

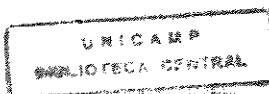
JULIANA FERREIRA FERNANDES

**PILARES MISTOS : TUBOS DE AÇO COM SEÇÕES
QUADRADAS E RETANGULARES E NÚCLEO DE CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA**

**Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil
da Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do
título de mestre em Engenharia Civil - Área de
Concentração: Estruturas**

*Este é a versão definitiva
da Dissertação de Mestrado
Luiz Robert Aguiar*

**Campinas
1997**



5421428

JULIANA FERREIRA FERNANDES

**PILARES MISTOS : TUBOS DE AÇO COM SEÇÕES QUADRADAS
E RETANGULARES E NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA**

**Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do título
de mestre em Engenharia Civil - Área de Concentração:
Estruturas**

**Orientador:
Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI**

**Campinas
1997**

FOLHA DE APROVAÇÃO

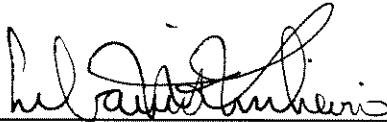
**PILARES MISTOS: TUBOS DE AÇO COM SEÇÕES QUADRADAS E
RETANGULARES E NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

JULIANA FERREIRA FERNANDES

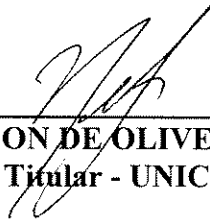
**Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 24 de julho de 1997,
pela Banca Examinadora constituída pelos professores:**



Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI
Orientador - UNICAMP



Prof. Dr. LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO
Titular - EESC/USP



Prof. Dr. NEWTON DE OLIVEIRA PINTO JUNIOR
Titular - UNICAMP

À meus pais, João Cláudio e Sirlene
pelo incentivo e carinho,
com todo amor

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela amizade e eficiente orientação durante a execução deste trabalho.

Especialmente , a meu irmão Claudinho pela amizade, apoio e paciência.

Pelos amigos que conquistei no decorrer do trabalho, particularmente à Toninho pelo apoio e cooperação.

Aos técnicos do laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil e a todos os professores, particularmente ao Prof. Flávio de Oliveira Costa pela solidariedade.

Pelos alunos e professores de pós-graduação da Universidade Federal de Uberlândia pela imprescindível contribuição na soldagem das peças.

Ao CNPq, pela bolsa de estudos.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho.

RESUMO

Apresenta-se neste trabalho um estudo comparativo entre pilares com concreto de alta resistência armados usualmente e pilares mistos: tubo de aço e núcleo de concreto de alta resistência, com seção transversal quadrada e retangular, submetidos à compressão simples.

Através dos resultados obtidos foi constatado o aumento da ductilização do concreto de alta resistência, em função do aumento da taxa de armadura de confinamento transversal empregada nos pilares quadrados e retangulares. Também foi estudada a ductilização do concreto de alta resistência confinado pelas paredes dos tubos metálicos de seções quadrada e retangular obtidos de perfis “U” soldados.

Foi constatado aumento na eficiência de confinamento imposta pelo tubo de seção quadrada, em relação à armadura transversal dos pilares de mesma seção.

ABSTRACT

This work presents a comparative study about columns with high strength concrete usually reinforcement and mixed columns: steel pipe and center of high strength concrete, with square and rectangular transversal section under axial loads.

By means of the obtained results, it was observed an increase of the high strength concrete ductility, in terms of the transversal confinement reinforced rate increase, used in the square and rectangular columns. It was also studied the ductility of high strength concrete confined through steel pipe walls of square and rectangular section obtained from the weld “u” section.

It was observed confinement efficiency increase by the pipe of square section, related to the transversal reinforcement of same section columns.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE SIGLAS

INTRODUÇÃO

i

1. Considerações gerais sobre concreto de alta resistência aplicado em pilares	1.1
2. Materiais do concreto de alta resistência	
2.1 Generalidades	2.1
2.2 Materiais	2.2
2.2.1 Cimento	2.2
2.2.2 Agregados	2.3
2.2.2.1 Agregados miúdos	2.4
2.2.2.2 Agregados graúdos	2.4
2.2.3 Relação água/ material cimentante	2.5
2.2.4 Superplastificantes	2.6
2.2.5 Microssílica	2.7
2.3 Concreto de alta resistência - execução e cura	2.9
3. Propriedades mecânicas do concreto de alta resistência	
3.1 Comportamento na compressão axial	3.1
3.2 Módulo de deformação longitudinal	3.4
3.3 Coeficiente de Poisson	3.7
3.4 Comportamento na tração	3.8
4. Estudo dos pilares armados usualmente	
4.1 Pilares com concreto de alta resistência	4.1
4.2 Instrumentação	4.5
4.3 Estudo dos pilares de seção 80,0 x 80,0 x 480,0 mm	4.7
4.4 Estudo dos pilares de seção 80,0 x 120,0 x 480,0 mm	4.21

5. Estudo dos pilares mistos	
5.1 Análise dos tubos quadrados e retangulares	5.1
5.1.1 Justificativa para o estudo de tubos metálicos confinando o concreto de alta resistência	5.1
5.2 Escolha da espessura dos tubos metálicos	5.1
5.2.1 Volume total das armaduras transversal e longitudinal dos pilares armados usualmente	5.2
5.2.2 Cálculo dos coeficientes devido a variação de tensões dos aços dos pilares e das chapas metálicas	5.4
5.2.3 Cálculo das espessuras das chapas metálicas	5.4
5.3 Cálculo dos limites médios de escoamento das seções transversais	5.8
5.4 Cálculo das cargas previstas	5.9
5.5 Instrumentação	5.11
5.6 Análise dos pilares mistos	5.12
CONSIDERAÇÕES FINAIS	6.1
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	B.1
ANEXO 1	A1.1
ANEXO 2	A2.1

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

FIGURA 1.1.a e 1.1.b - efeito na geometria da seção na ductilidade

FIGURA 1.2.a e 1.2.b - efeito da armadura longitudinal na ductilidade

FIGURA 1.3 - carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do corpo de prova

FIGURA 1.4 - carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do corpo de prova

FIGURA 1.5 - carga x deformação (média dos 2 pilares) no concreto do pilar

FIGURA 1.6 - trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela máquina universal de ensaios

FIGURA 1.7 - carga/carga crítica x deformação (média dos pilares) no concreto do pilar

FIGURA 1.8 - trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela máquina universal de ensaios

FIGURA 1.9 - carga x deformação angular (média diametral) em 3 posições do tubo metálico

FIGURA 1.10 - carga x deformação angular (média diametral) média de 2 tubos metálicos (em 3 posições) preenchidos com concreto de alta resistência

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1 - diagrama tensão x deformação típicos do concreto

FIGURA 3.2 - diagrama tensão x deformação para concreto de resistência normal

FIGURA 3.3 - diagrama tensão x deformação para concreto de alta resistência

CAPÍTULO 4

- FIGURA 4.1 - esquema de instrumentação dos pilares: (a) quadrados,
(b) retangulares
- FIGURA 4.2 - esquema de armação dos pilares quadrados
- FIGURA 4.3 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ200-I
- FIGURA 4.4 - encurtamento do pilar PQ200-I
- FIGURA 4.5 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ200-II
- FIGURA 4.6 - encurtamento do pilar PQ200-II
- FIGURA 4.7 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ225-I
- FIGURA 4.8 - encurtamento do pilar PQ225-I
- FIGURA 4.9 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ225-II
- FIGURA 4.10 - encurtamento do pilar PQ225-II
- FIGURA 4.11 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ250-I
- FIGURA 4.12 - encurtamento do pilar PQ250-I
- FIGURA 4.13 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PQ250-II
- FIGURA 4.14 - encurtamento do pilar PQ250-II
- FIGURA 4.15 - esquema de armação dos pilares retangulares
- FIGURA 4.16 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR200-I
- FIGURA 4.17 - encurtamento do pilar PR200-I
- FIGURA 4.18 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR200-II
- FIGURA 4.19 - encurtamento do pilar PR200-II
- FIGURA 4.20 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR225-I
- FIGURA 4.21 - encurtamento do pilar PR225-I
- FIGURA 4.22 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR225-II
- FIGURA 4.23 - encurtamento do pilar PR225-II
- FIGURA 4.24 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR250-I
- FIGURA 4.25 - encurtamento do pilar PR250-I
- FIGURA 4.26 - deformações no concreto e nas armaduras do pilar PR250-II
- FIGURA 4.27 - encurtamento do pilar PR250-II

CAPÍTULO 5

FIGURA 5.1 - corpo de prova, para espessura de chapa de 5,0 mm

FIGURA 5.2 - corpo de prova, para espessura de chapa de 6,9 mm

FIGURA 5.3 - esquema de instrumentação dos pilares mistos

FIGURA 5.4 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PQ50-I

FIGURA 5.5 - encurtamento do pilar PQ50-I

FIGURA 5.6 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PQ50-II

FIGURA 5.7 - encurtamento do pilar PQ50-II

FIGURA 5.8 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PQ69-I

FIGURA 5.9 - encurtamento do pilar PQ69-I

FIGURA 5.10 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PQ69-II

FIGURA 5.11 - encurtamento do pilar PQ69-II

FIGURA 5.12 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PR50-I

FIGURA 5.13 - encurtamento do pilar PR50-I

FIGURA 5.14 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PR50-II

FIGURA 5.15 - encurtamento do pilar PR50-II

FIGURA 5.16 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PR69-I

FIGURA 5.17 - encurtamento do pilar PR69-I

FIGURA 5.18 - deformações no concreto e nos tubos metálicos do pilar PR69-II

FIGURA 5.19 - encurtamento do pilar PR69-II

CAPÍTULO 6

FIGURA 6.1 - (a) pilar PQ50-I e (b) pilar PQ200-I e II - rompimento da camada de concreto de revestimento das armaduras

FIGURA 6.2 - (a) pilar PR200-I e (b) pilar PR200-II - flambagem nas barras longitudinais e abertura dos estribos

FIGURA 6.3 - (a) vista frontal (b) vista lateral - dos pilares PQ50-II=lado esquerdo e PQ50-I=lado direito

FIGURA 6.4 - (a) vista frontal (b) vista lateral - da abertura da solda do pilar PQ69-II

FIGURA 6.5 - pilar PQ69-I=lado esquerdo, pilar PQ69-II=lado direito

FIGURA 6.6 - (a) vista frontal (b) vista lateral - dos pilares PR50-II=lado esquerdo e PQ50-I=lado direito

ANEXO 1

FIGURA A1.1 - diagrama tensão x deformação para aços (a) patamar de escoamento (b) escoamento gradual

FIGURA A1.2 - determinação do limite de escoamento para aços sem patamar de escoamento. (a) f_y para uma deformação residual de 0,2%. (b) f_y para uma deformação arbitrada de 0,5%.

FIGURA A1.3 - efeito do trabalho a frio

FIGURA A1.4 - efeitos do encruamento e ação da deformação nas características tensão x deformação do aço

ANEXO 2

FIGURA A2.1 - processos de soldagem por fusão

FIGURA A2.2 - soldagem MIG

FIGURA A2.3 - (a) representação esquemática do extremo de uma pistola de soldagem MIG. (b) equipamento para soldagem MIG.

FIGURA A2.4 - preparação em Y para à espera da solda

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1 - consumo de materiais para cada mistura de concreto por metro cúbico

CAPÍTULO 4

TABELA 4.1 - resultados dos ensaios à compressão dos corpos de prova cilíndricos

TABELA 4.2 - estimativa das cargas de ruptura para os modelos dos pilares
quadrados

TABELA 4.3 - estimativa das cargas de ruptura para os modelos dos pilares
retangulares

CAPÍTULO 5

TABELA 5.1 - volumes das barras transversal e longitudinal dos pilares armados
usualmente de seção 80,0 x 80,0 x 480,0 (mm).

TABELA 5.2 - volumes das barras transversal e longitudinal dos pilares armados
usualmente de seção 80,0 x 120,0 x 480,0 (mm).

TABELA 5.3 - limite médio de escoamento das seções transversais

TABELA 5.4 - cálculo das cargas previstas utilizando o limite de escoamento médio
das seções transversais

TABELA 5.5 - cálculo das cargas previstas utilizando a tensão de escoamento das
chapas metálicas

ANEXO 1

TABELA A1.1 - aços classificação SAE

LISTA DE SÍMBOLOS

\varnothing_l	= diâmetro da seção transversal da barra
\varnothing_t	= diâmetro da seção longitudinal
ρ_l	= taxa de armadura longitudinal
ρ_t	= taxa de armadura transversal
f_c	= resistência do concreto à compressão
f_{ck}	= resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	= resistência de compressão média
f_{ctk}	= resistência característica do concreto à tração
f_{ctm}	= resistência média do concreto à tração axial
f_u	= resistência limite de ruptura a tração do aço virgem
f_y	= resistência de escoamento do aço à tração
f_y'	= resistência média de escoamento da seção transversal
A_c	= área da seção transversal resistente do concreto
A_s	= área da seção transversal da armadura longitudinal
C_l	= coeficiente da armadura longitudinal
C_t	= coeficiente da armadura transversal
D	= soma dos ângulos de dobramento dividido por 90°
e	= espessura da chapa metálica
E	= módulo de elasticidade do material
E_c	= módulo de deformação longitudinal do concreto
E_{cs}	= módulo de deformação secante do concreto

- l = comprimento das barras longitudinais
- n_b = número de estribos do pilar
- p = perímetro da seção transversal do estribo
- P = carga prevista
- P_u = carga de ruptura
- V_c = volume de aço da chapa metálica
- V_l = volume das barras da seção longitudinal do pilar
- V_t = volume das barras da seção transversal do pilar
- W^* = relação entre comprimento da linha do esqueleto da mesa da seção transversal de uma barra fletida ou do comprimento total da seção transversal de uma barra comprimida ou tracionada, e a espessura

LISTA DE SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute
AISI	- American Iron and Steel Institute
ARI	- Alta resistência inicial
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CEB	- Comité Euro-International du Béton
CESP	- Centrais Elétricas de São Paulo
CSA	- Canadian Standards Association
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
IBRACON	- Instituto Brasileiro de Concreto
NB	- Norma Brasileira
NBR	- Norma Brasileira Registrada
NS	- Norwegian Standard
SAE	- Society of automotive engineers
UNICAMP	- Universidade Estadual de Campinas
UNS	- Unified Numbering System for Metals and Alloys
USA	- United States of America

Por mais de um século, o concreto estrutural tem sido rotineiramente produzido para a obtenção de resistência aos 28 dias na faixa de 20 MPa a 30 MPa, ou até para níveis acima de 35 MPa. Ocasionalmente, em circunstâncias especiais, obtinham-se resistências mais altas, produzindo-se o chamado concreto de alta resistência. Há 30 anos, o termo alta resistência foi aplicado para concretos com resistências próximas ou maiores que 40MPa. Mais recentemente, tem-se alcançado resistências de 50MPa a 60 MPa, sendo que nos últimos 15 anos, concretos com resistência maiores têm sido empregados na construção de edifícios altos, em pontes e estruturas em meio agressivo. Resistências de 90MPa à 120MPa têm sido obtidas de maneira “ quase rotineira” em alguns países do mundo, como por exemplo Noruega, França, EUA, Canadá.

Para a produção do concreto de alta resistência é necessário um conhecimento específico das propriedades dos componentes do concreto e sua interação. Este concreto é mais caro que o concreto usual, devido principalmente ao maior consumo de cimento, porém apresenta muitos fatores favoráveis que associados a um bom projeto de dimensionamento, podem possibilitar: redução da seção do pilar, pontes com grandes vãos, emprego de estruturas protendidas e outros mais.

No entanto a falta de conhecimento sobre o comportamento das estruturas de concreto de alta resistência, em relação aos estados limites últimos, mostrou a necessidade de pesquisas experimentais com elementos estruturais, inclusive com pilares.

Poucos pilares, na prática, estão sujeitos somente as cargas axiais, geralmente ocorrem também momentos fletores, devidos as aplicações de cargas excêntricas. Entretanto, é interessante, à primeira vista, analisar o comportamento de pilares submetidos apenas a carga axial, uma vez que em edifícios altos geralmente nos primeiros andares elas são predominantes.

Praticamente todos os estudos feitos com pilares de concreto de alta resistência, foram com carga axial, devendo-se ressaltar que nos ensaios já realizados, com pilares solicitados à compressão simples sempre ocorreram excentricidades acidentais, decorrentes provavelmente da heterogeneidade do concreto, que no entanto, foram insuficientes para caracterizar a presença da flexão combinada com a compressão.

Neste trabalho foram ensaiados pilares quadrados e retangulares de concreto de alta resistência, solicitados à compressão simples, com diferentes taxas de armaduras de confinamento, adotadas em trabalhos realizados usando seções transversais de concreto quadradas e retangulares. Também foram ensaiados pilares mistos: tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência, sendo as áreas transversais das paredes compatíveis com as armaduras (transversal + longitudinal) dos pilares quadrados e retangulares de concreto de alta resistência. A opção pelos pilares mistos é decorrente de já serem usados nos Estados Unidos e Japão, pois a execução é mais rápida e tem-se alta resistência à cargas verticais.

Em função de conclusões obtidas para pilares de concreto de alta resistência, de seção transversal quadrada, sabe-se que uma alta taxa de armadura transversal em forma de estribos é necessária para a ductilização do material.

Em pesquisas desenvolvidas no laboratório de estruturas da UNICAMP, foram definidas algumas orientações e conclusões sobre o comportamento dos pilares de concreto de alta resistência. Uma dessas conclusões, também confirmada por outros pesquisadores, é que nos pilares de concreto de alta resistência devido à alta taxa de armadura transversal de confinamento, a seção resistente de concreto corresponde ao núcleo de concreto envolvido pelas armaduras, e a camada de concreto de revestimento funciona apenas como proteção da armadura, sem função resistente quando o pilar é comprimido axialmente.

A dificuldade de execução e a necessidade de altas taxas de armadura de confinamento induziram um estudo substituindo as armaduras transversal e longitudinal, por um tubo metálico preenchido com concreto de alta resistência. Os resultados obtidos foram comparados, concluindo-se que a substituição dos pilares quadrados de concreto armado, sob solicitações de grandes cargas, por pilares

constituídos de seção mista formada por tubo metálico com núcleo de concreto de alta resistência, mostram uma possibilidade de ductilização mais intensa, elevando a carga crítica praticamente ao dobro, além de facilitar e viabilizar economicamente a execução do pilar solicitado axialmente.

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA APLICADO EM PILARES

Os motivos que levaram a pesquisar sobre este assunto, estão ligados à falta de conhecimento existente sobre o comportamento dos pilares de concreto de alta resistência, principalmente quanto aos critérios de dimensionamento que são aplicados no desenvolvimento de estruturas de concreto de resistência usual de até 40,0 MPa.

Pesquisas a respeito do desempenho dos concretos de alta resistência com adição de microssílica estão em desenvolvimento na Noruega e na Dinamarca, desde 1976, e mais recentemente, nos Estados Unidos, Canadá, Japão e no Brasil. Embora a microssílica ainda não seja conhecida de muitos tecnólogos brasileiros, como um material de uso normal, no Brasil o seu emprego tende a crescer na construção civil, principalmente nas indústrias de pré-moldados e pré-fabricados, pois o concreto de alta resistência atinge níveis elevados de resistência com pouca idade.

Praticamente não há limites para as aplicações do concreto de alta resistência. Porém onde mais se evidencia o emprego do material é na construção de edifícios altos, objetivando-se a diminuição da seção transversal dos pilares em função da alta resistência que o material proporciona.

Uma redução da seção transversal dos pilares inferiores de edifícios altos, onde se concentram grandes cargas, implica em um ganho importante de área útil para pavimentos que geralmente são destinados ao abrigo de veículos (onde está implícita a necessidade de manobras). Esse ganho de área útil por andar é perfeitamente extensível a pavimentos superiores, quando da utilização de um concreto com elevado desempenho.

Essas possibilidades de crescimento do emprego do concreto de alta resistência com microssílica tornaram necessária uma revisão dos atuais critérios de cálculo, hipóteses e limitações para o projeto de estruturas uma vez

que muitas das equações e parâmetros relacionados às propriedades do concreto e ao projeto estrutural são resultados de estudos e ensaios de concretos com resistências usuais.

Não se perdendo de vista que, apesar da nítida definição do estado elástico apresentado pelos pilares de concreto de alta resistência, estes apresentam ruptura extremamente frágil, quando são obedecidas as taxas usuais de armadura transversal.

Uma ruptura dúctil implica no uso de armadura de confinamento, que aumenta o consumo de armadura transversal de forma significativa num pilar de concreto de alta resistência; tal necessidade interfere decisivamente na definição de novos parâmetros de projeto para o material.

Estuda-se o efeito do confinamento lateral dos pilares com concretos de alta resistência para obter a ductilização desse pilar. Este efeito é melhor observado com maiores taxas de armaduras transversais¹ e o uso de armaduras contínuas na forma de espirais².

Os trabalhos de pilares executados com concreto de alta resistência em geral abordam a influência do confinamento lateral na previsão da capacidade última e de fatores como a resistência do concreto, distribuição, taxas de armaduras longitudinais e transversais, tipos de armaduras transversais e geometria da seção transversal na ductilidade.

BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN(1990) desenvolveram na Noruega, um estudo sobre ductilidade de pilares de concreto de massa específica normal com resistência de 65 MPa a 115MPa e de concretos leves com resistência de 60 MPa a 90 MPa. Tais resistências foram medidas em corpos de prova cúbicos de 10cm de aresta. Segundo os autores foi verificado que os fatores que influenciam na ductilidade dos pilares são:

¹ Estudo desenvolvido no mestrado por PAIVA(1994), na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, teve como orientador o Prof. Dr. Luiz Roberto S. de Agostini.

² Estudo desenvolvido no mestrado por PERDÃO Jr. (1994), na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, teve como orientador o Prof. Dr. Luiz Roberto S. de Agostini.

- a configuração geométrica;
- a quantidade e distribuição de armadura longitudinal;
- a resistência do concreto;
- o tipo de agregado.

Os autores esperavam por soluções que apresentassem redução de armaduras e fornecessem a ductilidade requerida.

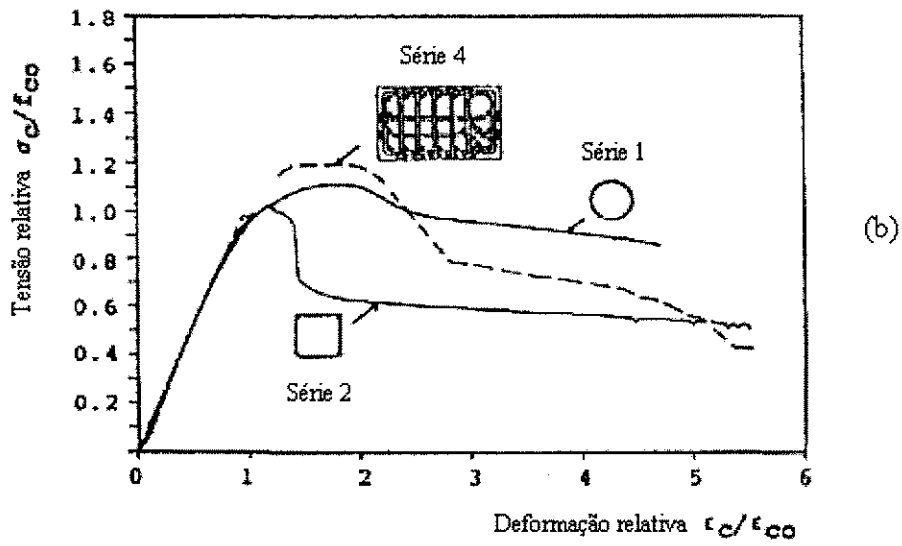
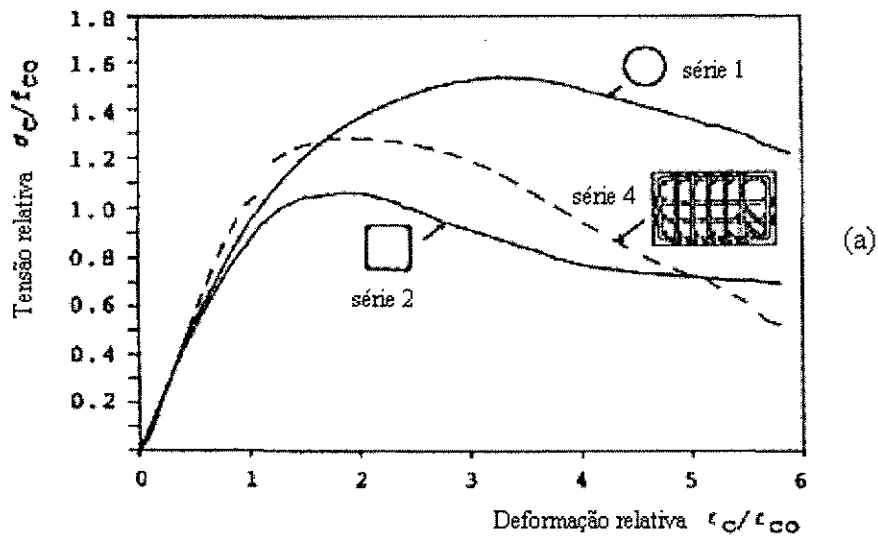
Foram ensaiadas quatro séries de pilares:

série 1: pilares de seção circular com 150 mm de diâmetro e altura 500 mm e com armadura contínua em espiral;

série 2: pilares de seção transversal quadrada de lado igual a 150 mm e com altura de 500mm e com estribos e barras longitudinais nos cantos;

série 3: pilares de seção transversal quadrada de lado igual a 150mm e com altura de 1000mm, solicitados por carregamento excêntrico, com excentricidades de 1cm e 2 cm e com estribos e barras longitudinais nos cantos;

série 4: pilares com seção retangular com 18 barras de armadura longitudinal, estribos e malha horizontal.

