB Bulletin d' Information*, n.195, 1990.

- 17 - CEDERWALL, K. , ENGSTROM, B. and GRAUERS, M. High-strength concrete used in composite columns. *A.C.I. Materials Journal*. Abstracts SP 121-11, p.47-60, Nov.-Dec., 1990.
- 18 - FERNANDES, G. B. Cisalhamento de vigas de concreto de alta resistência. *Tese de Doutorado - Escola Politécnica da U.S.P.*, caps. 1, 2, 3, São Paulo, 1992.
- 19 - FIP-CEB High-strength concrete - state of the art report. *Bulletin d'Information*, n.197, Aug, 1990.
- 20 - FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.
- 21 - HWEE, Y. S. , RANGAN, B. V. Studies on comercial high-strength concretes. *A. C. I. Materials Journal*, v.87, n.05, p.440-444, Sep.-Oct., 1990.
- 22 - ISAIA, G. C. Metodologia de avaliação técnico-econômico de concreto de alta resistência com elevados teores de cinzas volantes. *Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, p.11-17, Porto Alegre, 1991.
- 23 - LUCIANO, J. J. , NMAI, C. K., DEL GADO , J. R. A novel approach to developing high-strength concrete. *Concrete International - Design and Construction*, v.13, n.05, p.25-29, May, 1991.
- 24 - MALHOTRA, V. M. Superplasticizers: their effect on fresh and hardened concrete. *Concrete International - Design and Construction*, v.03, n.05, p.66-81, May, 1981.

25 - MALHOTRA, V. M. Superplasticized for structural. *Concrete International - Design and Construction*, v.08, n.12, p.28-31, Dec., 1986.

26 - MORENO, J. 225 W. Wacker Drive. *Concrete International - Design and Construction*, v.12, n.01, p.35-39, Jan, 1990.

27 - MUGURAMA, H. , WATANABE, F. Ductility improvement of high-strength concrete columns with lateral confinement. *SP-121*, p.47-60, American Concrete Institute, Detroit, 1990.

28 - NILSON, A. H. Concreto de alta resistência-desempenho como material e comportamento estrutural, 30ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, Rio de Janeiro, 08/12 de agosto de 1988.

29 - PAGE, K. M. Pumping high-strength on world's tallest concrete building. *Concrete International - Design and Construction*, v.12, n.01, p.26-28, Jan., 1990.

30 - RAMAKRISHNAN, V. , SRINIVASAN, V. Silicafume in fibre reinforced concrete. *Indian Concrete Journal*, p.326-334, Dec., 1982.

31 - RANDALL, V. , FOOT, K. High-strength concrete for Pacific First Center. *Concrete International - Design and Construction*, v.11, n.04, p.14-16, April, 1989.

32 - RONNEBERG, H. , SANDVIK, M. High-strength concrete for North Sea platforms. *Concrete International - Design and Construction*, v.12, n.01, p.29-34, Jan., 1990.

33 - YUAN, R. L. , RABAG, M. , HILL, R. E., COOK, J. E. Evaluation of core strength in high-strength concrete. *Concrete International - Design and Construction*, v.13, n.05, p.30-34

34 - WOLF, J. , DAL MOLIN, D. C. Viabilidade técnico-econômica da utilização de concreto de alta resistência em edifícios altos. PALESTRA ÀS EMPRESAS LIX DA CUNHA, Campinas, 22 de junho de 1993.