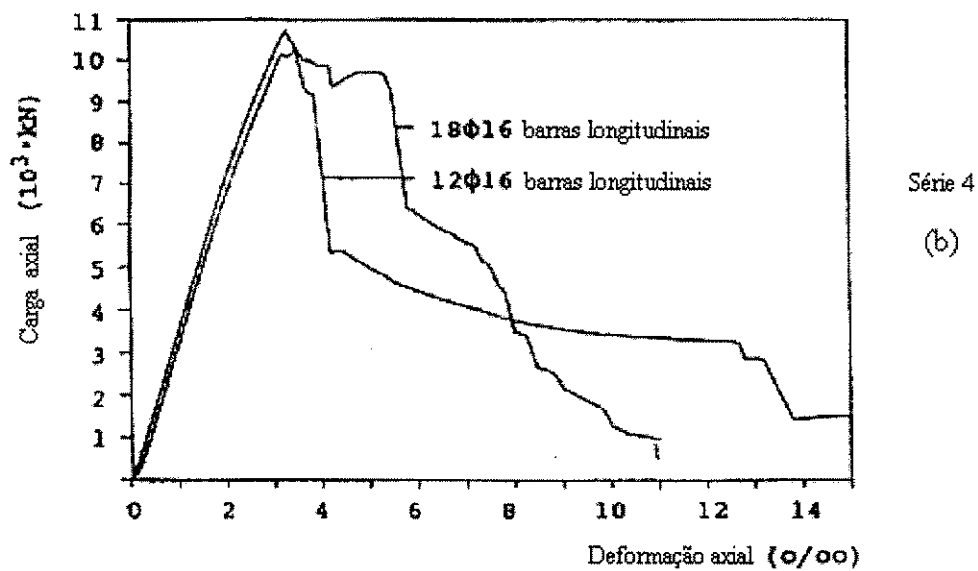
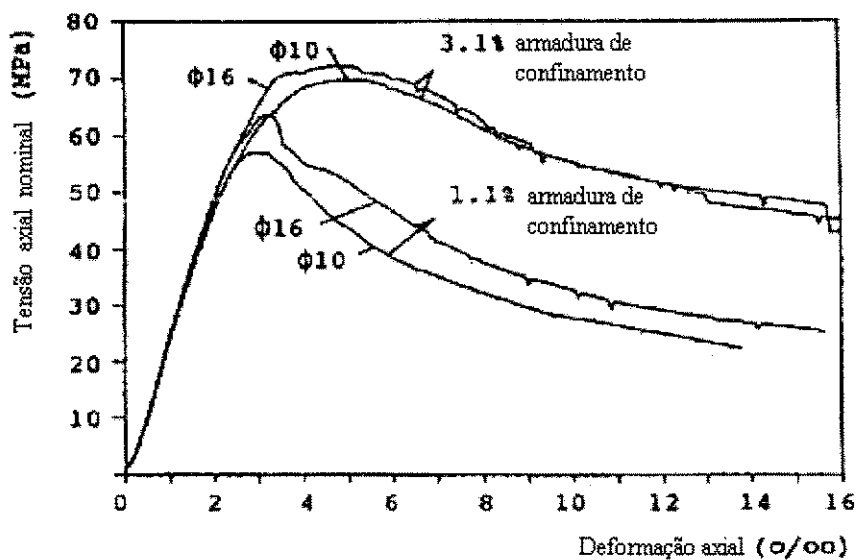


FIGURAS 1.1.a e 1.1.b - Efeito na geometria da seção na ductilidade.
 FONTE: BJERKELI(1990)

Analisando-se as figuras 1.1.a e 1.1.b, verificou-se que o comportamento mais dúctil ocorreu nos pilares de seção circular com armadura helicoidal, apesar destes não possuírem armadura longitudinal. Os pilares de seção retangular, que possuíam maior número de barras na armadura longitudinal e armadura transversal formada por estribos e malha horizontal, apresentaram um comportamento menos dúctil, porém melhor do que os de seção quadrada.

Neste trabalho os autores ensaiaram os pilares com o objetivo de analisar o confinamento e sua influência na ductilidade, sendo que os mesmos não possuíam cobrimento das armaduras.

Os resultados dos ensaios confirmaram o que consta no Código Modelo FIP/CEB (1990), que a armadura transversal em pilares, principalmente a helicoidal, traz dois benefícios para o seu comportamento : aumenta muito a resistência do núcleo de concreto confinando-o contra a expansão lateral, quando está sob ação do carregamento axial, e aumenta a capacidade de deformação axial do concreto, permitindo uma ruptura mais gradual e dúctil. Mostraram também que as armaduras helicoidais são mais eficazes no confinamento do núcleo do que os estribos quadrados ou retangulares.



FIGURAS 1.2.a e 1.2.b - Efeito da armadura longitudinal na ductilidade.
FONTE : BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN(1990)

Os gráficos apresentados nas figuras 1.2.a e 1.2.b mostram a influência da taxa de armadura longitudinal na ductilidade.

Analisando a figura 1.2.a nota-se que o aumento da taxa de armadura de confinamento de 1,1% para 3,1% acarreta um acréscimo de ductilidade, independente de aumentar o diâmetro das barras da armadura longitudinal de 10mm para 16mm, nos resultados dos ensaios dos pilares da série 2.

A figura 1.2.b, com os resultados dos pilares da série 4, mostra o aumento de ductilidade com o acréscimo da taxa de armadura longitudinal. Nota-se que logo após o ponto de tensão máxima, houve melhoria na ductilidade proporcionada pelo aumento do número de barras, enquanto que ao analisar a figura 1.2.a verifica-se que o aumento do diâmetro das barras apenas aumentou a resistência do núcleo confinado.

AGOSTINI(1992) estudou pilares de concreto de alta resistência com armaduras de confinamento, tendo ensaiado e executado quatorze pilares nas dimensões de 80mm x 80mm x 480mm. Os pilares foram executados aos pares, todos com taxa de armadura longitudinal de 4,44% e com as seguintes taxas de armadura transversal: 1,50%, 1,75%, 2,0%, 2,25%, 2,50%, 2,75% e 3,0%. Nos pilares com taxas de armaduras transversal acima de 2,25% foram usados estribos duplos.

Nesses ensaios, além das deformações no concreto, foram determinadas as deformações nas armaduras longitudinais e transversais, sendo que, nos estribos, a finalidade era o estudo do contato metálico do estribo com as armaduras longitudinais.

A análise dos resultados dos ensaios à compressão simples permitiu confirmar que a seção resistente de concreto é formada apenas pelo núcleo de concreto definido pelas armaduras de confinamento. Além disto, ficou evidente que os estribos melhor executados são os mais solicitados e que, embora a carga fosse aplicada em toda a superfície de concreto, sempre existia uma excentricidade acidental.

De acordo com o FIP/CEB-(1990), o cálculo da carga de ruptura é feito considerando-se como seção resistente de concreto a seção do núcleo confinado.

Os trabalhos realizados por AGOSTINI(1992) mostraram que na solitação por compressão simples, é necessário uma taxa mínima de armadura longitudinal em torno de 3,2% e uma taxa mínima de armadura transversal em torno de 2,2%. Na sua pesquisa, foram ensaiados dois pilares de 80mm x 80mm x 480mm, com taxa de armadura longitudinal de 4,44% e transversal de 2,5%, mas com estribos individuais e menos espaçados. Nesses ensaios foi constatado que o efeito da armadura de confinamento era mais eficiente, tal fato ressaltou a importância do espaçamento dos estribos na eficiência do confinamento.

AGOSTINI(1992) comenta que “Independente das dimensões dos pilares, constatou-se que as armaduras definem um núcleo resistente de concreto e que o regime elastofrágil só poderia ser suavizado, ou evitado, com o uso de altas taxas de armaduras transversais, para confinar este núcleo resistente de concreto.”

PAIVA(1994) pesquisou o comportamento estrutural de pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão axial. Foram realizados ensaios com pilares de dimensões 80mm x 100mm x 480mm com taxas de armaduras transversais de 1,50%, 1,75%, 2,00%, 2,25%, 2,50%, 2,75%, todos com taxa de armadura longitudinal de 3,55%.

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

Ainda, quando a autora analisou os diagramas carga x deformação percebeu-se o aparecimento de flexões simples e oblíquas, mesmo tendo sido aplicada a carga em toda a superfície do concreto, concluindo que o arranjo da

armadura longitudinal talvez resolvesse o problema de aparecimento de excentricidades acidentais.

Tentando combater tal fato, aumentou-se o número de barras para 6, em pilares com relação de lados 1: 1,50, passando portanto a taxa de armadura longitudinal para 4,44% e com taxas de armadura transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50%, os pilares tinham seção 80 x 120 x 480 mm. Novamente, ela verificou o surgimento de excentricidades acidentais, embora fossem adequadas tais taxas para o confinamento.

A pesquisadora concluiu que os pilares com seção transversal retangular com concreto de alta resistência, possuíam a seção resistente correspondente 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 3,2%.

CUSSON & PAUTRE(1994) ensaiaram pilares de concreto de alta resistência confinados com estribos retangulares, solicitados à compressão axial, e chegaram às seguintes conclusões:

- apenas a área do núcleo de concreto, delimitada pelas armaduras, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial de pilares de concreto de alta resistência, isso devido ao comportamento dos pilares de concreto de alta resistência ser caracterizado pelo rompimento brusco do cobrimento de concreto que resulta numa perda da capacidade axial;

- nos pilares cintados de concreto de alta resistência nos quais foram usados detalhamentos adequados das armaduras longitudinal e transversal, obteve-se um comportamento dúctil e ganho maior de resistência, para amostras bem confinadas. Nestas amostras com concretos de 99,9 MPa houve melhoria na resistência de aproximadamente 50 % e na ductilidade em torno de 10 vezes maior, já para os concretos de 52,6MPa houve melhoria na resistência de 100% e na ductilidade 20 vezes maior;

- uma armadura longitudinal mais distribuída confina melhor o núcleo;

- aumentando significativamente a taxa de armadura transversal se acentuam os ganhos de resistência e de rigidez do concreto confinado;

- um acréscimo da tensão de escoamento do estribo resultou num ganho maior de resistência e de rigidez, apenas para amostras bem confinadas com taxas elevadas de armadura transversal (os autores fizeram vários ensaios à tração com amostras diferentes de barras dos estribos, isto é tinham como variáveis a resistência de escoamento da armadura transversal);

- a redução do espaçamento dos estribos, resulta num aumento de resistência e de rigidez do concreto confinado, o aumento na taxa de armadura longitudinal resulta num ganho de resistência e de rigidez apenas para amostras bem confinadas com altas taxas de armadura transversal.

PERDÃO Jr.(1994) ensaiou corpos de prova cilíndricos de 100mm x 200mm com armadura de confinamento helicoidal com diâmetros de 3,4mm implicando em taxa de 2,59% e 4,2mm com taxa de 3,96%, com o intuito de ductilizar a ruptura do concreto.

A ductilização ficou evidenciada, através do acréscimo do trecho descendente dos diagramas carga x deformação (fig. 1.3 e 1.4), fornecido pela máquina universal de ensaios.

O trecho descendente do diagrama foi obtido após a ruptura dos corpos de prova, a configuração inclinada difere da linha apresentada nos gráficos de concreto de alta resistência não confinado.

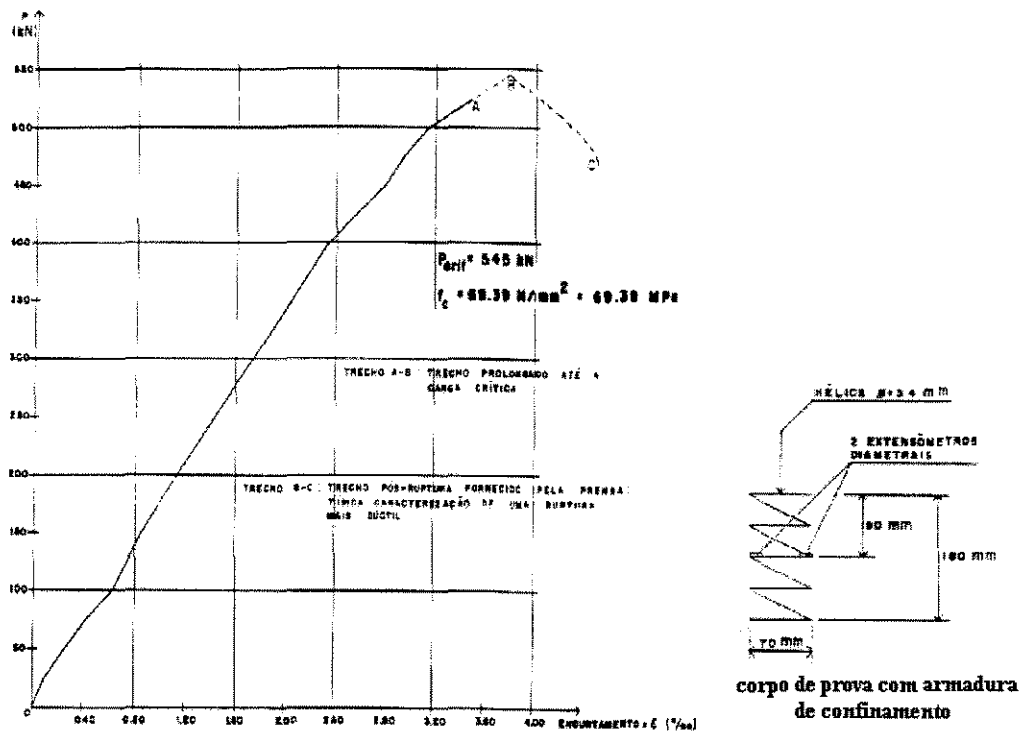


FIGURA 1.3 - carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do corpo de prova. FONTE: PERDÃO Jr.(1994)

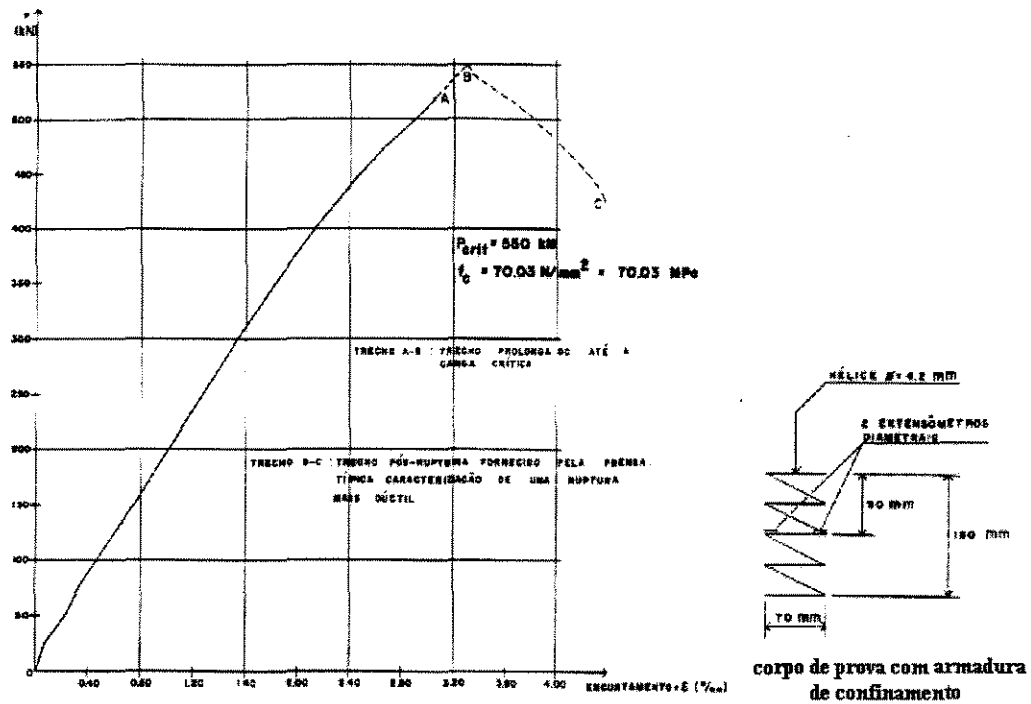


FIGURA 1.4 - carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do corpo de prova. FONTE: PERDÃO Jr.(1994)

O autor executou e ensaiou pilares circulares de concreto de alta resistência, conseguindo a ductilização por meio de altas taxas de armadura helicoidal de confinamento. Os pilares tinham as seguintes dimensões: 100mm de diâmetro na seção transversal e 600mm de altura.

A armadura helicoidal de confinamento tinha projeção na horizontal com diâmetro de 70mm, altura total de 580mm e foi executada com barras de 3,4mm, 4,2mm e 5,0mm de diâmetro. Para ter uma visão global dos resultados obtidos com a ductilização da ruptura dos pilares, através das diferentes taxas de armadura helicoidal de confinamento, o autor fez um estudo comparativo, com pilares circulares de concreto usual com e sem hélice e também pilares circulares de concreto de alta resistência com e sem hélice.

As análises comparativas dos resultados são apresentadas nas figuras 1.5, 1.6, 1.7 e 1.8.

CONCRETO USUAL

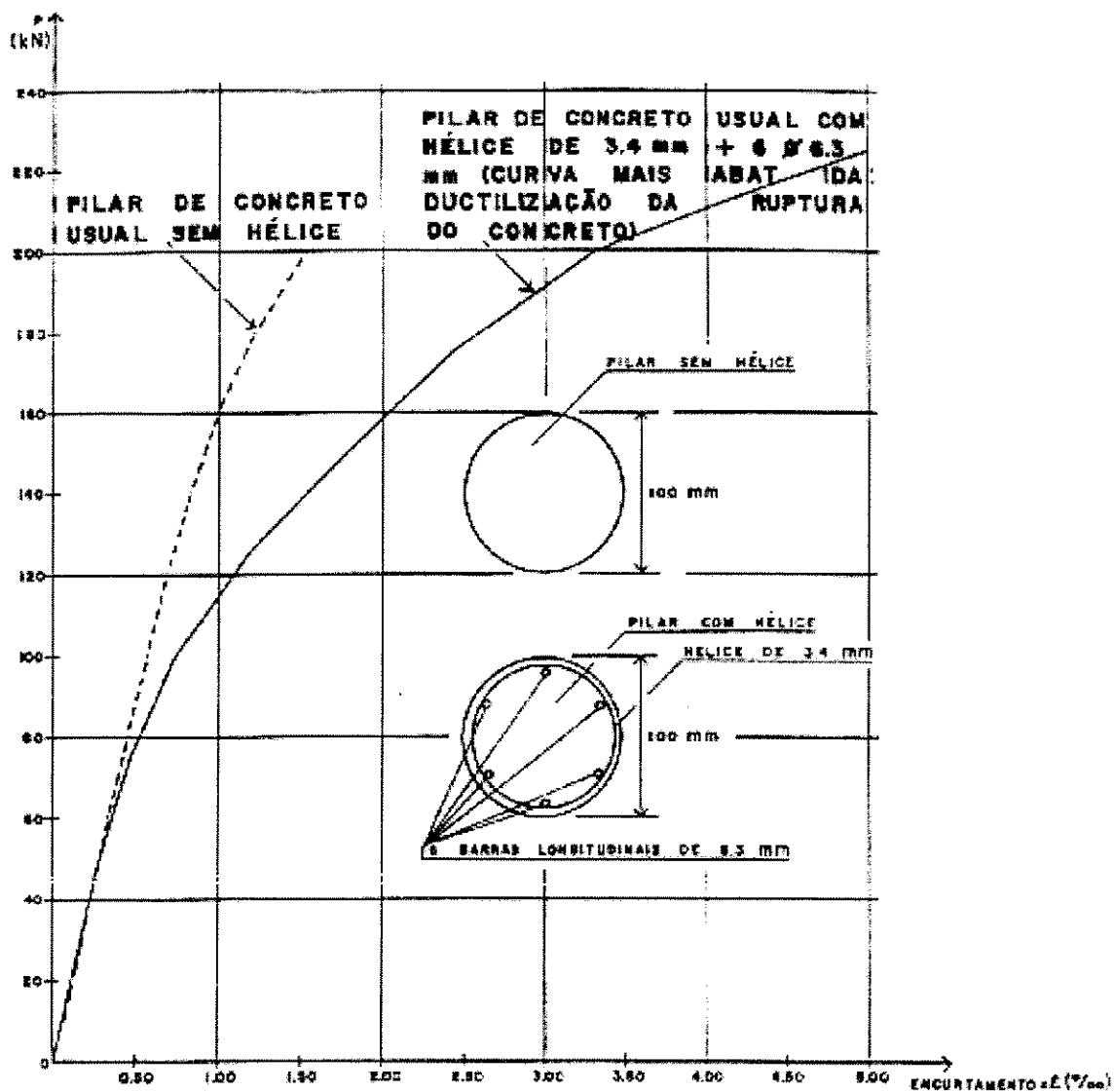


FIGURA 1.5 - Carga x deformação (média dos 2 pilares) no concreto do pilar.
 FONTE: PERDÃO Jr.(1994)

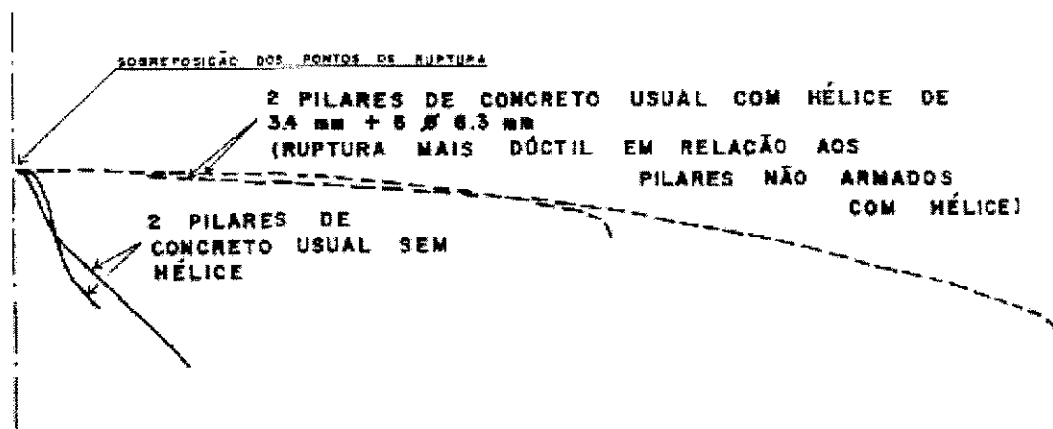


FIGURA 1.6 - trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela máquina universal de ensaios.

FONTE: PERDÃO Jr.(1994)

Nas figuras 1.5 e 1.6 apresentam os diagramas médios, carga x deformação, dos pilares de concreto usual sem armadura de confinamento helicoidal e dos pilares armados com hélice de 3,4mm + 6 barras longitudinais de 6,3mm. Os pilares armados apresentaram o trecho de carregamento do diagrama mais abatido, em relação aos sem armadura (figura 1.5) . O trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação dos pilares, fornecido pela máquina universal de ensaios, evidencia a ductilização da ruptura (figura 1.6) imposta pela armadura de confinamento ao concreto usual.

CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

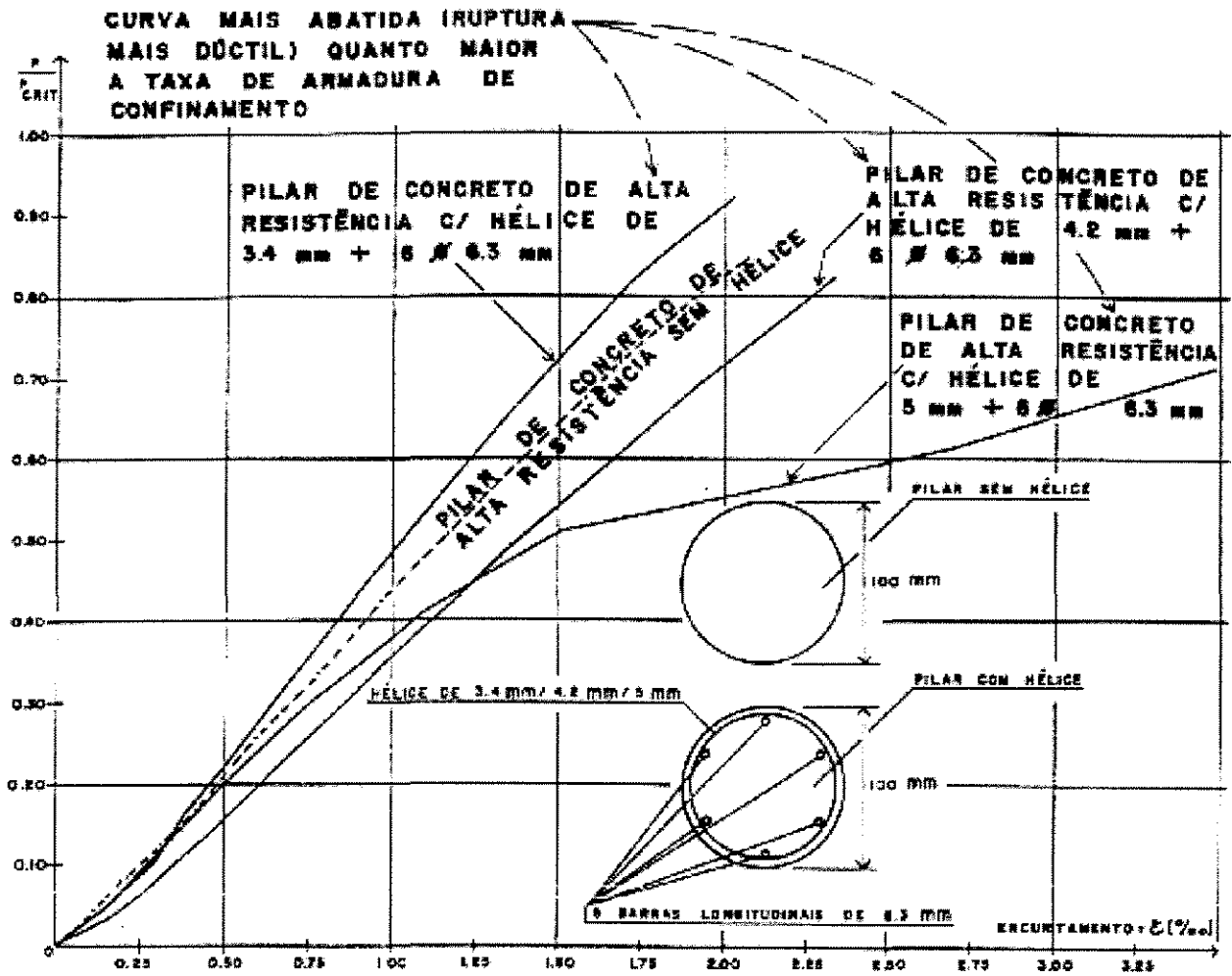


FIGURA 1.7 - carga/carga crítica x deformação (média dos pilares) no concreto do pilar
 FONTE: PERDÃO Jr. (1994)

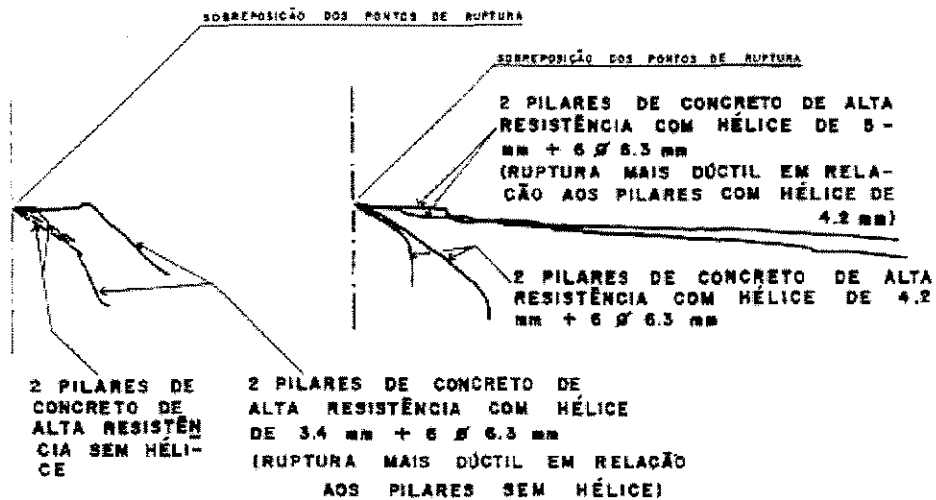


FIGURA 1.8 - trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela máquina universal de ensaios.

FONTE: PERDÃO Jr. (1994)

Nas figuras 1.7 e 1.8 apresentam os diagramas médios, carga x deformação, dos pilares circulares de concreto de alta resistência sem armadura de confinamento helicoidal e dos pilares armados com hélice de 3,4mm, 4,2mm e 5,0mm, todos com mais 6 barras longitudinais de 6,3mm.

Na figura 1.7 o trecho ascendente do diagrama carga x deformação dos pilares circulares de concreto de alta resistência, com armadura de confinamento helicoidal, apresentou-se mais abatido, em relação aos sem armadura, quanto maior a taxa de armadura de confinamento. Através dos trechos pós-ruptura dos diagramas carga x deformação fornecidos pela máquina universal de ensaio (figura 1.8), ficou evidenciado o aumento da ductilização com o aumento da taxa de armadura de confinamento helicoidal. O trecho pós-ruptura do diagrama dos pilares com hélice de 5,0mm, com taxa de armadura transversal de 5,24%, foi o que mais mostrou o efeito da ductilização do concreto de alta resistência pela armadura de confinamento helicoidal.

O autor substituiu a hélice por um tubo metálico e colocou concreto em seu interior para confiná-lo.

A capacidade de confinamento, ao longo da altura de um pilar, que um cilindro contínuo impõe ao concreto é mais abrangente que o confinamento imposto por uma hélice (sob o ponto de vista geométrico), mesmo esta sendo executada com aço de 5.0mm de diâmetro e possuindo pequeno passo.

Sob esse enfoque citado acima ele desenvolveu um estudo analisando a capacidade de confinamento imposta por um tubo metálico, tendo em seu interior concreto de alta resistência.

A área transversal das paredes dos tubos metálicos foi compatível com a área das armaduras transversal (em hélice) e longitudinal, empregadas nos pilares circulares. Quando o conjunto tubo + núcleo foi solicitado à compressão axial as paredes do tubo proporcionaram a ductilização do concreto de alta resistência pelo abrandamento de sua ruptura.

O autor comparou os pilares mistos com os pilares circulares com armaduras helicoidais e, demonstrou que o confinamento imposto pelas paredes dos tubos metálicos dos pilares mistos era mais eficiente.

Nesta comparação das duas estruturas, ficou constatado que a execução do pilar misto, tubo metálico + núcleo de concreto de alta resistência, apresenta-se mais perfeita, simples, rápida e mais viável economicamente em relação a execução dos pilares armados transversalmente com hélices.

O autor analisou também os tubos metálicos vazios solicitado à compressão axial, determinando a carga crítica de flambagem dos tubos, e notou que foi aproximadamente metade da carga crítica responsável pelo colapso dos tubos preenchidos. Contudo a configuração deformada pela ocorrência de flambagem no tubo vazio foi bem diferente da configuração deformada apresentada pelo colapso do conjunto tubo + núcleo de concreto de alta resistência, portanto ele concluiu assim que a tendência de flambagem do tubos, foi contida pela presença do concreto em seu interior.

Os tubos metálicos tinham diâmetros de 48,30mm e 60,30mm e espessuras de 2,25mm e 2,65mm respectivamente. Foi realizado ensaio à compressão axial, nos tubos vazios e cheios, fazendo a instrumentação de três pares de extensômetros elétricos diametrais posicionados em três pontos

diferentes ao longo de sua altura para determinação da deformação angular (deformação de arco) da seção transversal no ponto onde o extensômetro foi colocado.

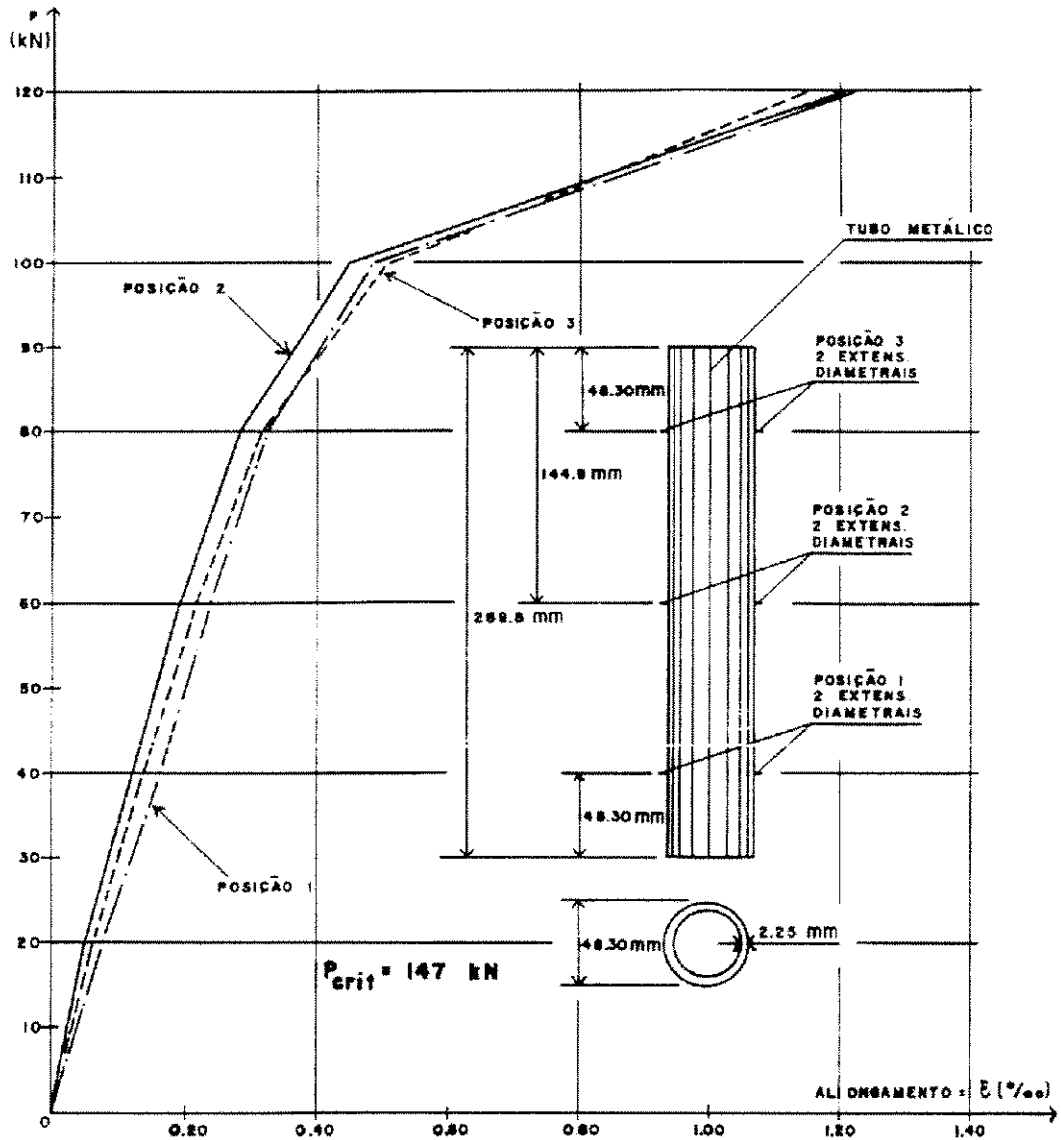


FIGURA 1.9 - Carga x deformação angular (média diametral) em 3 posições do tubo metálico.

FONTE: PERDÃO Jr. (1994).

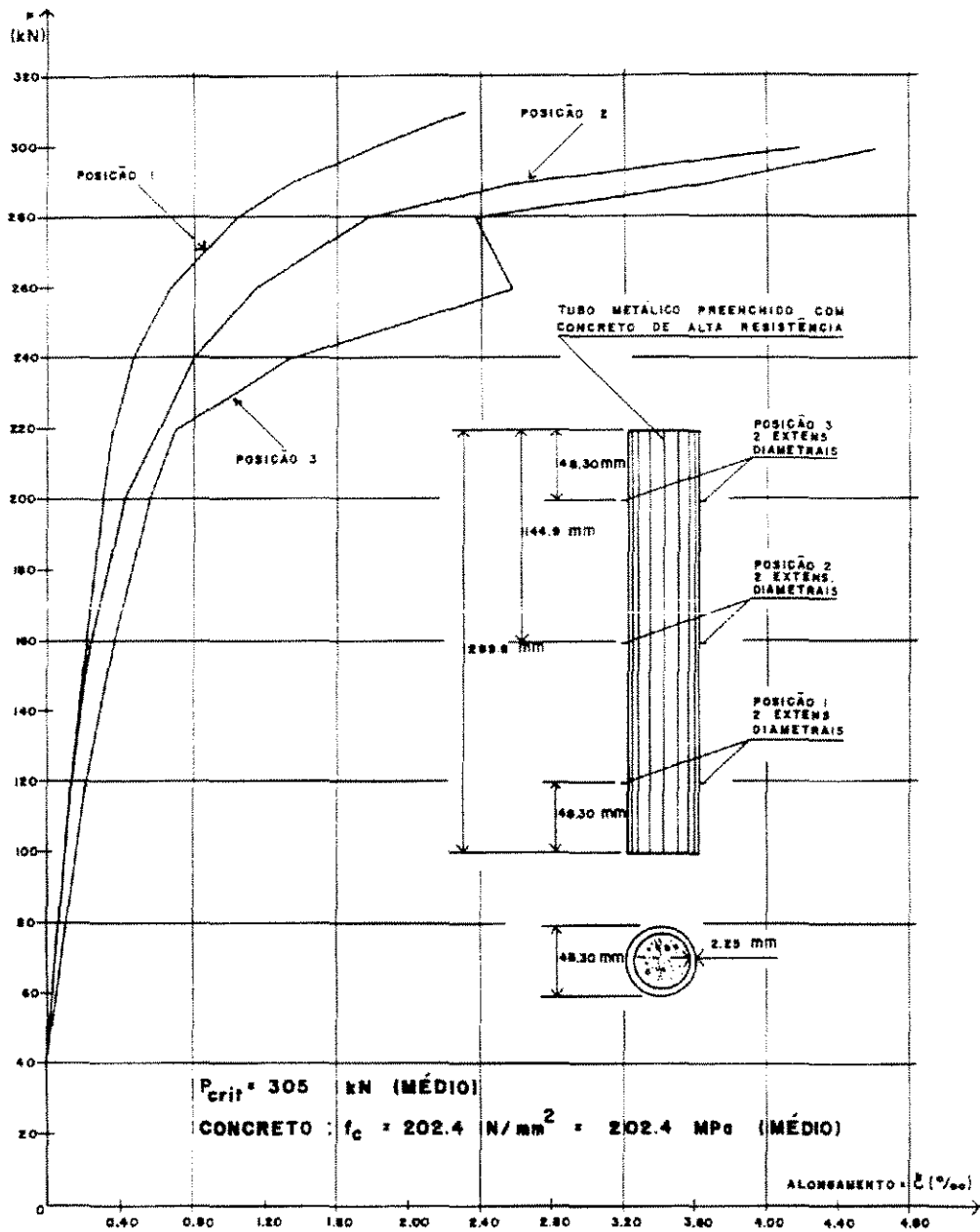


FIGURA 1.10 - Carga x deformação angular (média diametral) média de 2 tubos metálicos (em 3 posições) preenchidos com concreto de alta resistência.

FONTE: PERDÃO Jr. (1994)

Nas figuras 1.9 e 1.10 foram analisadas os tubos vazios (fig. 1.9) e cheios (fig. 1.10) com diâmetro externo de 48,30mm e espessura de parede de 2,25mm solicitados à compressão axial. Nota-se que os tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência mostraram a ocorrência de abatimento do diagrama no trecho ascendente da curva e que a carga crítica dos tubos cheios foram o dobro dos tubos vazios.

O concreto pode ser considerado como um material composto, o qual apresenta uma constituição formada por agregados envolvidos pelo aglomerante de pasta de cimento, onde incluem-se possíveis pozolanas.

O atributo principal deste concreto a alta resistência à compressão, pode ser obtida com uso de cimento Portland comum, porém tomadas medidas adequadas no controle de qualidade, baixas relações água/material cimentante, além do emprego de adições ativas como: escória de alto forno, cinza volante e microssílica.

Em função das baixas relações água/material cimentante, faz-se necessário o emprego de aditivos superplastificantes, para garantir a trabalhabilidade do concreto.

Dentre as adições disponíveis optou-se pelo uso da microssílica, em função de suas características e pelo potencial que se tem de produção, inclusive no Brasil.

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

2.2 MATERIAIS

2.2.1 CIMENTO

A escolha do cimento no concreto de alta resistência, influi no desenvolvimento da resistência e no potencial resistente. Daí o fato de que marcas diversas, para um mesmo tipo de cimento, apresentam características diferentes.

A composição e finura do clinker influenciam diretamente a resistência inicial e final de concreto.

A hidratação dos materiais do clinker pode ser influenciada pela pureza e/ou finura do cimento. Pois uma superfície específica alta leva a uma rápida reação.

O aumento do consumo de cimento por metro cúbico de concreto, mantendo-se as demais relações de materiais, proporciona aumento considerável na resistência à compressão do concreto.

Com base nesses fatores pode-se estabelecer um cimento ideal para o concreto de alta resistência, do ponto de vista reológico. Seria um cimento não muito fino, com baixo teor de C_3A e com a reatividade da fase intersticial facilmente

controlada por íons sulfatos derivados da dissolução de sulfatos presentes no cimento AITCIN(1995)¹.

O problema do cimento no Brasil é que todas as normas para cimento Portland estabelecem ensaios nos quais se utilizam argamassas com relação água/cimento em torno de 0,5 e sem o uso de aditivos. Nessas misturas, a quantidade de água da mistura utilizada tem papel dominante para as propriedades reológicas da argamassa, na medida em que mantém as partículas de cimento separadas. Além disso, a quantidade de água relativamente grande é suficiente para permitir que um grande número de íons vá para a solução antes que a saturação ocorra. Por outro lado quando se utiliza um plastificante e a relação água /cimento é 0,3 ou menos, a distância entre as partículas de cimento é menor e o número de íons que pode penetrar na solução também é menor.

As normas que estabelecem o uso de cimentos padronizados ou um cimento misturado foram preparadas em uma época em que os mecanismos de atuação dos superplastificantes nos cimentos eram pouco conhecidos.

AITCIN (1995)¹ mostraram que mesmo sem usar pós de sílica é possível produzir concretos com 120 MPa de resistência à compressão. Para isso, basta adotar uma combinação compatível de cimento Portland e superplastificante, dosar o concreto em centrais e praticar um rigoroso controle tecnológico.

2.2.2 AGREGADOS

Os agregados podem ser materiais naturais (areia, pedregulho e pedra britada) ou artificiais (argila expandida).

Os agregados naturais no concreto de alta resistência podem ser subdivididos em agregados miúdos ou finos e graúdos.

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

¹ Tradução feita pelo BAUER, L.A.F. do trabalho realizado por dois europeus AITCIN, P.C., NEVILE, A., citado pela revista *Téchne - Revista de tecnologia e Construção*. n^o 19, p. 29 - 33, nov/dez 1995.

A resistência do concreto não pode ser definida pela resistência do agregado, pois ainda não se sabe como as diferenças das propriedades físicas e químicas dos agregados influenciam as propriedades mecânicas do concreto.

2.2.2.1 AGREGADOS MIÚDOS

As principais propriedades dos agregados miúdos(areia) com respeito ao concreto de alta resistência:

- a-) forma geométrica;
- b-) granulometria;
- c-) propriedades mecânicas;
- d-) interação química com a pasta afetando a união.

Dentro dos finos, a areia quartzosa normal com módulo de finura próxima a 3.0 , tem contribuído para bons índices de resistência à compressão (até 170 MPa); para resistências superiores, recomenda-se a utilização de areia artificial feita com quartzo moído e bauxita calcinada¹.

O concreto de alta resistência possui uma grande quantidade de material cimentício, constituído por partículas finas, exigindo agregados miúdos com partículas grossas e angulosas.

2.2.2.2 AGREGADOS GRAÚDOS

Os concretos de alta resistência os agregados graúdos participam ativamente das propriedades mecânicas dos concretos.

As características dos agregados que mais influenciam a resistência à compressão dos concretos são, segundo METHA(1994):

a-) resistência à compressão ou ao esmagamento, pois para concreto de alta resistência necessita-se de agregado de alta resistência como uma tensão variando de

¹ Pesquisa de mestrado realizado por IBRAIN,F.(1994), orientado pelo Prof. Dr. PAULON, V. A. sobre o efeito de adições na obtenção de concretos de alta resistência, realizado na Faculdade de Engenharia Civil na Universidade Estadual de Campinas .

150 ou 200 MPa; nestes concretos a zona de transição é geralmente uma região forte e a ruptura se dá no agregado;

b-) módulo de elasticidade que deve ser semelhante ao da pasta ou argamassa de concreto;

c-) granulometria / máxima dimensão / módulo de finura que influenciam na relação água/material cimentante, na compactidade e na distribuição de tensões no concreto;

d-) forma e textura superficial, que influenciam a resistência à compressão dos concretos, provavelmente por conta do enfraquecimento da pasta; quando se aumenta a relação água material cimentante;

e-) natureza mineralógica que influencia na aderência da pasta aos agregados, sendo esta uma área ainda carente de investigações, embora já existam algumas tentativas da elevação da resistência dos concretos, com o emprego de agregados especiais como o clínquer de cimento Portland ou aluminoso, escórias de alto forno, microssilica, etc;

f-) absorção pois os poros existentes na superfície dos agregados afetam a aderência agregado-pasta.

2.2.3 RELAÇÃO ÁGUA/MATERIAL CIMENTANTE

A relação água/material cimentante interfere diretamente na resistência global da mistura sendo o principal fator de influência na execução de concretos de alta resistência.

Nos concretos usuais essa relação varia de 0.55 a 0.65 e já no concreto de alta resistência esta relação é em torno de 0.30 .

Mas se a relação água/material cimentante for muito baixa surgem problemas de trabalhabilidade e de compactação do material e é por esses motivos que se emprega os superplastificantes, que viabilizam a execução do concreto de alta resistência.

2.2.4 SUPERPLASTIFICANTES

Superplastificantes são aditivos que possuem substâncias químicas, no qual dosados em pequenas proporções na mistura do concreto, melhoram algumas propriedades, com finalidade de facilitar seu preparo e a utilização.

Algumas misturas podem ser usadas sozinhas ou em combinação com materiais orgânicos e inorgânicos, ativa ou essencialmente substâncias inertes, de acordo com MALHOTRA(1981).

Os agentes dispersantes ou plastificantes, podem ser classificados de acordo com sua principal composição e propriedades:

- lignosulfonados;
- condensados sulfonados de melamina formaldeído;
- condensados sulfonados de naftaleno formaldeído.

Os lignosulfonados tem um efeito retardador a nível de hidratação do cimento, principalmente em dosagens altas.

Os condensados sulfonados de melamina formaldeído e os naftaleno formaldeído, são os chamados superplastificantes ou redutores de água, devido ao seu efeito retardante no conjunto, permitindo um aumento na dosagem.

Os superplastificantes quando empregado no concreto permitem relações água/material cimentante muito baixas.

Para obter concretos de alta resistência reduz-se a quantidade de água, conservando a quantidade de cimento, incorporando superplastificante para compensar a redução da trabalhabilidade. Há também os super-redutores, com os quais são produzidos concretos com reduzido conteúdo de cimento, enquanto se mantém a relação água/material cimentante.

Com o emprego dos aditivos redutores de água é possível obter abatimento de pasta 20 cm com uma relação água/material cimentante 0.25, com a qual é assegurada apenas a hidratação do cimento.

Um superplastificante ideal consistiria em um produto com longas cadeias moleculares, pois o teor de sulfatos residuais no superplastificante esta relacionado

com o teor e com a solubilidade dos sulfatos presentes no cimento a ser utilizado, ou seja, a quantidade de sulfatos na mistura deverá ser adequada AITCIN(1995).

Feita uma pesquisa extensiva e estudos sobre vários agentes dispersantes por um longo período de tempo, os pesquisadores descobriram em 1962 um agente de dispersão excelente e também um novo agente redutor de água, dando um nome comercial de MIGHTY, iniciando a produção comercial em 1964. Ao contrário dos agentes dispersantes até então encontrados, o dispersante MIGHTY (ou superplastificante como é chamado agora), é mais efetivo em partículas dispersantes de cimento, favorecendo a entrada de ar e retardando o endurecimento. O superplastificante MIGHTY tem sido considerado o melhor agente dispersivo para o concreto segundo KAO TECHNICAL BULLETIN(1980).

Recentemente na execução de concreto de alta resistência os superplastificantes foram empregados no Brasil, juntamente com a microssílica, e os mais usados foram o RX-625, Sikament, Reobeton 700, Adiment.

2.2.5 MICROSSÍLICA

A microssílica é um subproduto da indústria de silício e ferro silício. Consiste de partículas esféricas, extremamente pequenas de sílica amorfa. A sua composição química é variável em função do tipo de liga produzida.

Em uma análise feita na microssílica da Elken Emsac 500 U segundo CESP(1990) continha:

SiO ₂	- 91,27%;	Fe ₂ O ₃	- 1,83%;	Al ₂ O ₃	- 0,83%;
MgO	- 1,64%;	CaO	- 0,44%;	Na ₂ O	- 0,23%;
K ₂ O	- 1,73%.				

A microssílica apresenta uma superfície específica da ordem de 20 m²/g , o que pressupõe sua utilização em concreto associada a super-plastificantes redutores de água.

A microssílica por ter uma finura elevada, apresenta vantagens e desvantagens.

Vantagens:

a-) reage rapidamente com o hidróxido de cálcio resultante da hidratação do cimento Portland, no qual produz um gel resistente de cálcio hidratado;

b-) atua como uma pozolana muito reativa, alojando-se nos interstícios da pasta e possuindo o efeito de microfiller;

c-) em função desse filler não inerte e com o hidróxido de cálcio, tem-se um concreto mais impermeável e mais resistente a ataques químicos;

d-) com adição do cimento, obtém-se consideráveis ganhos de resistência.

Desvantagens:

a-) por se tratar de um pó muito fino, com uma massa unitária da ordem de 150 Kg/m^3 , torna o transporte muito oneroso;

b-) existe a tendência de aderir aos silos e correias transportadoras;

c-) formação de muito pó na utilização.

O efeito da microssilica no aumento da resistência à compressão do concreto, ocorre no período relativo às idades de 2 a 28 dias, e esse efeito é propiciado através da adição do material ao cimento Portland comum, geralmente em torno de 15% de sua massa segundo AMARAL(1987).

Segundo o trabalho realizado por IBRAIN(1994), no qual foram estudados diversos tipos de adições, visando a resistência mecânica do concreto de alta resistência, foram utilizados como materiais básicos: a brita de granito, areia média e superplastificante, com adições de microssilica, cinzas volantes, argila calcinada e filler, e permitiram as seguintes conclusões:

a) com os agregados e cimentos usuais do mercado é possível a execução de concretos de elevado desempenho, na faixa de 60 a 80 MPa;

b) é imprescindível a utilização de aditivos superplastificantes na obtenção destes concretos;

c) a microssilica torna-se imprescindível para a obtenção de valores mais elevados de resistência.

d) o filler, proveniente do resíduo da mineração do ouro, mostrou bom desempenho, podendo ser utilizado com o efeito semelhante ao da pozolana.

2.3 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA - EXECUÇÃO E CURA

Para o concreto de alta resistência exige-se um estudo cuidadoso sobre sua execução e cura, pois estes fatores interferem diretamente na qualidade final do concreto, conseqüentemente na resistência do concreto de alta resistência.

No transporte do concreto há perda na plasticidade e trabalhabilidade, sendo compensadas por superplastificantes acrescentados na mistura no local da obra, sendo os ajustes antes do descarregamento do concreto.

AGOSTINI(1992) quanto a cura concluiu que após a desmoldagem, para os pilares de concreto de alta resistência, um processo prático é envolver os pilares em lonas plásticas e quanto à execução deveriam ser observados os seguintes itens:

- a-) a relação água/cimento deve ser em torno de 0,28;
- b-) há necessidade do uso de superplastificante;
- c-) os agregados miúdos devem ter módulo de finura em torno de 3,0 e os agregados graúdos possuírem diâmetro máximo entre 10,0 e 20,0mm;
- d-) a relação entre agregado graúdo e agregado miúdo deve ser em torno de 1,5;
- e-) adiciona-se ao cimento a microssilica.

Tendo-se por base as informações sobre a execução do concreto de alta resistência, neste trabalho com o objetivo de ensaiar pilares à compressão uniforme; deveria ser obtido um concreto com resistência à compressão em torno de 80 MPa. Para obtenção deste concreto com os materiais disponíveis na região, foi realizado um estudo procurando considerar todas as variáveis que interfeririam na execução do concreto para os pilares.

Como estudo inicial foram executados dezoito corpos de prova cilíndricos de 100mm x 200mm para três misturas, sendo duas misturas iguais, variando apenas a umidade relativa do ar no dia da concretagem, e a outra mistura variando a relação água/cimento de 0,28 para 0,30. Foi usado cimento CPV-ARI PLUS da marca CIMINAS com a adição de 15% de microssilica, superplastificante ADMENT com peso específico de 1120 g/l, areia com módulo de finura 2,8 e diâmetro máximo de 4,8mm, pedra 1 com módulo de finura 6,55 e diâmetro máximo de 19mm.

Após a concretagem os corpos de prova permaneceram dois dias nos moldes cobertos com lona plástica, em seguida foram desmoldados e envolvidos em lonas plásticas para serem ensaiados com as idades de sete, quatorze, vinte oito e cinquenta e seis dias.

A ordem de mistura dos componentes do concreto é a seguinte: colocou-se na betoneira primeiro a pedra 1, em seguida um terço da água, depois o cimento já misturado anteriormente com a microssílica acrescentando mais um terço da água e com a metade do superplastificante, e por fim a areia com o restante da água e do superplastificante.

Os resultados dos ensaios estão apresentados na tabela 2.1, a qual relaciona também o consumo dos materiais em cada mistura.

Tabela 2.1 - Consumo de materiais para cada mistura de concreto por metro cúbico.

Concreto	Cimento kg/m ³	Ms kg/m ³	Areia kg/m ³	Pedra 1 kg/m ³	Sp l/m ³	a/c	Umidade do ar	f_c MPa 7 dias	f_c MPa 14 dias	f_c MPa 28 dias	f_c MPa 56 dias
A	580	87	630	970	38.84	0.30	40 (seco)	58.8 59.3	- -	80.7 75.9	76.4 87.3
B	580	87	630	970	38.84	0.28	30 (seco)	69.1 70.2	80.1 81.7	85.8 90.4	- -
C	580	87	630	970	38.84	0.30	72 (úmido)	71.9 76.6	66.0 75.4	60.9 67.5	- -

Para a concretagem dos pilares deste trabalho de pesquisa, foi escolhido o traço A, devido a maior trabalhabilidade do concreto o que viabilizou a concretagem dos pilares.

Pode-se constatar que com a relação à cura dos concretos de alta resistência a falta de uma cura adequada influi na qualidade final do concreto, independente dos cuidados com o preparo, o transporte, o lançamento e o adensamento.

NUNES & AGOSTINI(1996)¹ estudaram um método adequado de cura para o concreto de alta resistência tendo definido critérios para cura do concreto com resistência à compressão em torno de 70,0 MPa para diferentes traços e diferentes porcentagens de sílica ativa acrescidos ao cimento.

Os autores nesse trabalho observaram que com o aumento da adição de microssílica, aumenta a impermeabilidade do concreto, dificultando o acesso de água às regiões mais internas da peça. Isto se verifica com o bom desempenho das curas “secas” (os autores denominaram de cura seca porque depois da desmoldagem, os corpos-de-prova eram colocados na câmara úmida ou ao ar livre) em comparação com as curas “úmidas” (os autores denominaram de cura úmida porque depois da desmoldagem eram colocados na câmara úmida e mais tarde em imersão em água ou imediatamente após a desforma em imersão em água). Porém, o limite de adição é 10%. Acima deste valor, a resistência em todas as curas cai e o desempenho das curas “secas” também. Verifica-se isto para as idades de 28 dias e 91 dias. Para a idade de oito dias verifica-se que com 15% de microssílica a resistência se mantém. Entretanto, o desempenho das curas “secas” não cai.

Em todas as curas, observa-se que as misturas com microssílica em quantidades acima de 10% obtêm um ganho maior de resistência na idade de oito dias. Os traços com 10% e 15% de microssílica apresentam desempenho muito superior em comparação aos outros traços na idade de oito dias.

Nos traços executados com cimento CP II-E 32, o desempenho da cura ao ar livre não foi tão satisfatório comparado com o desempenho da mesma cura em misturas executadas com cimento de alta resistência CPV-ARI.

Finalmente concluíram que, para os concretos sem microssílica ou com pequena adição desta, resultados melhores nas idades de 28 e 91 dias são obtidos com a cura por imersão em água, sendo estes resultados tanto melhores quanto mais cedo a imersão for feita, e que em concretos com quantidades maiores de microssílica, especialmente 10%, as curas com selagem em lona plástica e em filme de PVC demonstram eficiência equivalente às curas com imersão em água, sobretudo

¹ Trabalho de iniciação científica realizado por NUNES,N., na faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, teve como orientador o prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini e publicado na revista Ibracon, nº 14, pg 23-30, agosto/setembro de 1996.

nas curas em longas idades. Isto mostra que, em condições práticas, ou seja, no canteiro de obras, o envolvimento das peças de concreto moldadas in loco (especialmente pilares) com lona plástica ou selagem equivalente conduz a resultados melhores do que a pulverização intermitente com água.

3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

3.1 COMPORTAMENTO NA COMPRESSÃO AXIAL

Para se ter alta resistência no concreto, tem-se que reduzir a porosidade de sua estrutura. Usualmente, a porosidade da pasta e a porosidade da zona de transição entre a pasta e os agregados determinam a resistência do concreto.

O concreto de alta resistência por possuir baixa relação água/cimento, apresenta menor porosidade que o concreto usual, pois a relação água/cimento é o fator de maior influência na porosidade da pasta e da zona de transição pasta-agregado segundo MHETA(1994).

A resistência dos concretos submetidos a carga de longa duração é menor que a determinada pelos ensaios de curta duração. Isto é importante pois significa uma redução no fator de segurança com respeito à resistência, que está geralmente baseada em ensaio a curto prazo. Geralmente os resultados dos ensaios a longo prazo indicam que o valor da resistência é de 70% a 80% da resistência última a curto prazo, em concreto de resistência normal.

Contudo, o aumento relativo na resistência a curto prazo, de um concreto de alta resistência após 28 dias, é geralmente menor que em um concreto usual. Isso ocorre devido à falta de água livre que permita o prosseguimento da hidratação, combinada com a possível limitação da capacidade dos agregados. Alguns estudos experimentais concluíram que para um concreto de alta resistência contendo microssílica, o ganho de resistência depois de 28 dias é geralmente menor que para concreto sem microssílica, com o mesmo fator água/cimento.

NILSON (1995) relata que para tensões da ordem de 65% da resistência existem poucas microfissuras nos concretos de alta resistência. Começam a surgir microfissuras isoladas na zona de transição por volta de 80% a 90% da tensão máxima. Até esse nível observa-se um comportamento praticamente elástico-linear.

A partir daí, então, com a evolução de microfissuras, a forma do diagrama tensão x deformação passa a ser a curva. Devido à maior resistência na zona de transição, a microfissuração se manifesta a níveis mais altos de tensão nos concretos de alta resistência. A ruptura do material ocorre de maneira brusca e frágil, após ser alcançada a tensão máxima.

As principais diferenças entre os diagramas de tensão x deformação do concreto de alta resistência e do concreto de resistência normal são:

- uma relação tensão x deformação mais linear para uma maior porcentagem da tensão máxima;
- uma deformação ligeiramente maior para uma tensão máxima;
- uma forma mais íngreme da parte descendente da curva;

Essas diferenças existem basicamente por causa da maior resistência da zona de transição dos concretos de alta resistência, consequência da melhoria da aderência entre os agregados e a pasta, e a forma mais linear do diagrama reflete a quantidade reduzida de microfissuras até altos níveis de sollicitação.

A figura 3.1 apresenta alguns diagramas típicos de tensão x deformação de concretos de alta, média e usual resistência.

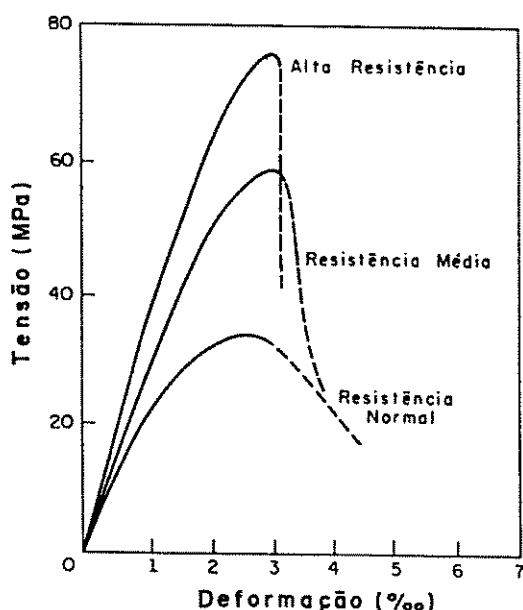


FIGURA 3.1 - Diagrama tensão x deformação típicos do concreto.
FONTE: NILSON (1995)

A forma do diagrama de tensão x deformação de concretos em compressão uniaxial está rigorosamente relacionada com a natureza dos materiais da mistura. A pasta de cimento e os agregados de pedras naturais são materiais frágeis, como ilustrado na figura 3.2. O concreto composto por esses materiais tem um comportamento dúctil. Essa propriedade pode ser explicada pela diferença de rigidez que geralmente existe entre a pasta de cimento e os agregados. Essa diferença resulta das concentrações de tensões nas zonas de contato. Conseqüentemente, para um certo nível de tensão, começa a se formar uma configuração distribuída de microfissuras. Com o aumento das tensões, uma parte da energia acrescentada será consumida no desenvolvimento da fissura. Nesse estágio, a curva tensão x deformação tenderá a desviar do curso elástico-linear, como mostrado na figura 3.2. Depois do nível de tensão máxima ter sido alcançado, a microfissuração proporcionará uma redistribuição interna de tensão e portanto uma ruptura dúctil.

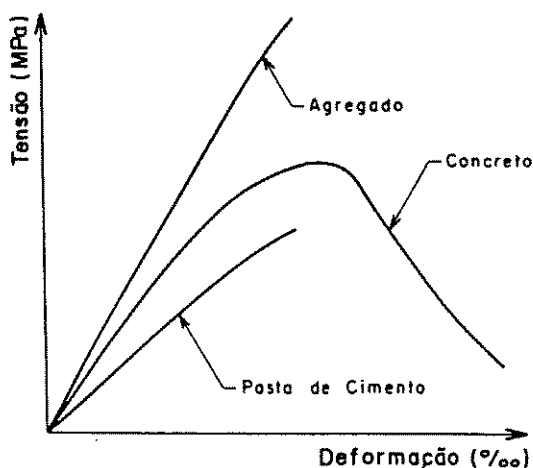


FIGURA 3.2 - Diagrama tensão x deformação para concreto de resistência normal.

FONTE: FIP/CEB - 197(1990)

No concreto de alta resistência a diferença na rigidez entre a pasta de cimento e os agregados é muito menor que no concreto usual, como mostrado na figura 3.3. Conseqüentemente, uma distribuição interna de tensões é mais homogênea. Como a formação de microfissuras iniciais é retardada, a curva tensão x deformação é mais linear. De acordo com este modelo, uma diferença reduzida na rigidez entre os agregados e a pasta de cimento resulta num material de menor ductilidade.

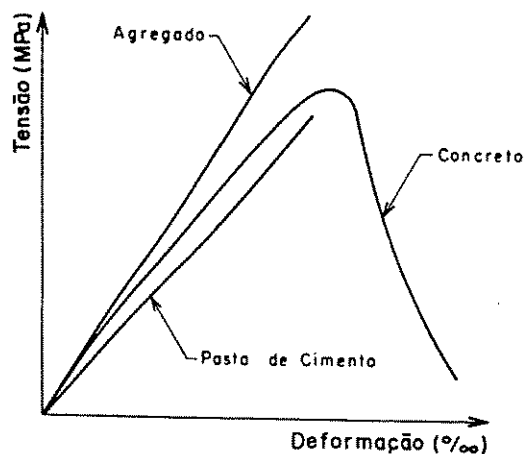


FIGURA 3.3 - Diagrama tensão x deformação para concreto de alta resistência.

FONTE: FIP/CEB-197(1990)

3.2 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

O valor do módulo de deformação longitudinal está relacionado com as propriedades da pasta de cimento, a rigidez dos agregados selecionados, e o método empregado na sua determinação. Quando se usa um agregado mais rígido obtém-se um concreto com módulo de deformação longitudinal mais alto, e uma deformação menor na tensão máxima, o que garante uma ruptura mais dúctil.

O módulo de deformação longitudinal do concreto de alta resistência é maior que os apresentados pelos concretos usuais; isso é devido à maior resistência e maior rigidez da pasta e da interface pasta-agregado e ainda, do retardamento da microfissuração interna demonstrado pelo concreto de alta resistência.

Dosagens das misturas para concreto de alta resistência são baseadas em aditivos químicos e pozolânicos, com um baixo fator água/cimento e agregados cuidadosamente selecionados. A influência dessas características no módulo de deformação é considerável e a validade das expressões conhecidas para cálculo do módulo de deformação devem ser reavaliadas, por serem as mesmas estabelecidas para concretos de resistência normal.

Segundo a Normalização Brasileira, o módulo de deformação longitudinal é obtido através do diagrama tensão x deformação do concreto, sob carregamento estático, à compressão axial simples, em corpos de prova cilíndricos.

Com o diagrama tensão x deformação do concreto, tem-se o módulo de deformação tangente que é representado pelo coeficiente angular da reta tangente em um ponto genérico do diagrama e o módulo de deformação secante que é representado pelo coeficiente angular da reta secante ao diagrama.

Já a normalização americana ASTM C-469-65 apud AGOSTINI(1992) define o valor do módulo de deformação secante como o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão x deformação do concreto para compressão uniaxial, passando pelos seus pontos correspondentes à origem do diagrama e à tensão para 40% do valor da carga última.

Contudo o Código Modelo CEB-90(1990) define o módulo de deformação secante como o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão x deformação do concreto, para compressão uniaxial, passando pelos seus pontos correspondentes à origem do diagrama e ao de tensão de compressão média (f_{cm}).

As expressões de normas e recomendações, em sua maioria, abrangem apenas o intervalo de resistências entre 20 MPa e 40 MPa; para o uso dessas expressões em concretos de resistências maiores, devem ser feitas revisões e ajustes.

Abaixo estão relacionadas algumas expressões:

- No CEB-90(1990), os valores do módulo de deformação para concreto de densidade normal podem ser estimados pela resistência característica:

$$E_c = 10^4 (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (Mpa)} \quad (3.1)$$

Para o módulo de deformação secante:

$$E_{cs} = 0,85 E_c = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (3.2)$$

- Na Norma Norueguesa NS 3473 apud FIP/CEB-197(1990), uma expressão para a relação entre o módulo de deformação e a resistência à compressão é para $f_c < 85$ MPa:

$$E_c = 9500 (f_c)^{0,3} \text{ (MPa)} \quad (3.3)$$

Não se comenta sobre o módulo secante.

- NBR-6118(1978) - Projeto e execução de obras de concreto armado, módulo de deformação tangente na origem:

$$E_c = 6600 (f_{ck} + 3,5)^{1/2} \text{ (MPa)} \quad (3.4)$$

Módulo de deformação longitudinal secante, no caso de ações de curta duração:

$$E_{cs} = 0,9 E_c = 5940 (f_{ck} + 3,5) \text{ (MPa)} \quad (3.5)$$

CARRASQUILLO(1981) apresentou, com base nos valores obtidos para o módulo de deformação do concreto, com corpos de prova de 102mm x 203mm testados à compressão uniaxial, na Universidade de Cornell, USA, e na equação proposta pelo ACI, como adequada para concretos com $21 \text{ MPa} \leq f_c \leq 83 \text{ MPa}$ a equação :

$$E_c = 3320. f_{ck}^{1/2} + 6900 \text{ (MPa)} \quad (3.6)$$

FERNANDES(1992) comenta que as previsões citadas anteriormente, feitas por normas e recomendações, comparadas com resultados obtidos experimentalmente, são muito otimistas quando se trata de concreto de alta resistência. A explicação para isso vem do fato de que a resistência do concreto é controlada pela resistência da pasta e da zona de transição pasta-agregado, já a rigidez do concreto depende tanto da rigidez da pasta como dos agregados.

Melhorando a qualidade da pasta, a resistência do concreto cresce, porém a sua rigidez não cresce na mesma proporção.

AGOSTINI(1992), FERNANDES(1992) e PINTO JR(1992) obtiveram pela NBR 6118(1978) valores maiores que os encontrados experimentalmente em concreto de alta resistência. Eles também concordaram que a estimativa que melhor se aproximava dos estudos ensaiados foi obtida conforme o CEB-90(1990).

PINTO JR(1992) acrescenta que a obtenção experimental do módulo de deformação longitudinal secante à 40% da tensão máxima ficou melhor representada pela proposta da NBR 6118(1978), $E_{cs} = 0,9E_c$, não se devendo, no entanto, tirar conclusões definitivas.

3.3 COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson é definido, para um material submetido à compressão axial, pela relação entre a deformação transversal e a longitudinal dentro da faixa elástica.

Por possuir poucos dados experimentais na literatura sobre o concreto de alta resistência, há uma divergência dos pesquisadores sobre a relação entre as características do concreto e o coeficiente de Poisson.

O coeficiente de Poisson, no limite elástico, é comparável com a variação esperada de valores para concretos de baixa resistência, ou seja, de 0,18 a 0,24, dependendo do nível de tensão. PINTO JR(1992) na UNICAMP obteve através de ensaios o intervalo variando de 0,17 a 0,24 levando a crer que o coeficiente de Poisson tem a mesma faixa de variação, tanto nos concretos de alta resistência como nos concretos de resistência normal.

No regime inelástico, o aumento relativo nas deformações laterais é mais baixo para concreto de alta resistência devido à redução de microfissuração.

PERENCHIO & KLIEGER(1995) concluíram que o coeficiente de Poisson tende a diminuir com o fator água/cimento. Segundo AHMAD & SHAH (1987), o valor do coeficiente de Poisson depende do nível de tensões considerado.

3.4 COMPORTAMENTO NA TRAÇÃO

A resistência a tração do concreto é considerada nula por Norma para estruturas de concreto armado e protendido. Entretanto, é uma característica importante para o desenvolvimento da fissuração, para a estimativa de deformações e para garantia de durabilidade das estruturas.

As características de aderência e o comprimento de ancoragem da armadura, relacionam-se com a sua resistência à tração.

Mesmo não sendo diretamente proporcional ao aumento de resistência à compressão, com o aumento desta ocorre aumento da resistência à tração.

Diversas expressões são propostas, para a estimativa da resistência à tração dos concretos:

Por CARRASQUILO (1981) no intervalo de $21 \text{ MPa} < f_c < 83 \text{ MPa}$, uma estimativa da resistência à tração na compressão diametral é dada pela expressão:

$$f_{ctk} = 0,54(f_{ck})^{1/2} \text{ (MPa)} \text{ (esta equação representa ensaios realizados em cilindros de } 100 \times 200 \text{ mm)} \quad (3.7)$$

e a estimativa da resistência a tração na flexão dada por:

$$f_{ctk} = 0,94(f_{ck})^{1/2} \text{ (MPa)} \text{ (esta equação representa ensaios efetuados em prismas de } 100 \times 100 \times 350 \text{ mm)} \quad (3.8)$$

O CEB-90(1990) estima as resistências características à tração axial, inferior, superior e média pelas expressões:

$$f_{ctk,min} = 0,20 f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (3.9)$$

$$f_{ctk,max} = 0,40 f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (3.10)$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (3.11)$$

As equações acima são válidas para $f_{ck} \leq 80$ MPa e corpos-de-prova cilíndricos de 150mm x 300mm. Para relacionar com o cilindro de 100 mm x 200 mm a equação transformada para f_{ctm} é:

$$f_{ctm} = 0,27 f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (3.12)$$

A norma Norueguesa NS 3473 apud FIB/CEB-197(1990), utiliza para obter a resistência à tração axial para $f_{ck} \leq 105$ Mpa, com a resistência à compressão obtida em cubos de 100mm a expressão:

$$f_{tk} = 0,30 (f_{ck})^{0,6} \text{ (MPa)} \quad (3.13)$$

que pode ser transformada para:

$$f_{tk} = 0,3(1,125 f_{ck})^{0,6} \text{ (MPa)} \quad (3.14)$$

que relaciona a resistência à tração axial com a resistência à compressão obtida em cilindros de 100mm x 200mm.

A NBR-6118 (1978), adota para a resistência a tração axial, as expressões:

$$f_{tk} = 0,10 f_{ck} \text{ se } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

$$f_{tk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \text{ se } f_{ck} \geq 18 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

4.1 PILARES COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ARMADURAS DE CONFINAMENTO

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

Conforme já estudado anteriormente por AGOSTINI(1992), confirmou-se que para pilares de concreto com resistência à compressão até 80 MPa, a taxa mínima de armadura longitudinal deve ser de 3,2% e de armadura transversal 2,2%.

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

Foram concretados dois modelos de pilares para cada uma das taxas transversais e três corpos-de-prova cilíndricos (100mm x 200mm), utilizando o traço A apresentado na tabela 1.

Esses modelos foram sempre ensaiados aos pares, tendo as mesmas características geométricas e as mesmas taxas de armadura, tanto transversal como longitudinal. Foi adotado 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:

PWX-Y

W= pilar quadrado ou retangular;

X= taxa de armadura transversal;

Y= índice numérico que define o modelo ensaiado;

Como exemplo um pilar quadrado com taxa de armadura 2,25% e primeiro ensaio, seguindo a identificação usada esse seria o modelo PQ225-I.

Em todos os pilares quadrados ou retangulares foram colocadas, nas duas extremidades do pilar placas de aço com 5,0mm de espessura, como proteção dessas regiões de possíveis rupturas, pelo efeito de ponta das barras longitudinais.

Foram executados seis pilares de concreto de alta resistência com as dimensões 80mm x 80mm x 480mm, com as armaduras de confinamento.

Todos os pilares tinham como armadura longitudinal quatro barras de $\phi=10\text{mm}$, com 460,0 mm de comprimento, correspondente a uma taxa de 3,2% em relação a seção transversal do concreto.

Seguindo recomendação de AGOSTINI(1992), foram usados estribos individuais, uma vez que se mostram mais eficientes no confinamento do núcleo do concreto.

As armaduras transversais de confinamento foram constituídas de estribos de $\phi=5,0\text{mm}$, com espaçamentos que dependiam do seu arranjo e das taxas usadas.

Em decorrência da taxa de armadura transversal de referência 2,2%, os pilares foram executados aos pares com as taxas de 2,00%, 2,25% e 2,50% .

Por serem eficientes as taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50% já estudadas por AGOSTINI(1992), PAIVA(1994) estudou 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 x 120mm x 480mm.

Foram executados mais seis pilares com a dimensão 80mm x 120mm x 480mm.

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 quadrada¹, esse recurso mostrou-se eficiente, diminuindo as excentricidades que apareciam quando ensaiados à compressão.

Levando em consideração tal fato, a taxa de armadura longitudinal foi de 4,44%, com o emprego de seis barras de $\phi=10\text{mm}$ de aço CA-50A.

¹ Estudo realizado por AGOSTINI, L. R. S. em 1992 sobre pilares de concreto de alta resistência, tese de doutorado, pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

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

Os pilares foram ensaiados à compressão aos vinte oito dias, como os corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm, para determinação de carga de ruptura prevista para os pilares. Os resultados dos ensaios à compressão dos corpos de prova cilíndricos estão na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios à compressão dos corpos de prova cilíndricos.

PILARES	SEÇÃO DO PILAR (mm)	CARGA DE RUPTURA 7 DIAS (Tf)	CARGA DE RUPTURA 28 DIAS (Tf)	f_c 28 (MPa)	
P200	80,0 X 80,0 X 480,0	49,6	50,2	79,83	
		49,0	59,4		
		43,0	69,5		
	80,0 X 120,0 X 480,0	58,8	71,3		90,27
		48,6	48,6		
		57,4	57,4		
P225	80,0 X 80,0 X 480,0	45,3	68,6	85,39	
		51,8	68,2		
		54,4	64,4		
	80,0 X 120,0 X 480,0	59,2	63		80,94
		56,8	67,5		
		56,9	60,4		
P250	80,0 X 80,0 X 480,0	58,8	71,3	90,27	
		48,6	75,4		
		57,4	66,0		
	80,0 X 120,0 X 480,0	60,9	73,2		88,11
		62,9	66,0		
		61,7	68,4		

Foram feitos ensaios à tração das barras de aço, usadas nos pilares armados usualmente, à seguir estão os resultados obtidos dos diagramas tensão x deformação

das barras de diâmetro 5 mm e 10 mm, com suas respectivas tensões e deformações de escoamento.

Barra de 5,0 mm de diâmetro:

aço CA60B $f_y = 695$ Mpa,

$$\varepsilon_y = 5,65 \text{ ‰}.$$

Barra de 10,0 mm de diâmetro:

aço CA50A $f_y = 500,28$ Mpa,

$$\varepsilon_y = 2,62 \text{ ‰}.$$

Com os dados obtidos nesses ensaios, estimou-se as cargas de ruptura para os modelos de pilares, apresentadas na tabela 4.2 e 4.3, com a equação que estima a carga última em pilares ensaiados a compressão simples:

$$P = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y \quad (4.1)$$

onde A_c = área da seção resistente(núcleo) do concreto;

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

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal;

f_y = tensão de escoamento da armadura longitudinal.

Tabela 4.2 - Estimativa das cargas de ruptura para os modelos dos pilares quadrados.

PILARES	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)	f_y (MPa)	P(teórico) (Tf)	Pu(exp.) (Tf)	Pu/P
PQ200-I	36	79,83	3,12	500,28	44,35	45,0	1,01
PQ200-II						42,5	1,04
PQ225-I	36	85,39	3,12	500,28	46,35	43,5	0,94
PQ225-II						42,5	0,92
PQ250-I	36	90,27	3,12	500,28	48,11	45,0	0,94
PQ250-II						47,5	0,99

Tabela 4.3 - Estimativa das cargas de ruptura para os modelos dos pilares retangulares.

PILARES	Ac (cm ²)	f_c (MPa)	As (cm ²)	f_y (MPa)	P(teórico) (Tf)	Pu(exp.) (Tf)	Pu/P
PR200-I	60	90,27	4,68	500,28	77,58	92,5	1,19
PR200-II						95,0	1,22
PR225-I	60	80,94	4,68	500,28	71,98	82,5	1,15
PR225-II						80,0	1,11
PR250-I	60	88,11	4,68	500,28	76,28	72,5	0,95
PR250-II						75,0	0,98

Sendo que Pu é carga de ruptura real dos pilares ensaiados.

4.2 INSTRUMENTAÇÃO

Para determinação das deformações no concreto, foram utilizados quatro defletômetros mecânicos Messner, com sensibilidade 0,01mm e curso de 50mm, posicionados junto às quatro faces dos pilares quadrados e dos quatro vértices dos pilares retangulares, não existindo nenhuma diferença quanto as faces e os vértices. Com as deformações médias obtidas, traçou-se o diagrama de deformação do concreto (encurtamento do concreto). Para analisar as deformações sofridas pelas barras longitudinais dos pilares, foram colocados extensômetros elétricos KYOWA, com base de medida de 5mm, nas superfícies das barras, à meia altura; e para as deformações dos estribos, em dois deles foram escolhidos e instrumentados, também com extensômetros KYOWA com base de medida de 5mm. A escolha dos estribos instrumentados foi feita em função do assentamento dos mesmos nas barras longitudinais, sendo um aquele que apresentava o melhor assentamento e o outro o que apresentava deficiência no ajuste com as barras longitudinais.

Nos pontos onde foram fixados os extensômetros, as barras de aço foram lixadas para garantir a adesão. A colagem foi feita com cola plástica da marca Super bonder. Após a colagem, os extensômetros foram envolvidos com fita isolante, para proteção na concretagem e para evitar a umidade do concreto no período de cura.

Na preparação dos 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.

Para compensar o efeito da temperatura, foi utilizado um 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 x 200mm).

Para análise dos diagramas carga x deformação dos pilares, obtidos pelas leituras das deformações, utilizando os extensômetros elétricos foram adotadas como nomenclatura:

AL para as armaduras longitudinais;

E para estribos ensaiados.

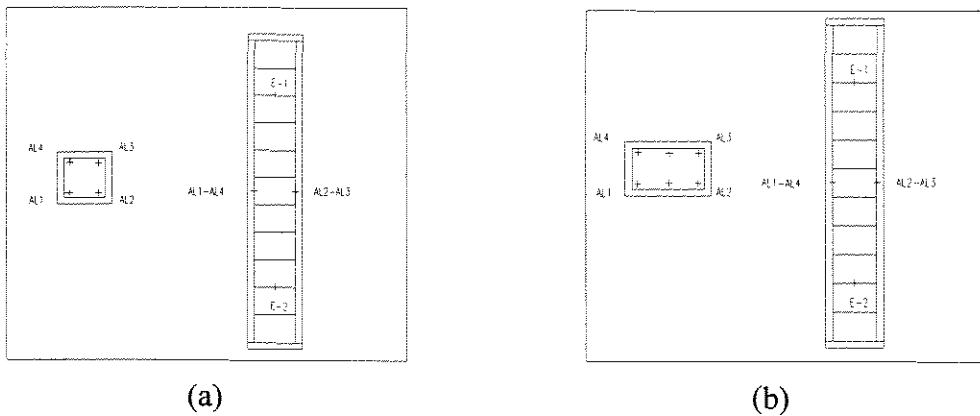


FIGURA 4.1 - Esquema de instrumentação dos pilares: (a) quadrados
(b) retangulares

4.3 ESTUDO DOS PILARES DE SEÇÃO 80,0 X 80,0 X 480,0 (mm)

Os ensaios começaram pelos modelos de pilares PQ200-I e II, com taxa de armadura transversal 2,00%, que apresentaram ruptura mais dúctil em relação aos outros. Os pilares com taxa de armadura 2,50% foram os que mostraram o confinamento mais eficiente, evidenciando-se a necessidade de serem aumentadas as taxas de armaduras transversais.

Em todos os pilares não houve flambagem nas barras longitudinais. Os pilares ensaiados apresentaram algumas fissuras nas suas faces, em seguida, ocorria o rompimento da camada de concreto de revestimento das armaduras.

Analisando-se os diagramas carga x deformação das armaduras longitudinais, nota-se pela disposição das curvas nos gráficos o aparecimento de excentricidades, mesmo sendo a carga aplicada em toda a seção transversal do pilar.

Pelos diagramas carga x deformação mostrados a seguir, o pilar P250-II, sofreu flexão normal composta, tal fato evidencia nas barras longitudinais AL-3 e AL-4, dispostas do mesmo lado em que as deformações são menores e semelhantes.

No pilar PQ225-II, pode ser verificado pelo estudo dos diagramas carga x deformação das armaduras, que houve a tendência a flexão oblíqua, pois as barras longitudinais AL-2 e AL-4 dispostas na diagonal apresentaram deformações próximas e a barra AL-3 pouco se deformou, ao contrário da barra AL-1.

Ao analisar as deformações sofridas pelas barras longitudinais, notou-se que praticamente todos os pilares tanto os quadrados quanto os retangulares as barras escoaram antes do concreto atingir a tensão máxima. E em relação as barras transversais, a armadura de confinamento transversal produziu efeitos positivos para o comportamento global dos pilares de concreto; ela aumentou a resistência do núcleo do concreto e a capacidade de deformação axial do concreto, permitindo uma ruptura mais dúctil e gradual.

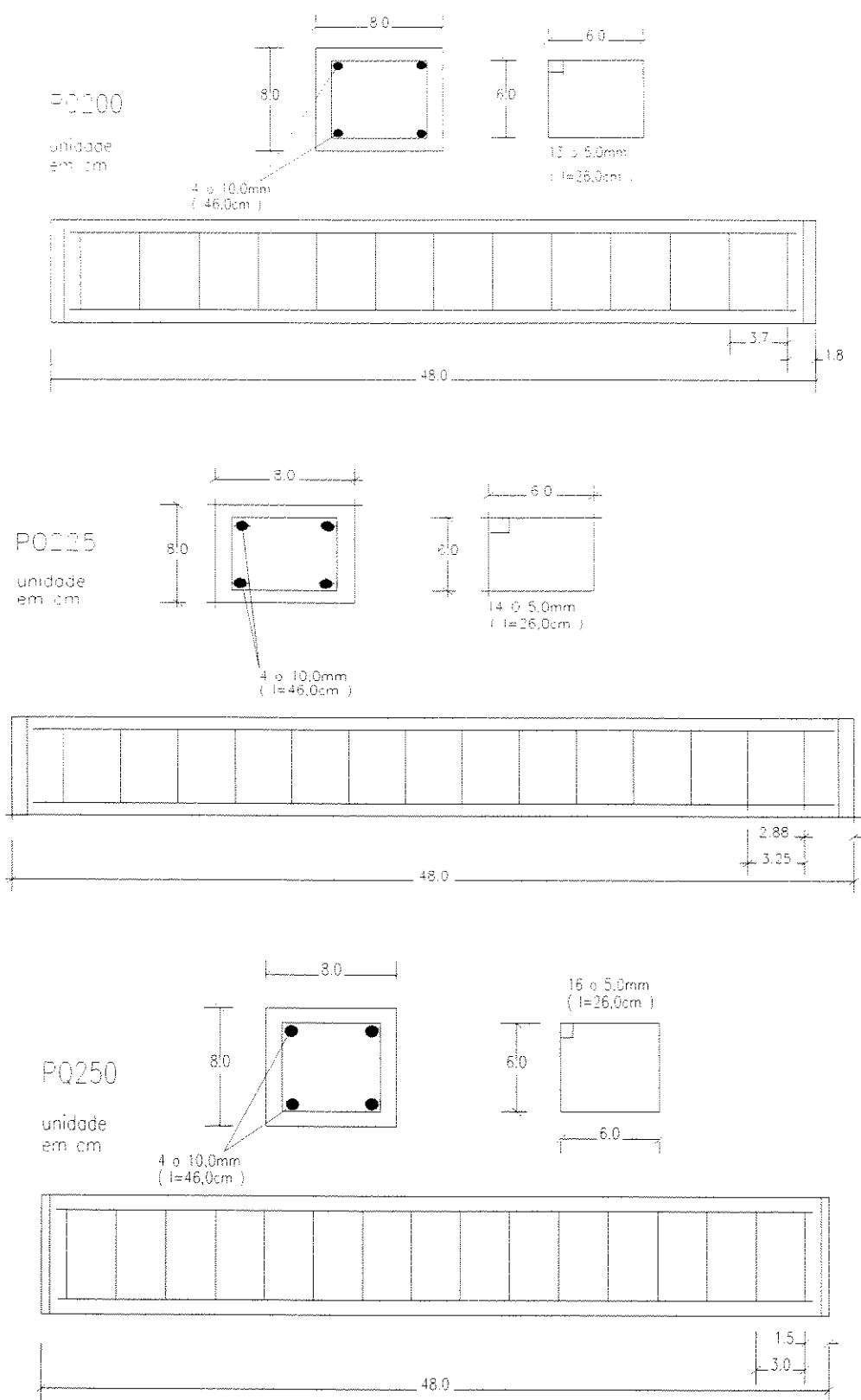


FIGURA 4.2 - Esquema de armação dos pilares quadrados

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ200-I

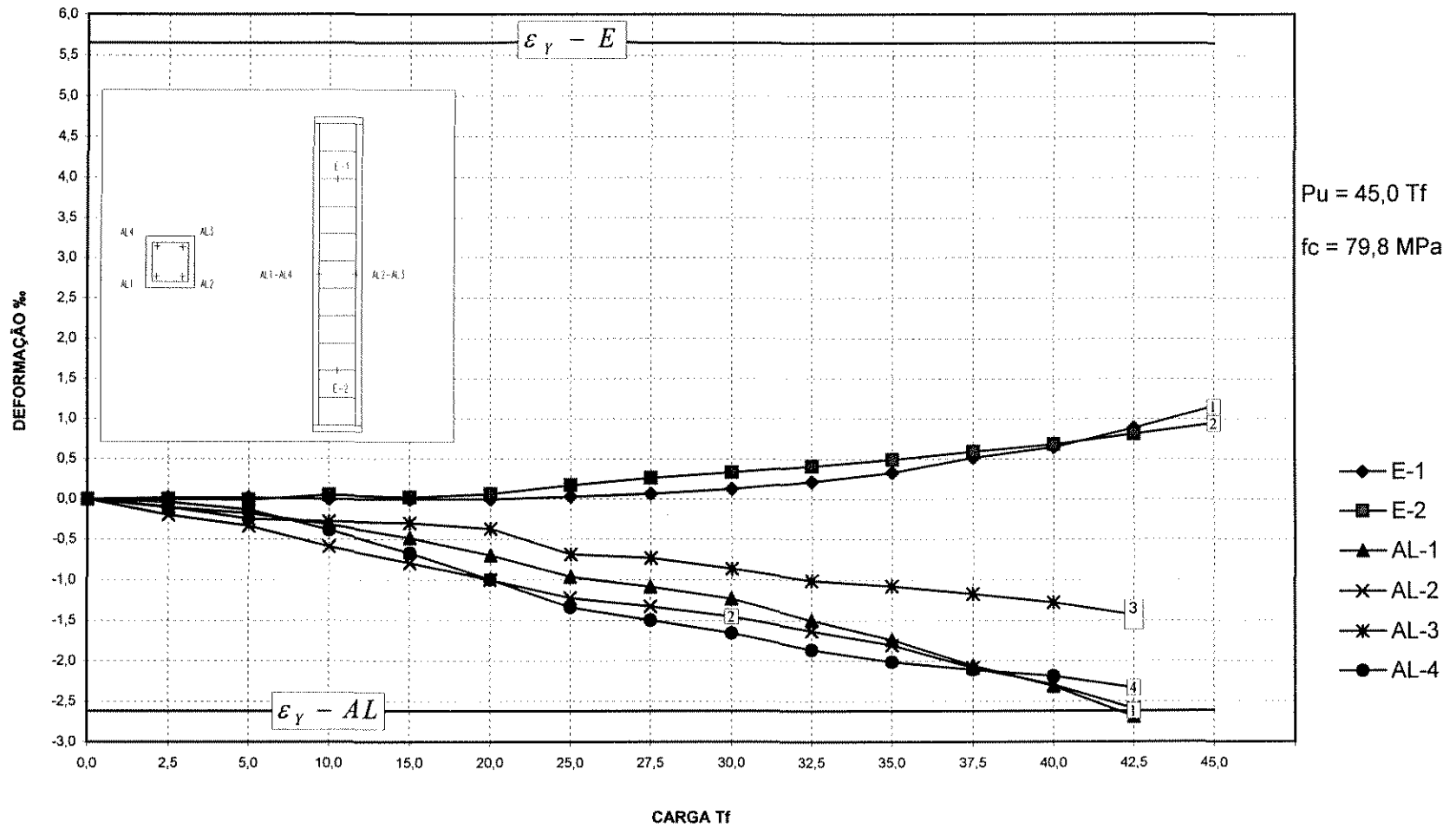


FIGURA 4.3 - Deformações nas armaduras

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ200-I

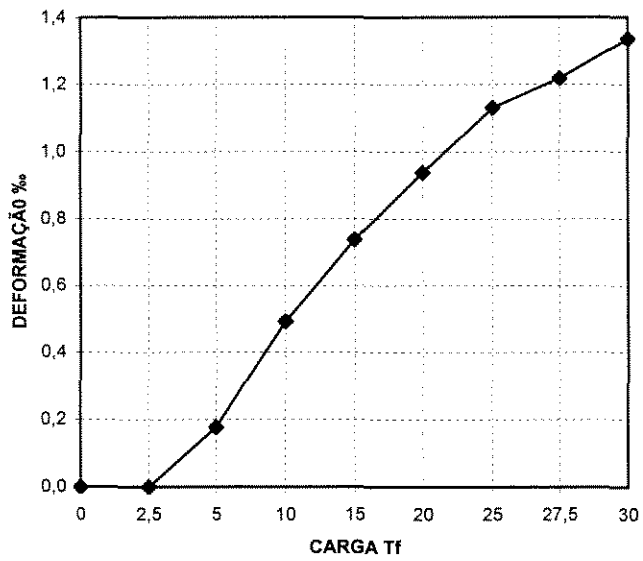


FIGURA 4.4 - Encurtamento do pilar

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ200-II

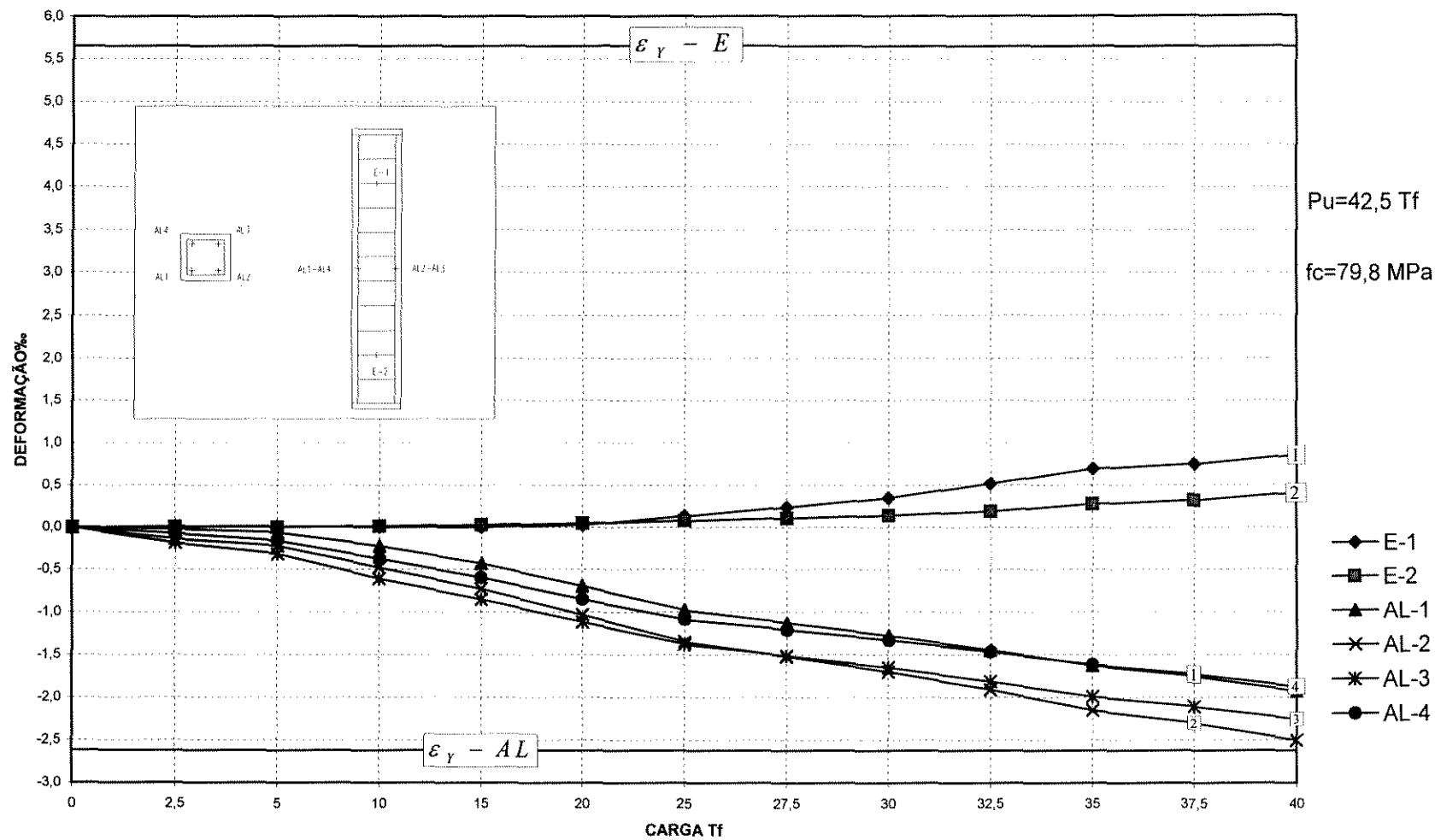
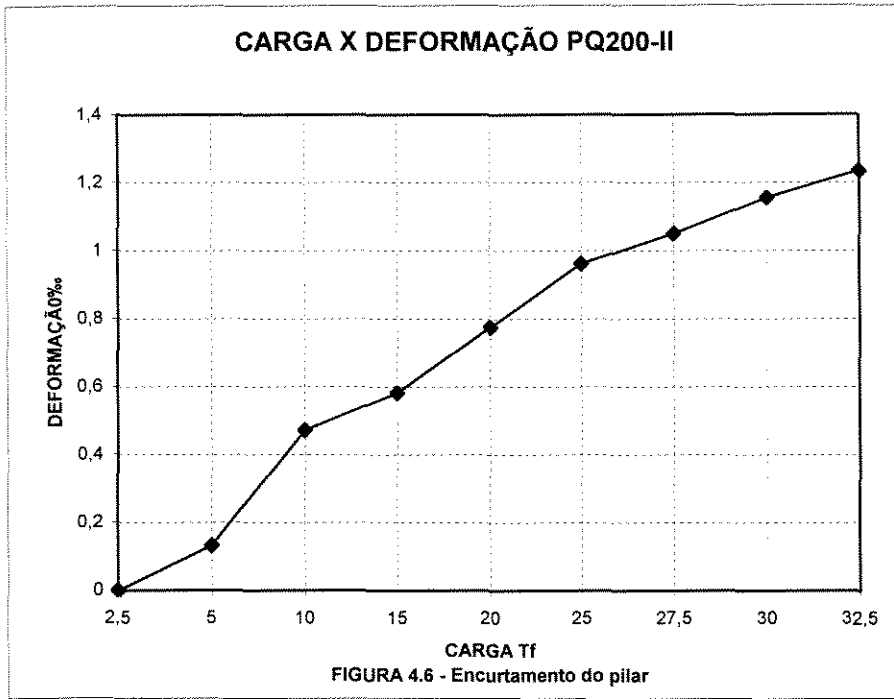


FIGURA 4.5 - Deformações nas armaduras



CARGA X DEFORMAÇÃO PQ225-I

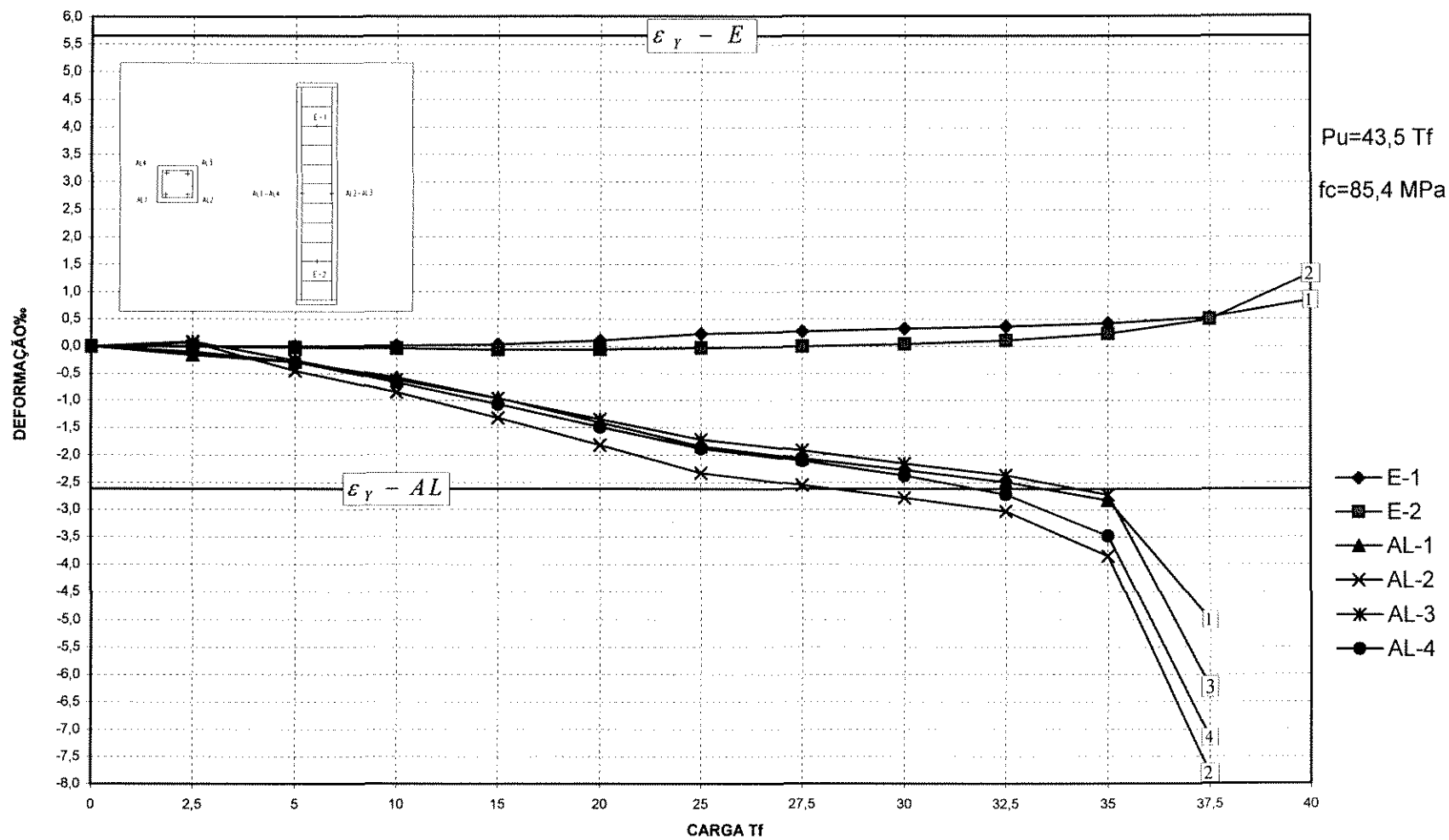


FIGURA 4.7 - Deformações nas armaduras

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ225-I

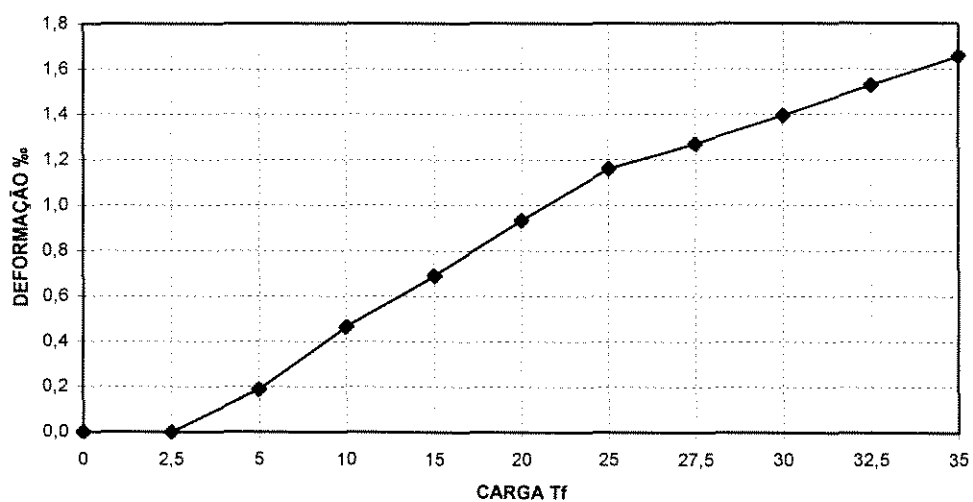


FIGURA 4.8 - Encurtamento do pilar

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ225-II

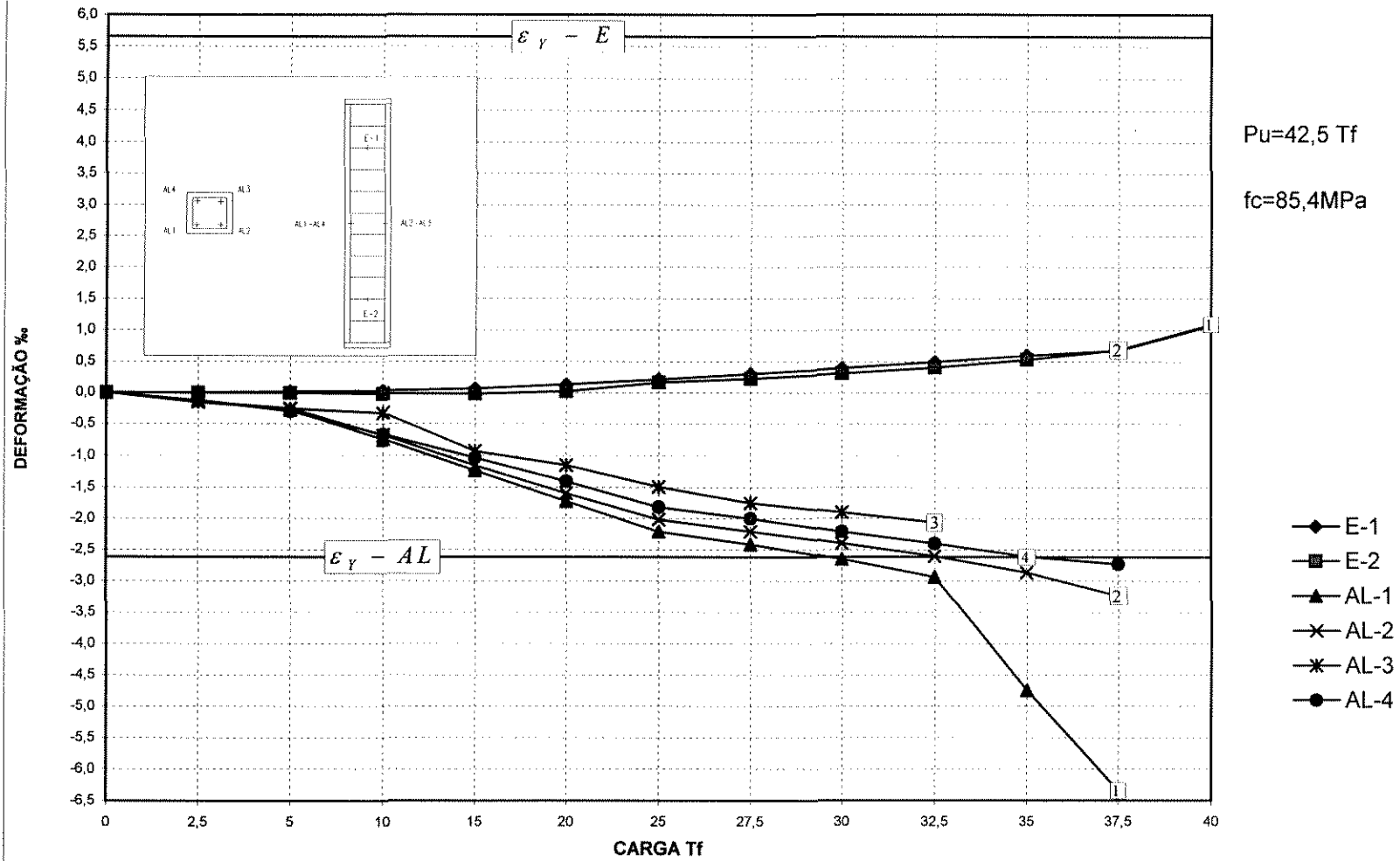
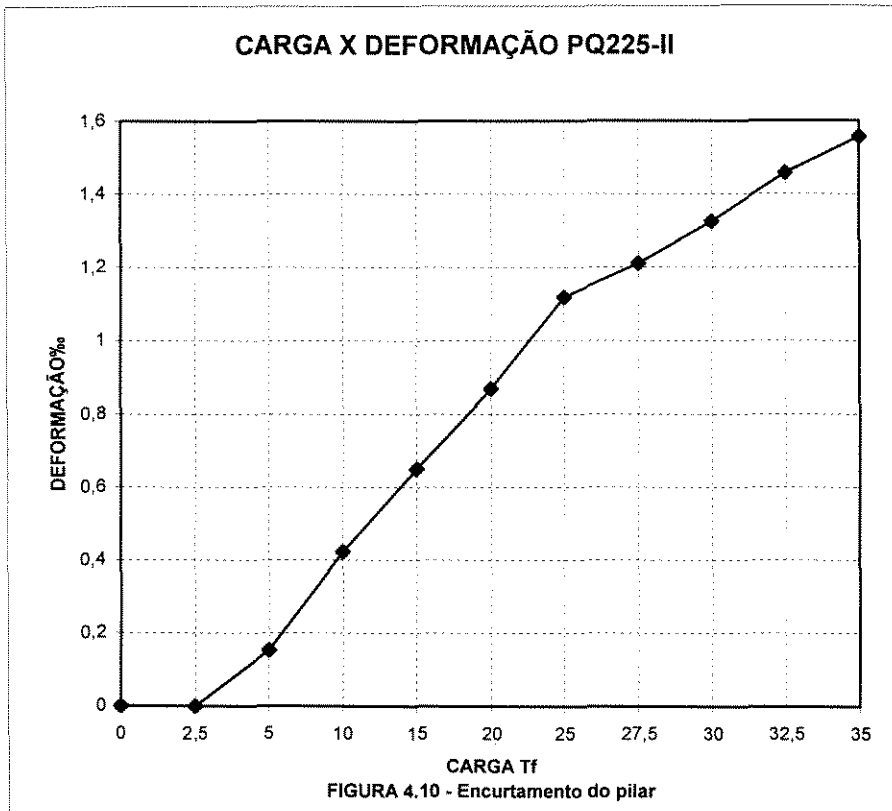


FIGURA 4.9 - Deformações nas armaduras



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
INSTITUTO DE ENGENHARIA DE CIVIL
LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ250-I

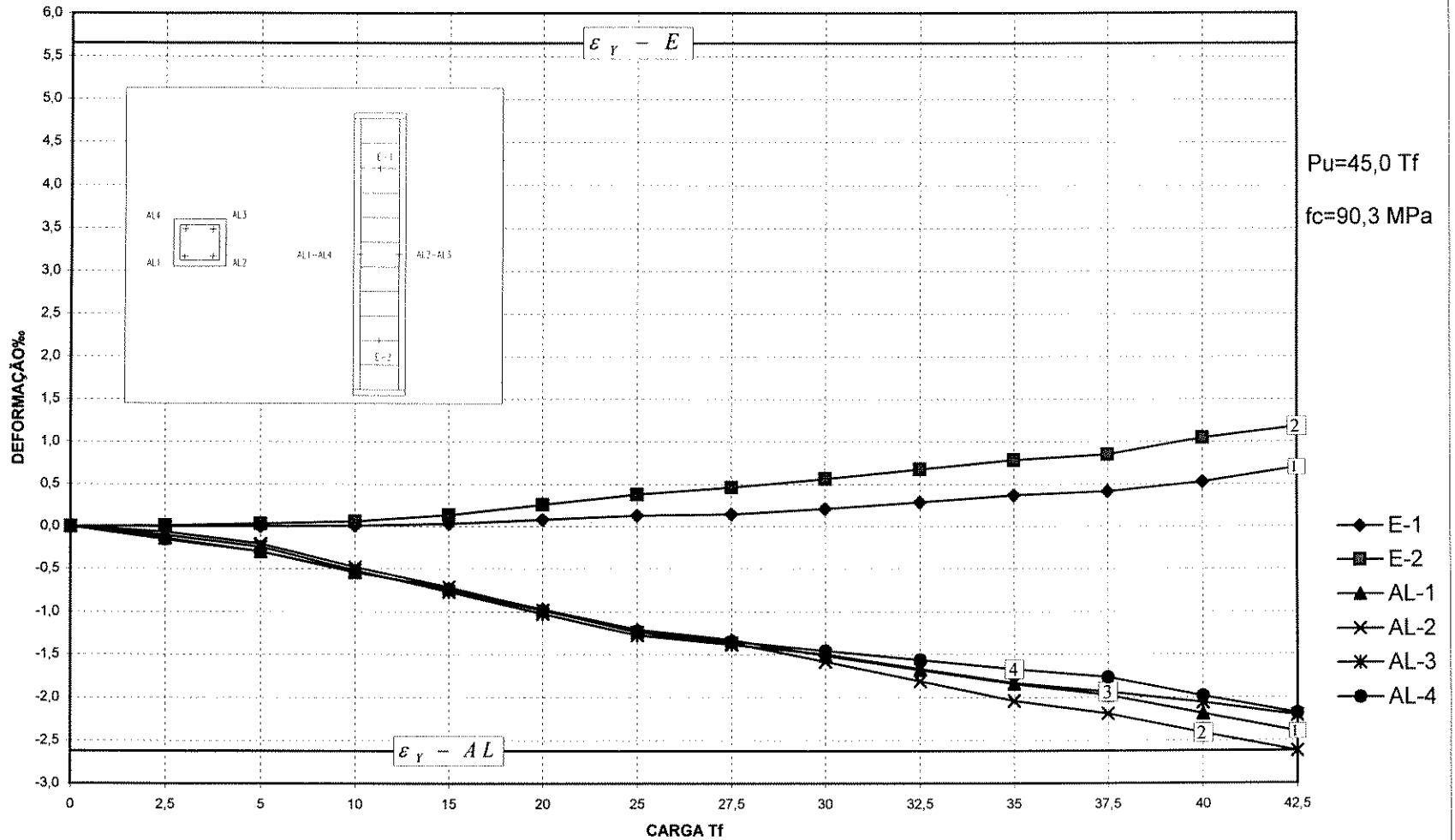
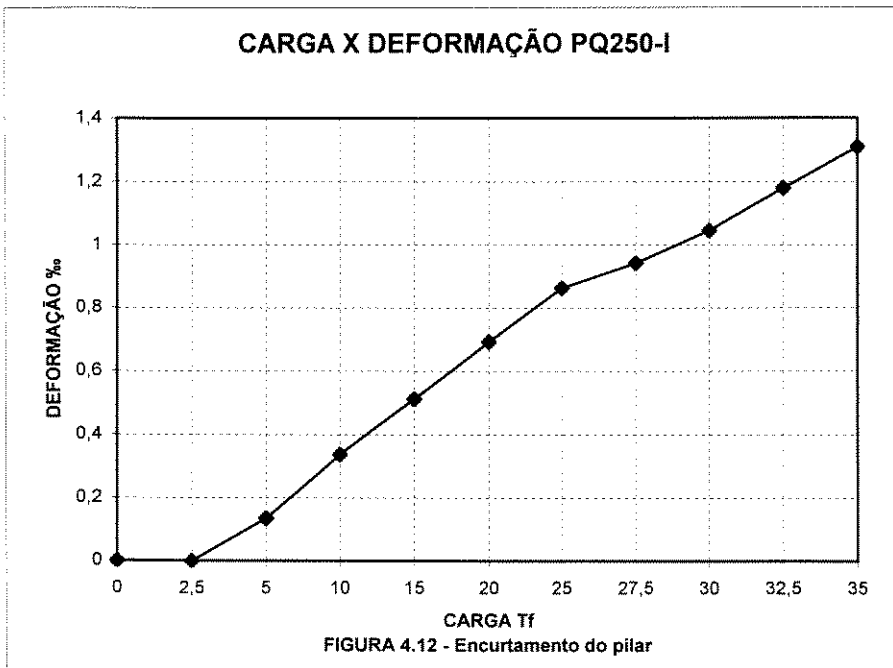


FIGURA 4.11 - Deformações nas armaduras



CARGA X DEFORMAÇÃO PQ250-II

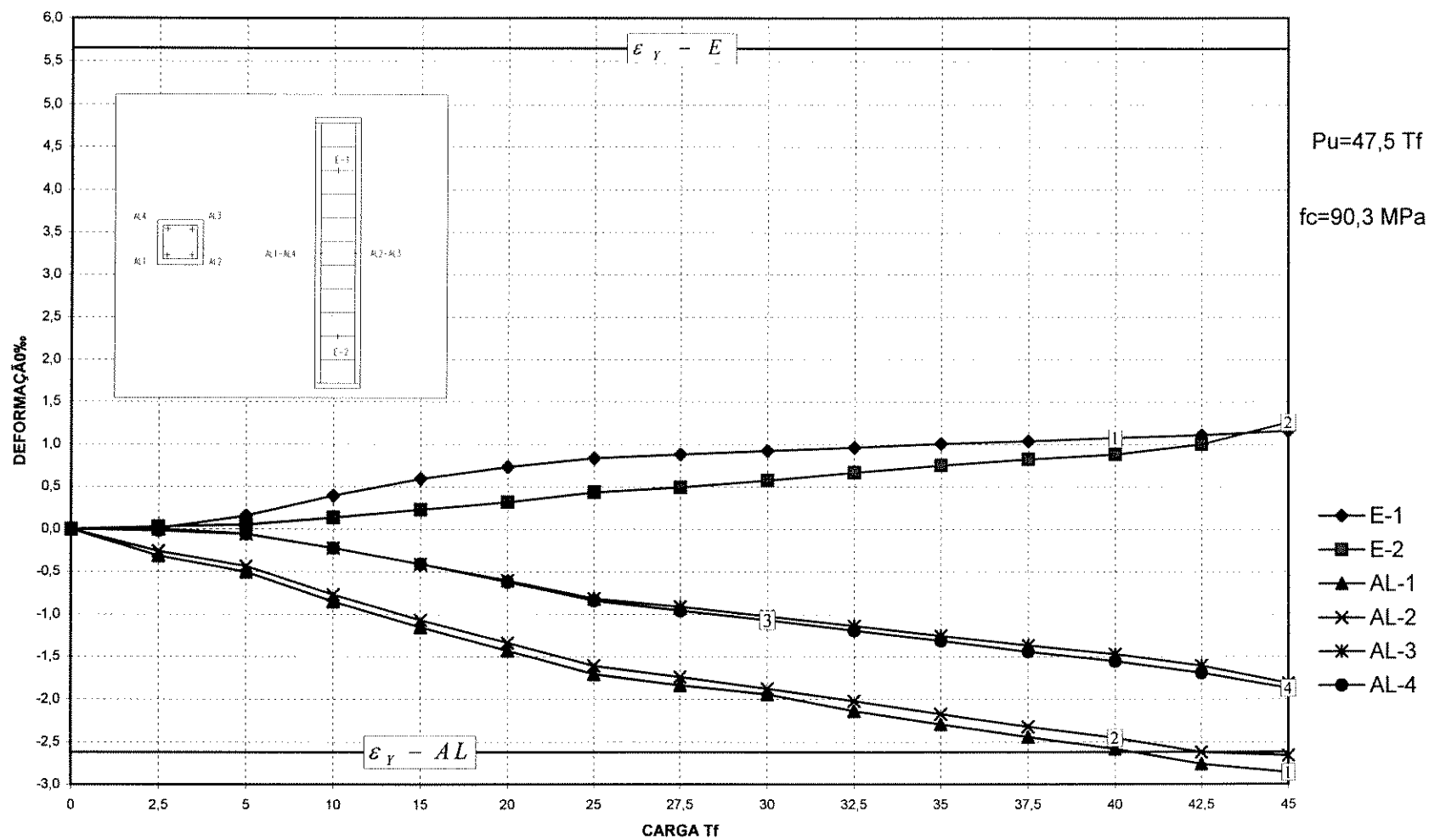
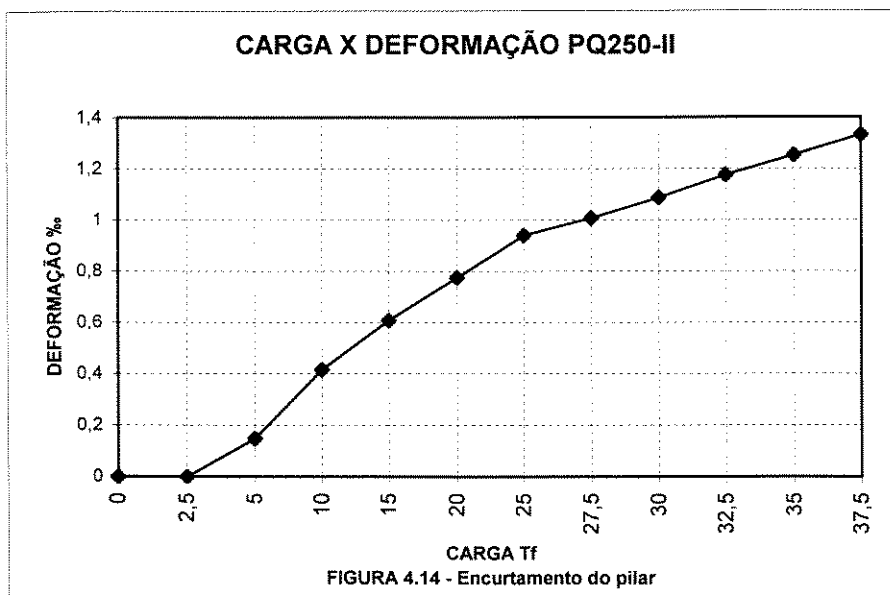


FIGURA 4.13 - Deformações nas armaduras



4.4 ESTUDO DOS PILARES DE SEÇÃO 80,0 X 120,0 X 480,0 (mm)

Os ensaios obedeceram a ordem crescente das taxas de armaduras transversais.

Para os pilares PR200-I e II, houve flambagem nas barras longitudinais e abertura dos estribos. Não apareceu nenhuma fissura antes dos pilares se romperem, acarretando a explosão, o que provou que a armadura não foi suficiente para suportar a alta resistência à compressão do concreto (90,27 Mpa). Logo, ficou evidenciada a necessidade do aumento das taxas de armaduras transversais.

Os pilares quadrados se comportaram melhor que os pilares retangulares. A tentativa de ductilizar os pilares ainda não foi eficiente, sendo que o combate contra às excentricidades acidentais não foi resolvido. Mesmo os pilares com taxa de armadura 2,50% que houve aparecimento de muitas fissuras antes de romper, ocorreu flexão normal composta e excentricidade.

No pilar PR200-I, as armaduras longitudinais escoaram antes do concreto atingir a tensão de ruptura. Notou-se, pela figura 4.16, que as deformações nas barras longitudinais foram semelhantes.

Já nos pilares PR250-II, as barras longitudinais AL-2 e AL-3 dispostas no mesmo lado, conforme figura 4.26, sofreram deformações menores e semelhantes, percebendo a ocorrência de flexão normal composta.

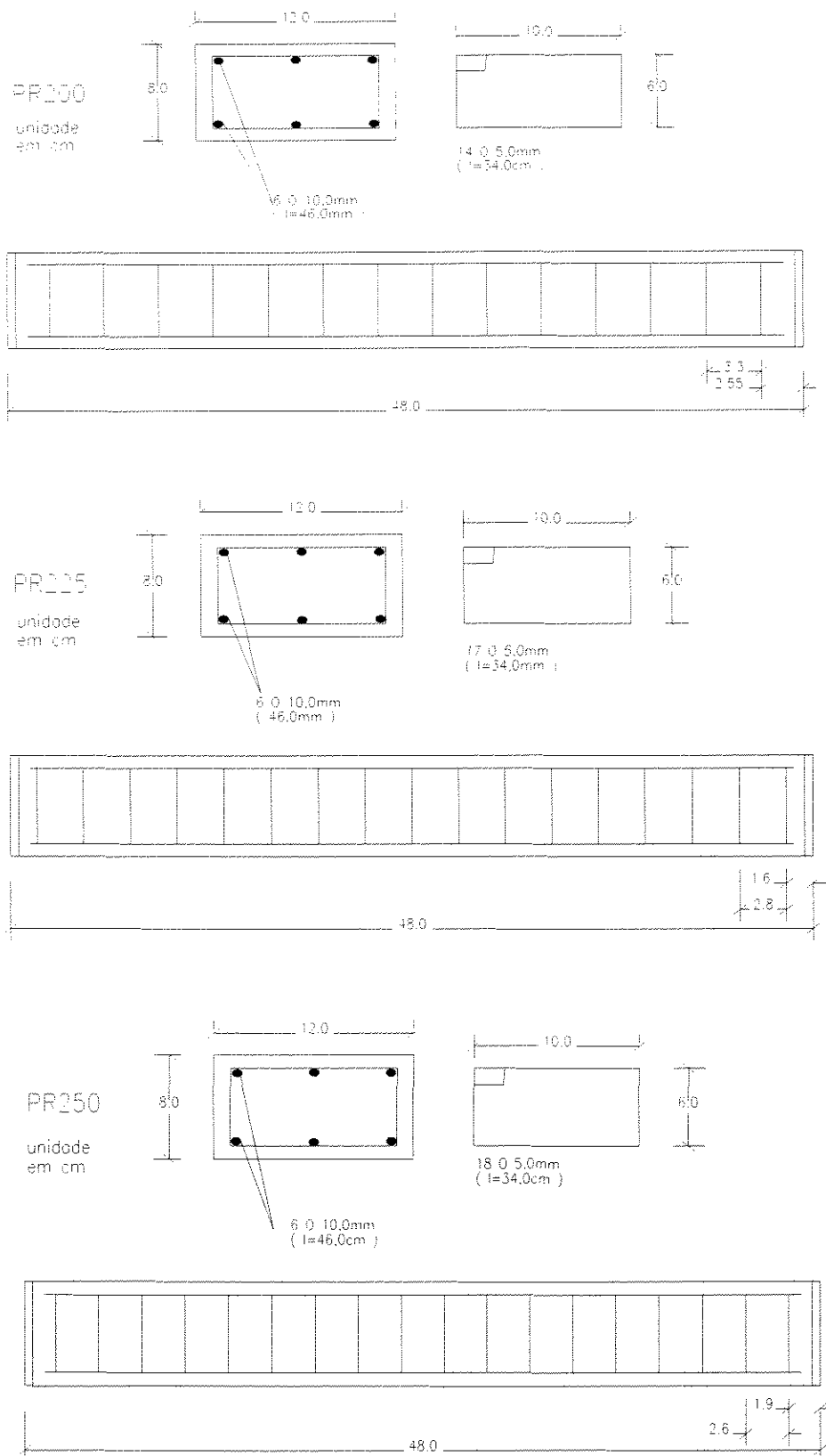
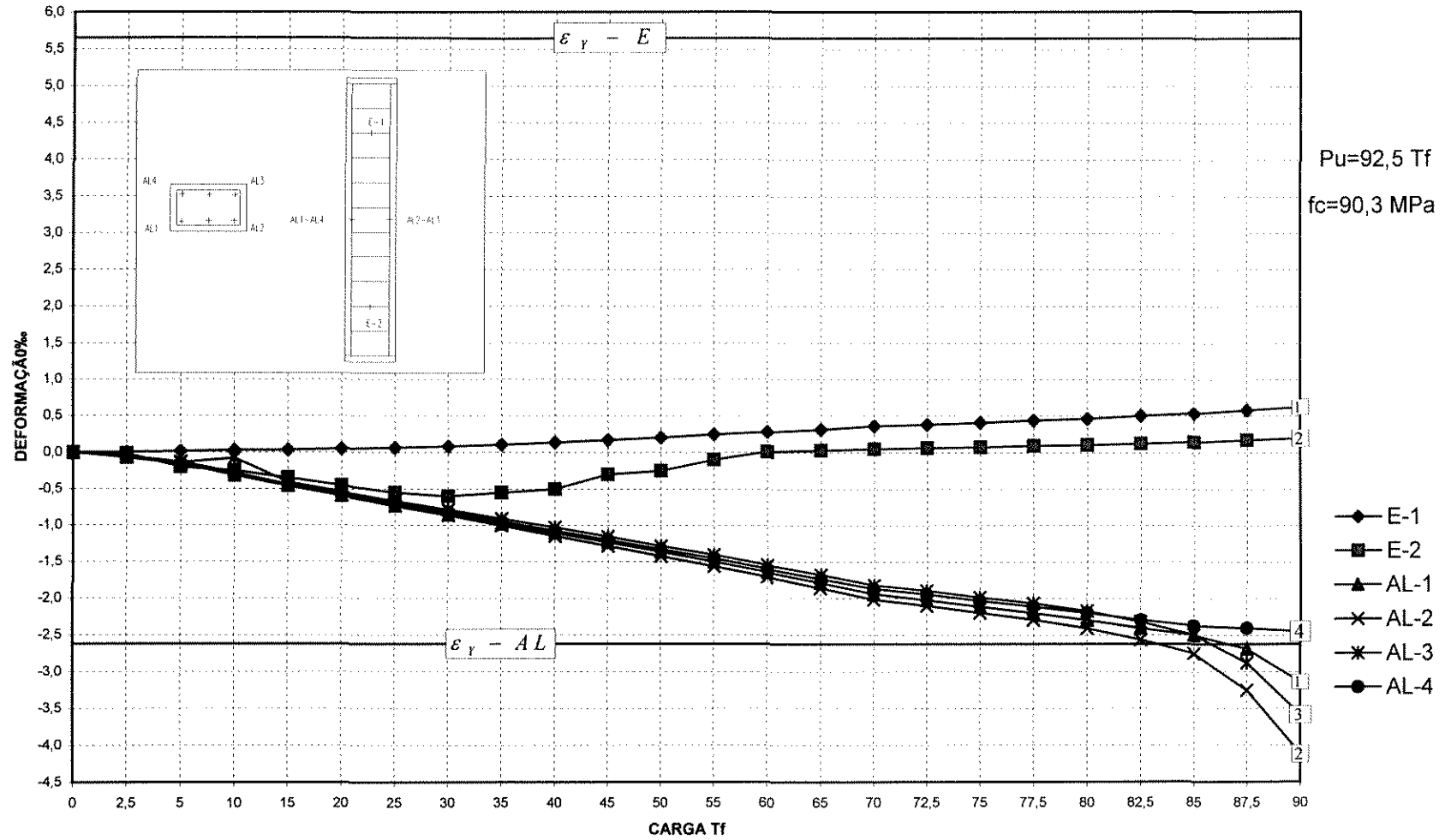
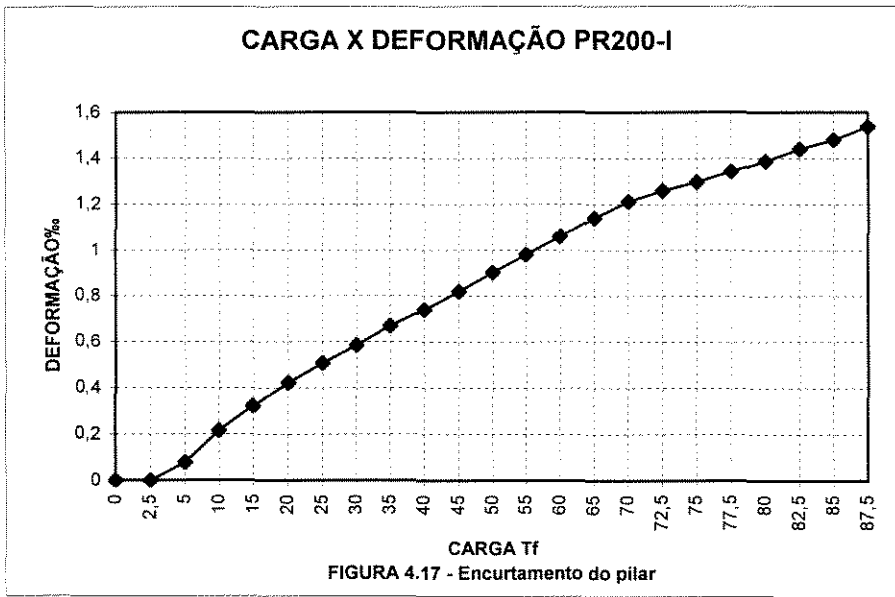


FIGURA 4.15 - Esquema de armação dos pilares retangulares

CARGA X DEFORMAÇÃO PR200-I





CARGA X DEFORMAÇÃO PR200-II

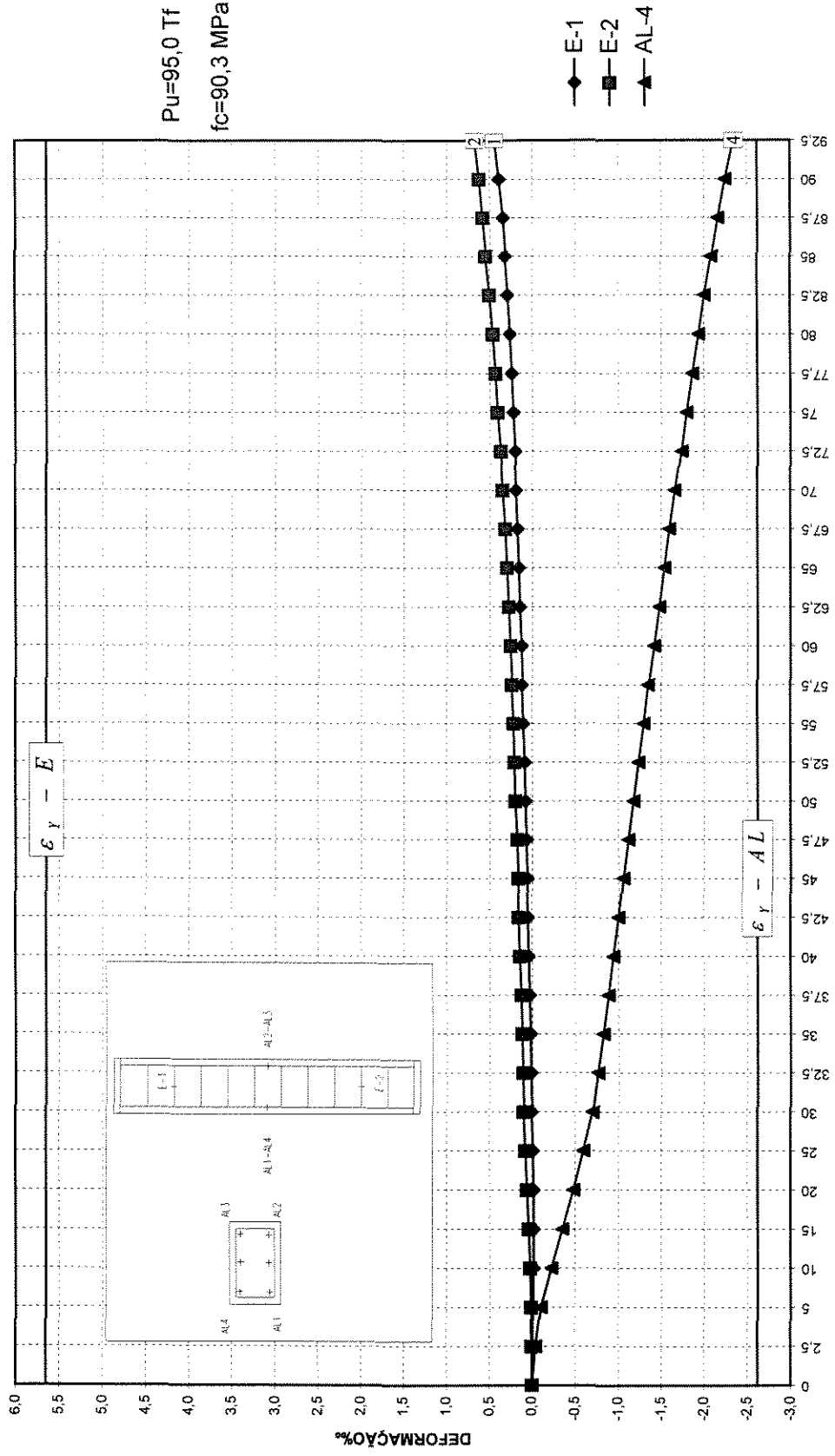


FIGURA 4.18 - Deformações nas armaduras

CARGA X DEFORMAÇÃO PR200-II

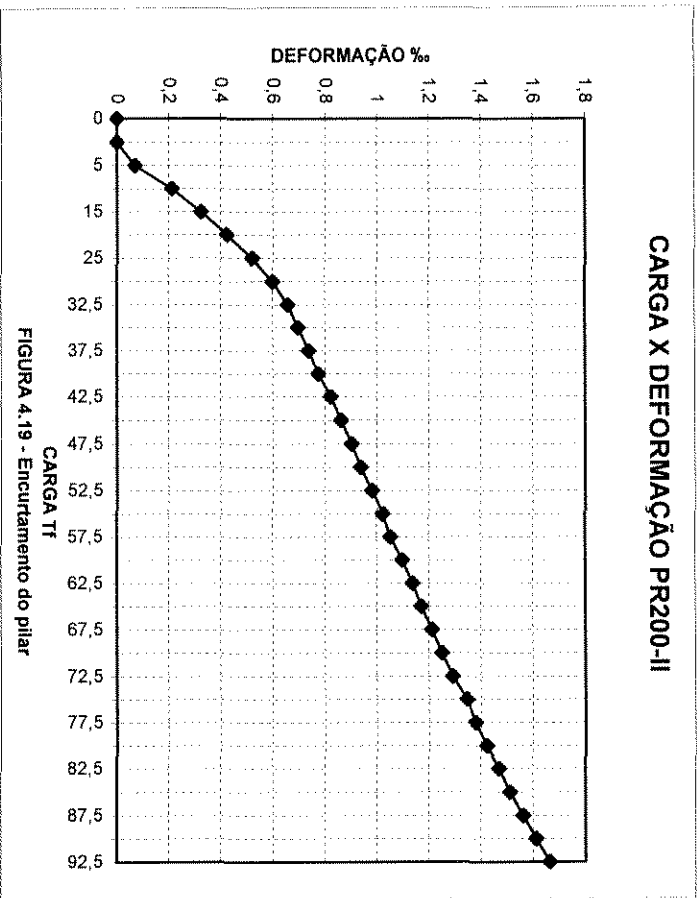
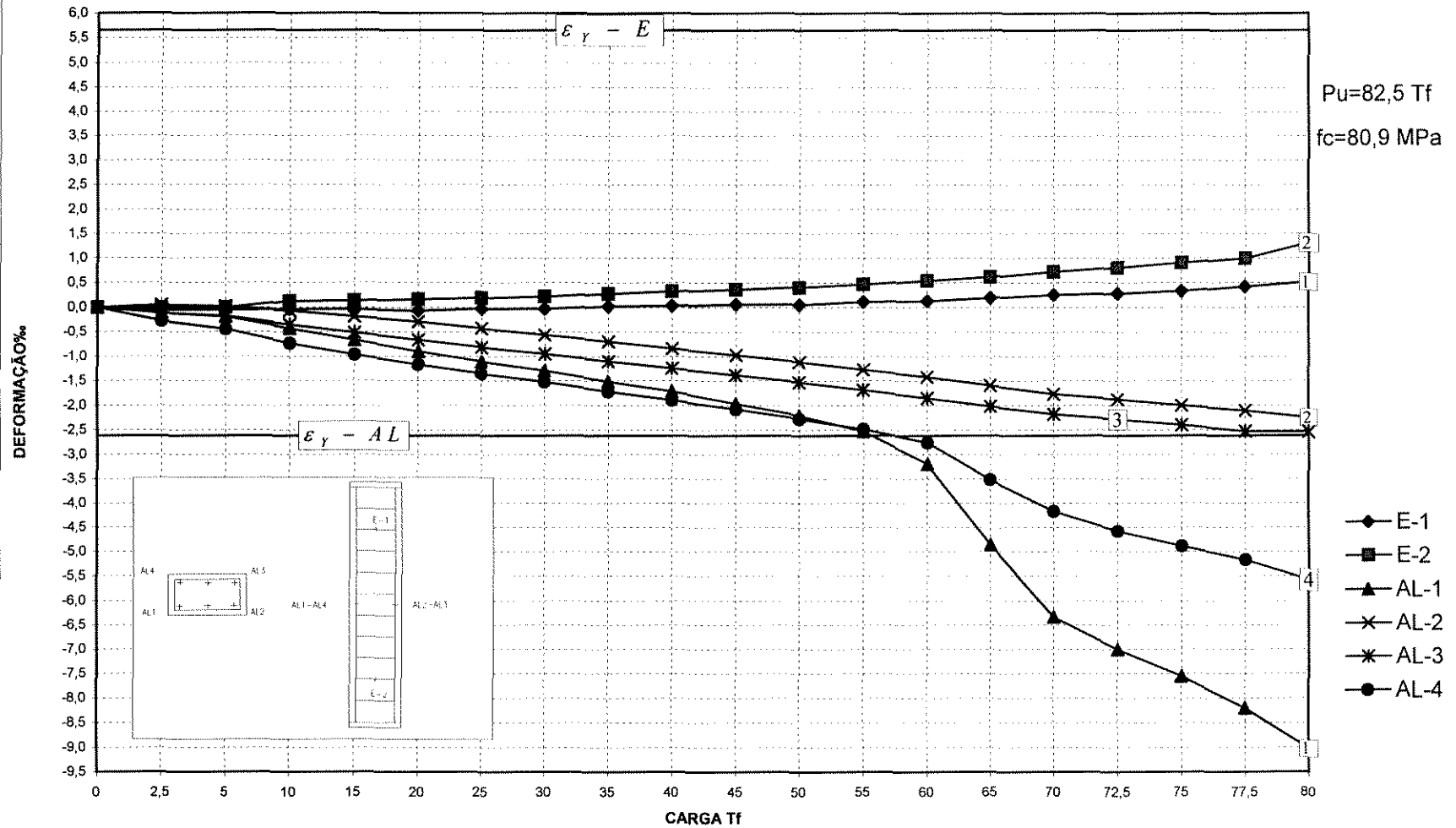
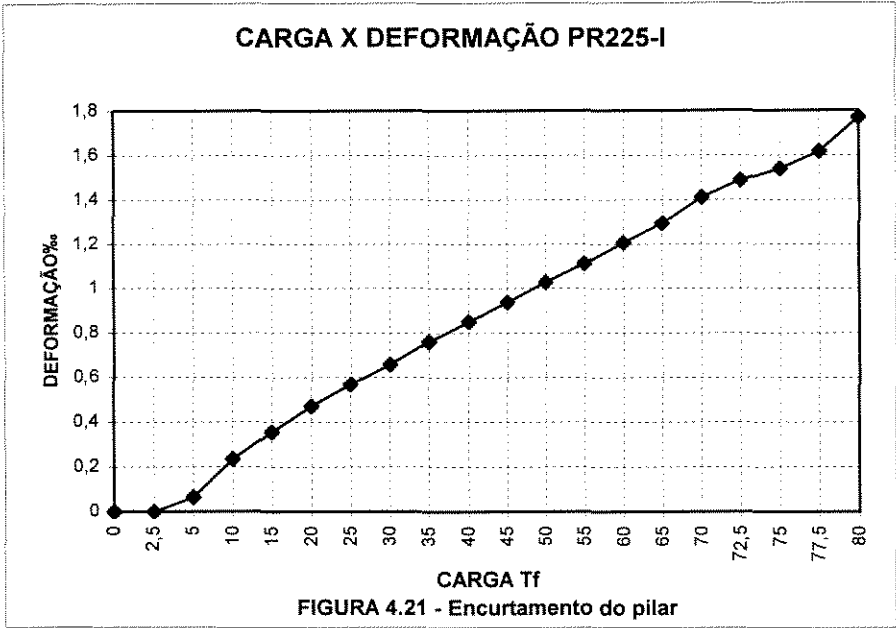


FIGURA 4.19 - Encurtamento do pilar

CARGA X DEFORMAÇÃO PR225-I





CARGA X DEFORMAÇÃO PR225-II

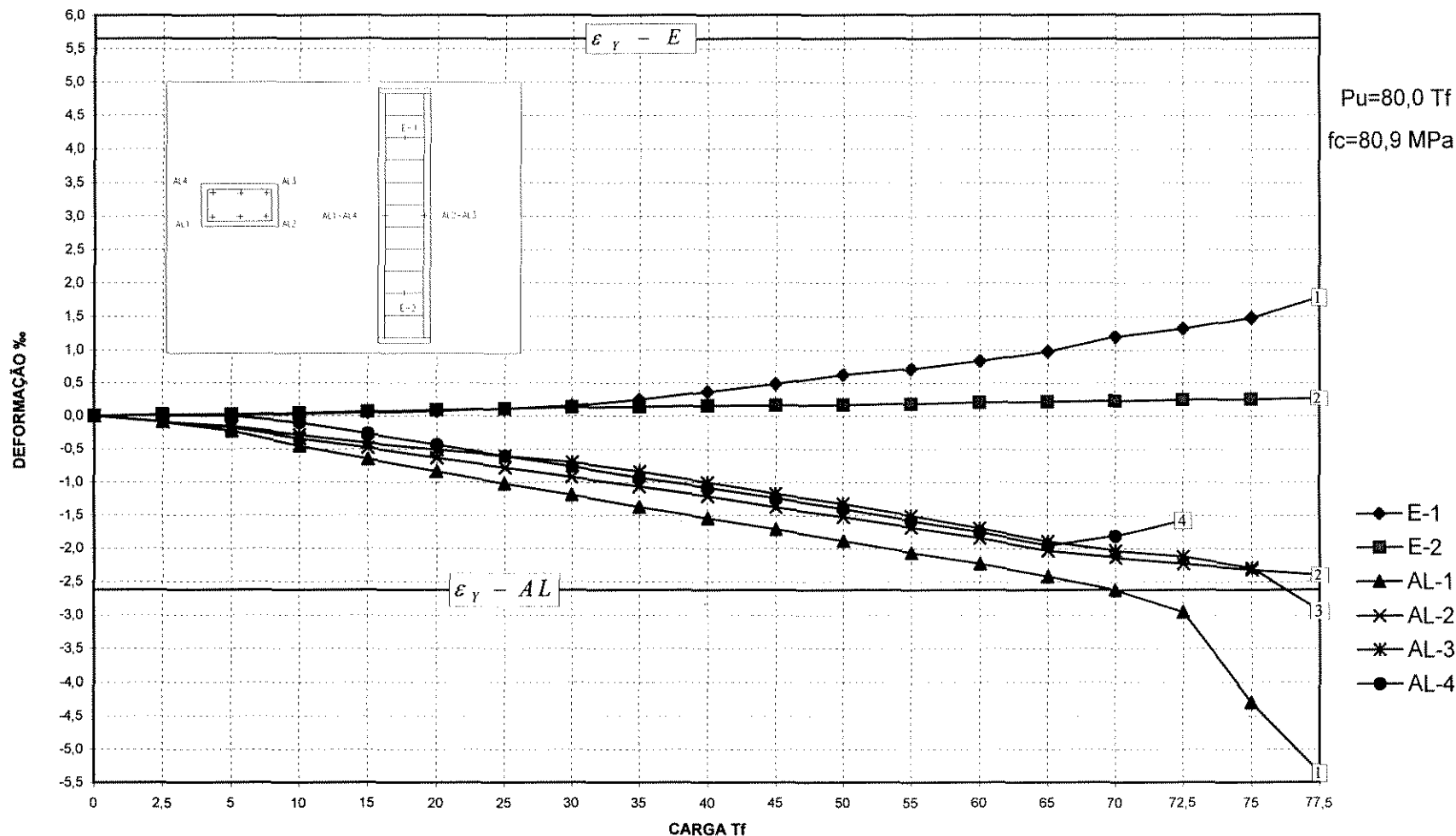
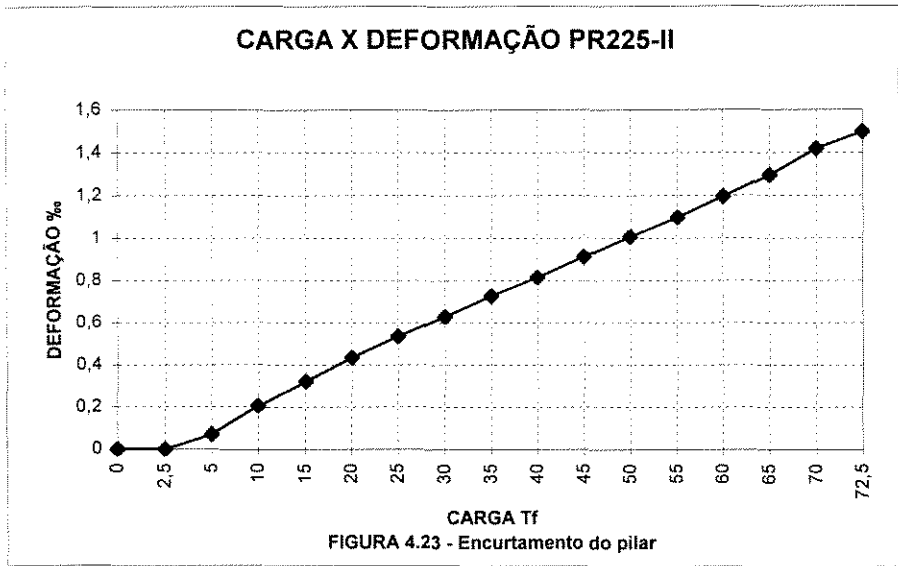


FIGURA 4.22 - Deformações nas armaduras



CARGA X DEFORMAÇÃO PR250-I

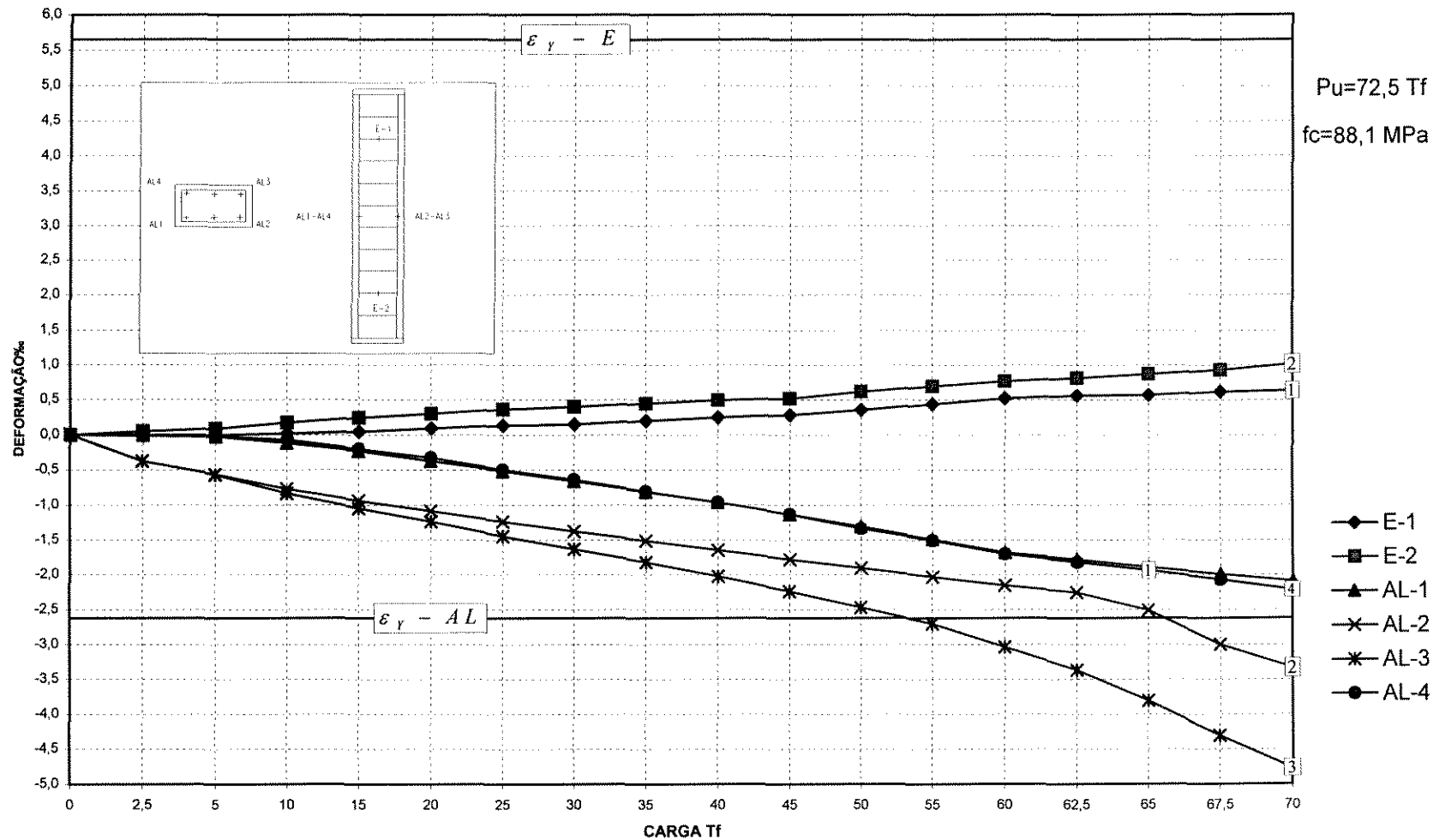
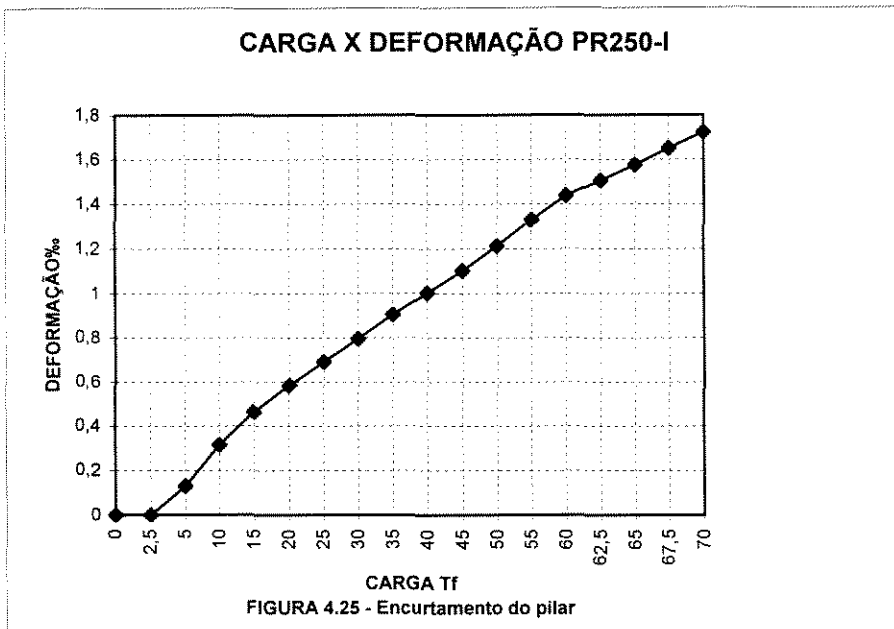


FIGURA 4.24 - Deformações nas armaduras



CARGA X DEFORMAÇÃO PR250-II

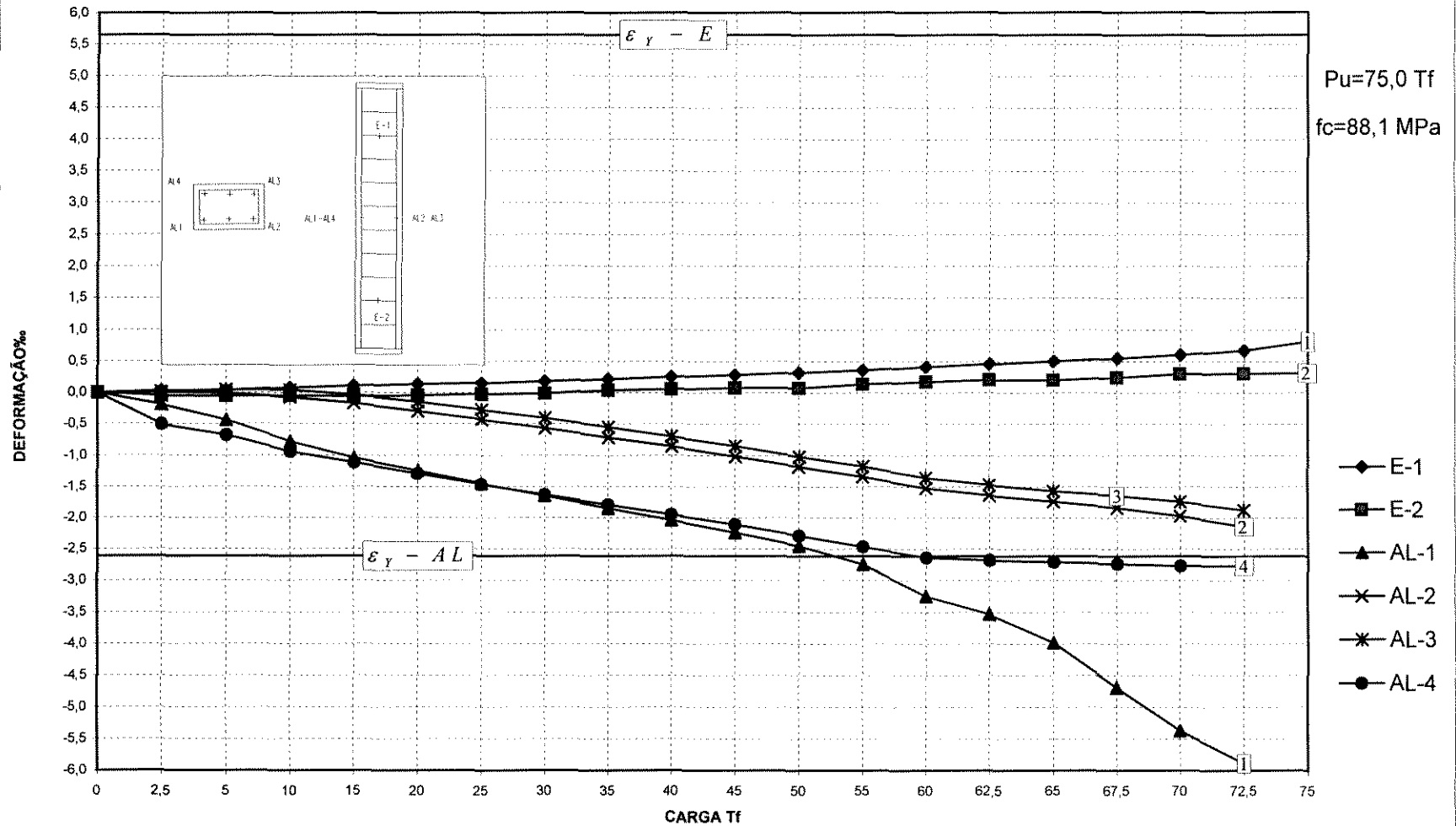
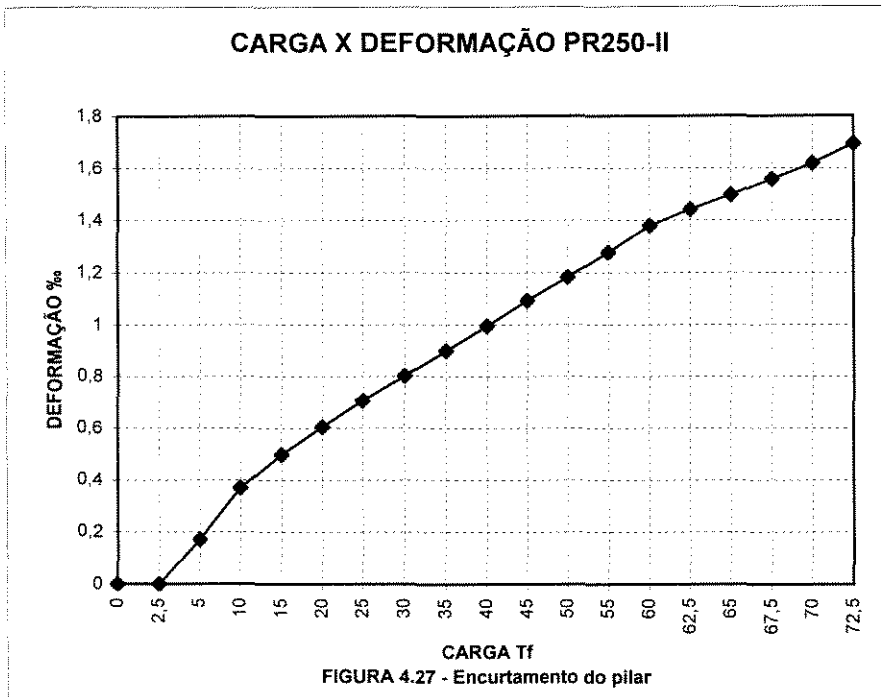


FIGURA 4.26 - Deformações nas armaduras



5.1 ANÁLISE DOS TUBOS QUADRADOS E RETANGULARES

5.1.1 JUSTIFICATIVA PARA O ESTUDO DE TUBOS METÁLICOS CONFINANDO O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Até o presente estágio desta pesquisa obteve-se a ductilidade do concreto de alta resistência usado em pilares quadrados e retangulares, confinando o núcleo de concreto com armadura transversal, aumentando-se gradativamente as taxas usadas.

Somando à necessidade de altas taxas de armadura de confinamento transversal, foi interessante substituir as armaduras usuais por tubo metálico, e confinar concreto em seu interior, como já foi estudado com tubo metálico cilíndrico. Procurou-se estudar pilares com tubos metálicos de forma quadrada e retangular, supondo-se maior eficiência no conjunto viga-pilar onde a viga seria presa ao pilar por armadura de espera soldada nas faces metálicas.

Sob esse enfoque foi desenvolvido em estudo analisando a capacidade de confinamento imposta por tubo metálico tendo em seu interior concreto de alta resistência.

Os pilares mistos foram feitos com chapa de aço, estas chapas foram cortadas e dobradas como cantoneira de abas iguais e depois soldadas, formando tubos quadrados e retangulares e preenchidos com concreto de alta resistência.

5.2 ESCOLHA DA ESPESSURA DOS TUBOS METÁLICOS

A área transversal das paredes dos tubos metálicos foi compatível com a área das armaduras transversal e longitudinal, empregadas nos pilares quadrados e retangulares armados usualmente.

Levou-se em consideração também as diferenças entre as tensões de escoamento dos aços das chapas usadas e as tensões de escoamento das barras.

5.2.1 VOLUME TOTAL DAS ARMADURAS TRANSVERSAL E LONGITUDINAL DOS PILARES ARMADOS USUALMENTE

Os volumes das armaduras dos pilares foram calculados, da seguinte forma:

ϕ_t = diâmetro da barra - armadura transversal;

ϕ_l = diâmetro da barra - armadura longitudinal;

p = perímetro do estribo;

l = comprimento das barras longitudinais;

n_e = número de estribos;

n_b = número de barras longitudinais;

V_t = volume das barras da armadura transversal do pilar;

V_l = volume das barras da armadura longitudinal do pilar;

$$V_t = (\pi \cdot \phi_t^2 / 4) \cdot p \cdot n_e \quad (5.1)$$

$$V_l = (\pi \cdot \phi_l^2 / 4) \cdot l \cdot n_b \quad (5.2)$$

Foram usados nos pilares armados usualmente armaduras com diâmetros $\phi_t = 5,0$ mm e $\phi_l = 10,0$ mm. Nas tabelas 5.1 e 5.2 estão os volumes das barras das armaduras longitudinal e transversal dos pilares armados usualmente.

TABELA 5.1 - Volumes das barras transversal e longitudinal dos pilares armados usualmente de seção 80,0 x 80,0 x 480,0 (mm).

ρ_l (%)	ρ_t (%)	n_b	n_e	p (mm)	l (mm)	V_l (mm ³)	V_t (mm ³)
3,2	2,00	4	13	260	460	144513,26	66366,14
3,2	2,25	4	14	260	460	144513,26	71471,23
3,2	2,50	4	16	260	460	144513,26	81681,41

TABELA 5.2 - Volumes das barras transversal e longitudinal dos pilares armados usualmente de seção 80,0 x 120,0 x 480,0 (mm).

ρ_l (%)	ρ_t (%)	n_b	n_e	p (mm)	l (mm)	V_l (mm ³)	V_t (mm ³)
4,4	2,00	6	14	340	460	216769,89	93462,38
4,4	2,25	6	17	340	460	216769,89	113490,03
4,4	2,50	6	18	340	460	216769,89	120165,92

5.2.2 CÁLCULO DOS COEFICIENTES DEVIDO A VARIAÇÃO DE TENSÕES DOS AÇOS DOS PILARES E OS DAS CHAPAS METÁLICAS

Para o aço CA60B com diâmetro de 5,0 mm tem-se uma tensão de 6000 Kgf/cm² e para o aço CA50A de diâmetro 10,0 mm tem-se uma tensão de 5000 Kgf/cm².

Adotou-se tubos metálicos SAE-1010 possuindo uma tensão de 2000 Kgf/cm².

Estimou-se um coeficiente para armadura transversal e longitudinal:

C_t = coeficiente da armadura transversal;

C_l = coeficiente da armadura longitudinal;

$$C_t = 2000/6000 = 0,33$$

$$C_l = 2000/5000 = 0,40$$

5.2.3 CÁLCULO DAS ESPESSURAS DAS CHAPAS METÁLICAS

As espessuras das chapas metálicas foram obtidas adotando-se os volumes das armaduras transversais e longitudinais dos pilares de concreto armado, no entanto estes volumes foram divididos pelos coeficientes calculados acima, devido a diferença de tensões entre os aços das barras transversais e longitudinais e o aço das chapas metálicas.

Com este cálculo foram obtidos os volumes dos aços das chapas metálicas, conforme os valores obtidos em seguida:

V_c = volume de aço da chapa metálica;

e = espessura da chapa metálica;

$$V_c = (V_t / C_t + V_l / C_l) / 2 \quad (5.3)$$

Para os pilares mistos foi adotada uma altura de 460mm, e como os pilares de concreto armado eram de 80,0mm x 80,0mm x 480,0 mm, com taxa de armadura longitudinal de 3,2% e com taxa de armadura transversal variável, adotando-se um

perfil “U” de 60mm de alma e 30mm de aba, foram calculadas as espessuras das chapas metálicas, para os pilares de seção quadrada.

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,0% tem-se:

$$V_c = (66366,14/0,33 + 144513,26/0,40)/2 = 281196,33$$

$$[60 \times 30 - (60 - 2 \times e) \cdot (30 - e)] \cdot 460 = 281196,33$$

$$920 \cdot e^2 - 55200 \cdot e + 281196,33 = 0$$

$$\text{logo } e = 5,62 \text{ mm ,}$$

$$\text{portanto } e_{\text{adotado}} = 5,56 \text{ mm .}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,25% tem-se:

$$V_c = (71471,23/0,33 + 144513,26/0,40)/2 = 288931,32$$

$$920 \cdot e^2 - 55200 \cdot e + 288931,32 = 0$$

$$\text{logo } e = 5,79 \text{ mm ,}$$

$$\text{portanto } e_{\text{adotado}} = 5,56 \text{ mm .}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,50% tem-se:

$$V_c = (81681,41/0,33 + 144513,26/0,40)/2 = 304401,29$$

$$920 \cdot e^2 - 55200 \cdot e + 304401,29 = 0$$

$$\text{logo } e = 6,14 \text{ mm ,}$$

$$\text{portanto } e_{\text{adotado}} = 6,35 \text{ mm .}$$

Comparando com os pilares de 80,0mm x 120,0mm x 480,0mm com taxa de armadura longitudinal de 4,4% e com armadura transversal variável, adotando-se um perfil “U” de 60mm de alma e 50 mm de aba, foram calculados as espessuras das chapas metálicas, para os pilares retangulares.

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,0% tem-se:

$$V_c = (93462,38/0,33 + 216769,89/0,40)/2 = 412572,03$$

$$[60 \times 50 - (60 - 2 \times e) \cdot (50 - e)] \cdot 460 = 412572,03$$

$$920 \cdot e^2 - 73600 \cdot e + 412572,03 = 0$$

$$\text{logo } e = 6,0 \text{ mm ,}$$

$$\text{portanto } e_{\text{adotado}} = 5,56 \text{ mm .}$$

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,25% tem-se:

$$V_c = (113490,03/0,33 + 216769,89/0,40)/2 = 442916,95$$

$$920.e^2 - 73600.e + 442916,95 = 0$$

logo $e = 6,55 \text{ mm}$,

portanto $e_{\text{adotado}} = 6,40 \text{ mm}$.

Nos pilares com taxa de armadura transversal de 2,50% tem-se:

$$V_c = (120165,92/0,33 + 216769,89/0,40)/2 = 453031,94$$

$$920.e^2 - 73600.e + 453031,94 = 0$$

logo $e = 6,72 \text{ mm}$,

portanto $e_{\text{adotado}} = 6,40 \text{ mm}$.

Após a definição das chapas que seriam adequadas para execução dos perfis “U”, foram adquiridas em função das espessuras encontradas no mercado, aço SAE 1008/1010 de 5,0 mm e 6,9 mm.

As chapas metálicas usadas para execução dos tubos metálicos, foram retiradas duas amostras (corpo de prova) de cada chapa. As amostras foram cortadas de acordo com a NBR 6152 (1992) com intuito de obter as propriedades mecânicas à tração. Os valores das figuras 5.1 e 5.2 respeitaram as dimensões dos corpos de prova segundo a Norma.

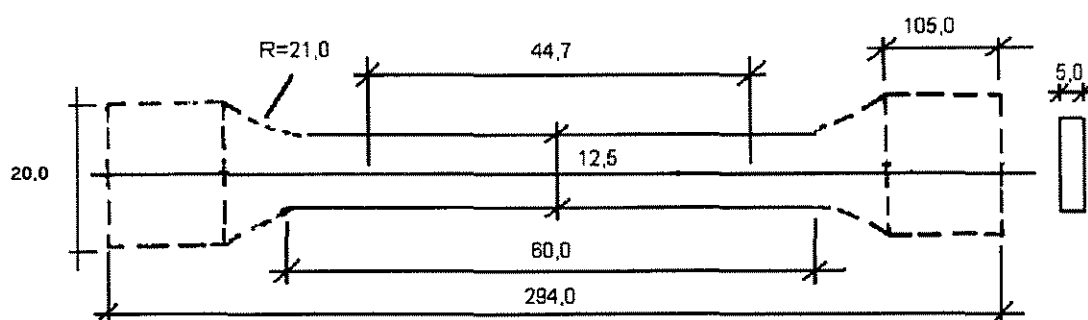


FIGURA 5.1 - corpo de prova, para espessura de chapa de 5,0 mm (todas as unidades estão em mm).

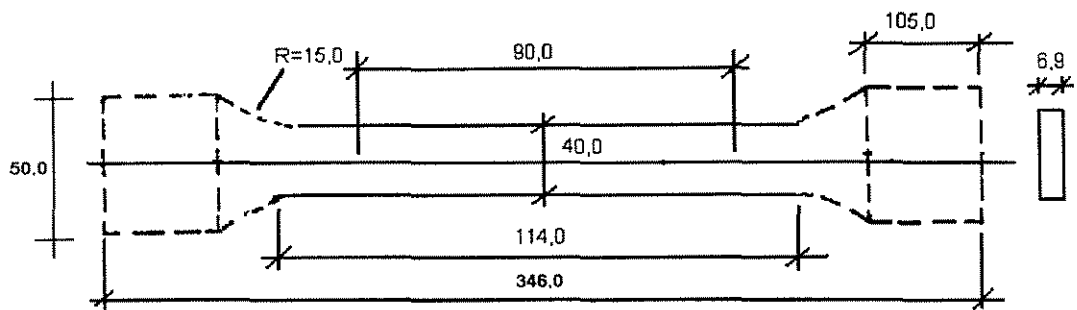


FIGURA 5.2 - corpo de prova, para espessura de chapa de 6,9 mm (todas as unidades estão em mm).

Dos ensaios de tração dos corpos de prova, realizados na máquina universal de ensaio do laboratório da Unicamp, foram obtidos os seguintes resultados:

para a chapa metálica de espessura de 5,0mm:

tensão de tração última(ruptura) $f_u = 403,2$ MPa ;

alongamento no escoamento $\epsilon_y = 2,63$ ‰ ;

tensão de escoamento $f_y = 320,0$ MPa ;

alongamento percentual após à ruptura $\epsilon = 27,29\%$;

estricção 56,98% .

para a chapa metálica de espessura de 6,9mm:

tensão de tração última(ruptura) $f_u = 313,4$ MPa ;

alongamento no escoamento $\epsilon_y = 1,17$ ‰ ;

tensão de escoamento $f_y = 235,5$ MPa ;

alongamento percentual após à ruptura $\epsilon = 21,2\%$;

estricção 47,04 % .

De acordo com a UNS¹, comparando com os resultados do ensaio, tem-se que a chapa de espessura 5,0 mm é aço carbono estrutural laminado a frio e a chapa de espessura 6,9 mm é aço carbono laminado a quente.

¹ UNS - "Unified Numbering System for Metals and Alloys", Society of Automotive Engineers, Warrendale, Pa., 1975. Esta referência contém as classificações correspondentes para as especificações da ASTM, AISI, FED, MIL SPEC e SAE, na qual esta citado no livro do SHIGLEY(1982) Elementos de Máquina 1, 3^o ed..

Os perfis “U” foram obtidos por dobramento a frio das chapas de aço, conforme critérios e procedimentos ilustrados no Anexo 1 deste trabalho.

Para obtenção dos tubos quadrados e retangulares usados nos pilares mistos os perfis “U” foram soldados, sendo usado a solda do tipo MIG.

Objetivando ilustrar as características e a propriedade da solda MIG, forneceu-se as informações que constam do Anexo 2 deste trabalho.

5.3 CÁLCULO DOS LIMITES MÉDIOS DE ESCOAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

Como as chapas de aço foram dobradas à frio, esta operação aumentou o limite de escoamento e a resistência à tração diminuindo ao mesmo tempo a ductilidade; como alterou as propriedades da seção transversal, o limite de escoamento pode ser determinado fazendo-se a média ponderada entre os limites de escoamento dos cantos e os limites de escoamento dos elementos planos de acordo com a expressão abaixo:

$$f_y' = f_y + 5D (f_u - f_y) / W^* \quad (A1.1)$$

onde:

f_y' = limite médio de escoamento da seção transversal.

f_y, f_u = limite de escoamento e limite de resistência à tração respectivamente do aço virgem.

D = soma dos ângulos de dobramento dividida por 90^0 .

W^* = relação entre comprimento da linha do esqueleto da mesa da seção transversal de uma barra fletida ou do comprimento total da seção transversal de uma barra comprimida ou tracionada, e a espessura.

Neste trabalho foi levado em conta o aumento de resistência nas propriedades mecânicas do aço devido ao trabalho a frio, alterando o limite de escoamento do aço, e desprezando as tensões residuais causadas pelo dobramento a frio e soldagem.

Os perfis quando soldados, foram considerados como tubos quadrados, aqueles que deveriam ter a seção 60 mm x 60 mm, obtiveram aproximadamente 60 mm x 70 mm, e tubos retangulares aqueles que deveriam ter 60 mm x 100 mm, obtiveram 59 mm x 100 mm pois quando as chapas foram dobradas, alterou-se um pouco a dimensão dos perfis e com a soldagem aumentou a seção transversal, pela folga deixada para a penetração da solda.

A seguir serão relacionados as dimensões com seus respectivos limites médios de escoamento, conforme equação A1.1¹ do anexo 1.

A nomenclatura usada para identificar cada modelo foi a seguinte:

PWX-Y

W= pilar quadrado ou retangular;

X= espessura da chapa metálica (5,0mm ou 6,9mm);

Y= índice numérico que define o modelo ensaiado.

Como exemplo um pilar quadrado com espessura 5,0mm e primeiro ensaio, seguindo a identificação usada esse seria o modelo PQ50-I.

TABELA 5.3 - Limite médio de escoamento das seções transversais

PILAR	SEÇÃO TRANSVERSAL (mm)	ESPESSURA (mm)	f_y' (MPa)
PQ50-I	57,8 X 71,4	5,0	347,8
PQ50-II	58,0 X 71,4	5,0	348,0
PQ69-I	60,0 X 73,2	6,9	272,5
PQ69-II	60,3 X 72,9	6,9	272,4
PR50-I	59,6 X 100,0	5,0	354,9
PR50-II	58,4 X 100,1	5,0	354,8
PR69-I	58,9 X 100,3	6,9	280,5
PR69-II	59,2 X 100,3	6,9	280,5

¹ Esta equação foi retirada da norma canadense - CSA(1984), publicada no 3^o colóquio de estruturas de aço na PUC/RJ, realizado de 11 a 14 de julho de 1988 - Rio de Janeiro

5.4 CÁLCULO DAS CARGAS PREVISTAS

O traço usado para a concretagem dos pilares mistos, foi o mesmo usado para os pilares de concreto armado, traço A da tabela 2.1.

A média da resistência a compressão dos corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) aos vinte e oito dias foi de $f_c = 80,21$ MPa.

Dos valores obtidos nos ensaios à tração das chapas metálicas, obteve-se a tensão de escoamento da chapa e pela Norma Canadense o limite de escoamento médio das seções transversais dos pilares mistos.

Com esses dados, estimou-se as cargas de ruptura usando a equação:

$$P = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y \quad (4.1)$$

para os modelos de pilares mistos. Os resultados das cargas previstas e das cargas de ruptura dos ensaios estão apresentados nas tabelas 5.2 e 5.3, sendo que na tabela 5.2 a carga prevista foi calculada com o limite médio de escoamento da seção transversal e na tabela 5.3 o cálculo da carga prevista foi realizado com a tensão de escoamento das chapas metálicas.

TABELA 5.4 - cálculo das cargas previstas utilizando o limite de escoamento médio das seções transversais.

PILARES	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)	f_y' (MPa)	P(teórico) (Tf)	Pu(exp.) (Tf)	Pu/P
PQ50-I	29,35	80,21	11,92	354,9	65,85	70,00	1,06
PQ50-II	29,47	80,21	11,92	354,8	66,00	70,00	1,06
PQ69-I	27,44	80,21	16,48	280,5	68,24	75,00	1,10
PQ69-II	27,48	80,21	16,48	280,5	68,27	75,50	1,11
PR50-I	44,66	80,21	14,96	347,8	87,85	83,00	0,94
PR50-II	43,60	80,21	14,85	348,0	86,65	86,50	1,00
PR69-I	38,99	80,21	20,06	272,5	85,94	94,25	1,09
PR69-II	39,26	80,21	20,10	272,4	86,24	89,75	1,04

TABELA 5.5 - cálculo das cargas previstas utilizando a tensão de escoamento das chapas metálicas.

PILARES	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	A_s (cm ²)	f_y (MPa)	P(teórico) (Tf)	Pu(exp.) (Tf)	Pu/P
PQ50-I	29,35	80,21	11,92	320,0	61,69	70,00	1,13
PQ50-II	29,47	80,21	11,94	320,0	61,85	70,00	1,13
PQ69-I	27,44	80,21	16,48	235,5	60,82	75,00	1,23
PQ69-II	27,48	80,21	16,48	235,5	60,85	75,50	1,24
PR50-I	44,66	80,21	14,96	320,0	83,69	83,00	0,99
PR50-II	43,60	80,21	14,85	320,0	82,49	86,50	1,05
PR69-I	38,99	80,21	20,06	235,5	78,52	94,25	1,20
PR69-II	39,26	80,21	20,10	235,5	78,83	89,75	1,14

5.5 INSTRUMENTAÇÃO

Os pilares mistos tubo metálico + núcleo de concreto de alta resistência foram instrumentados com quatro defletômetros mecânicos Messner, com sensibilidade 0,01 e haste de 50 mm, posicionados juntos as quatro faces dos tubos. Com as deformações médias obtidas, traçou-se o diagrama de deformação (encurtamento) do tubo + concreto. Para analisar as deformações localizadas nas paredes dos pilares, foram usados extensômetros elétricos KYOWA, com base de medida de 5,0 mm, colocados em três posições diferentes ao longo da altura e nas faces onde não haviam soldas, com o objetivo de obter a deformação da seção transversal no ponto onde o extensômetro foi colado.

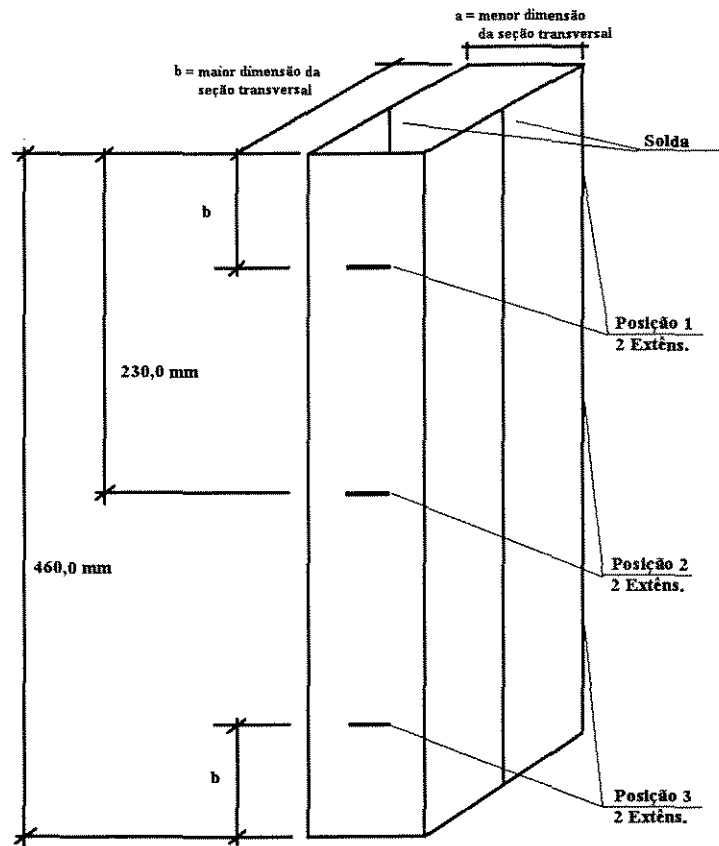


FIGURA 5.3 - Esquema de instrumentação dos pilares mistos

5.6 ANÁLISE DOS PILARES MISTOS

Nos pilares mistos de seção aproximadamente 60mm x 70mm chamados de PQX-Y, nota-se que a carga crítica foi bem acima da carga prevista, isto se dá devido ao cintamento da chapa que aumentou a resistência do núcleo de concreto, lembrando que a chapa de 5,0mm foi laminada a frio, possuindo uma tensão de escoamento maior que a chapa de 6,9mm, no qual foi laminado a quente diminuindo sua resistência. Devido esta diferença de tensão entre as dois aços, os pilares com chapa de 6,9mm de espessura não obtiveram uma carga crítica tão alta como os pilares com chapas de 5,0mm de espessura, mesmo possuindo o confinamento do núcleo de concreto maior.

Observou-se nos pilares PQ69-II e PR69-I durante o ensaio, houve abertura da solda, quando a carga aplicada excedeu a carga de ruptura.

Nos pilares PQX-Y não houve flambagem local, já os pilares PRX-Y em todos houve este tipo de flambagem, provavelmente pela sua grande área de concreto em relação ao aço, não obtendo o confinamento do núcleo do concreto como os pilares PQX-Y. A flambagem local se deu em alguns casos no topo e em outros na base dos pilares, comprovando ainda mais a falta de confinamento, talvez se colocasse armaduras longitudinais nestes pilares aumentaria a resistência do núcleo de concreto.

CARGA X DEFORMAÇÃO PQ50-I

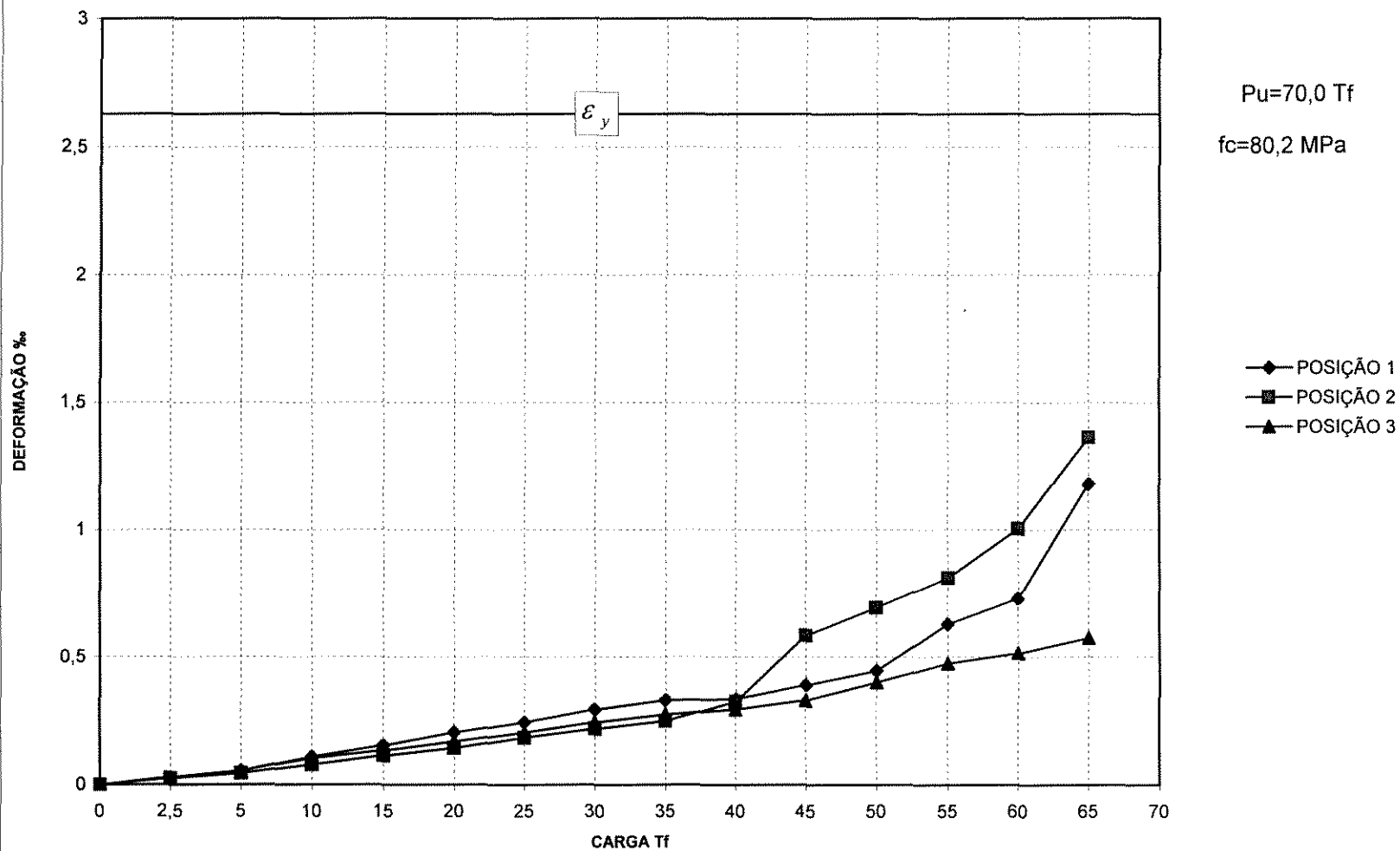
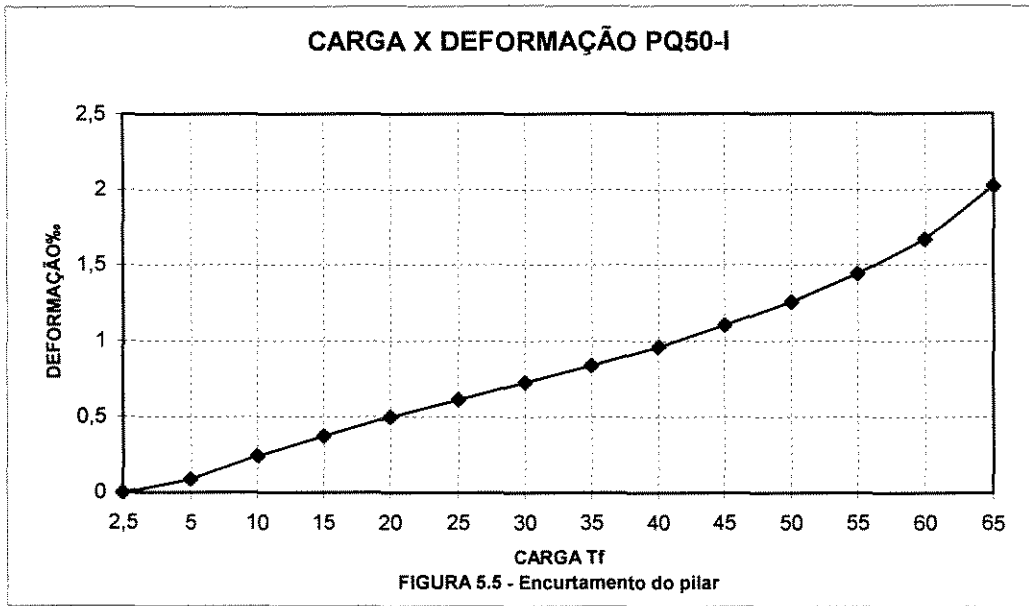
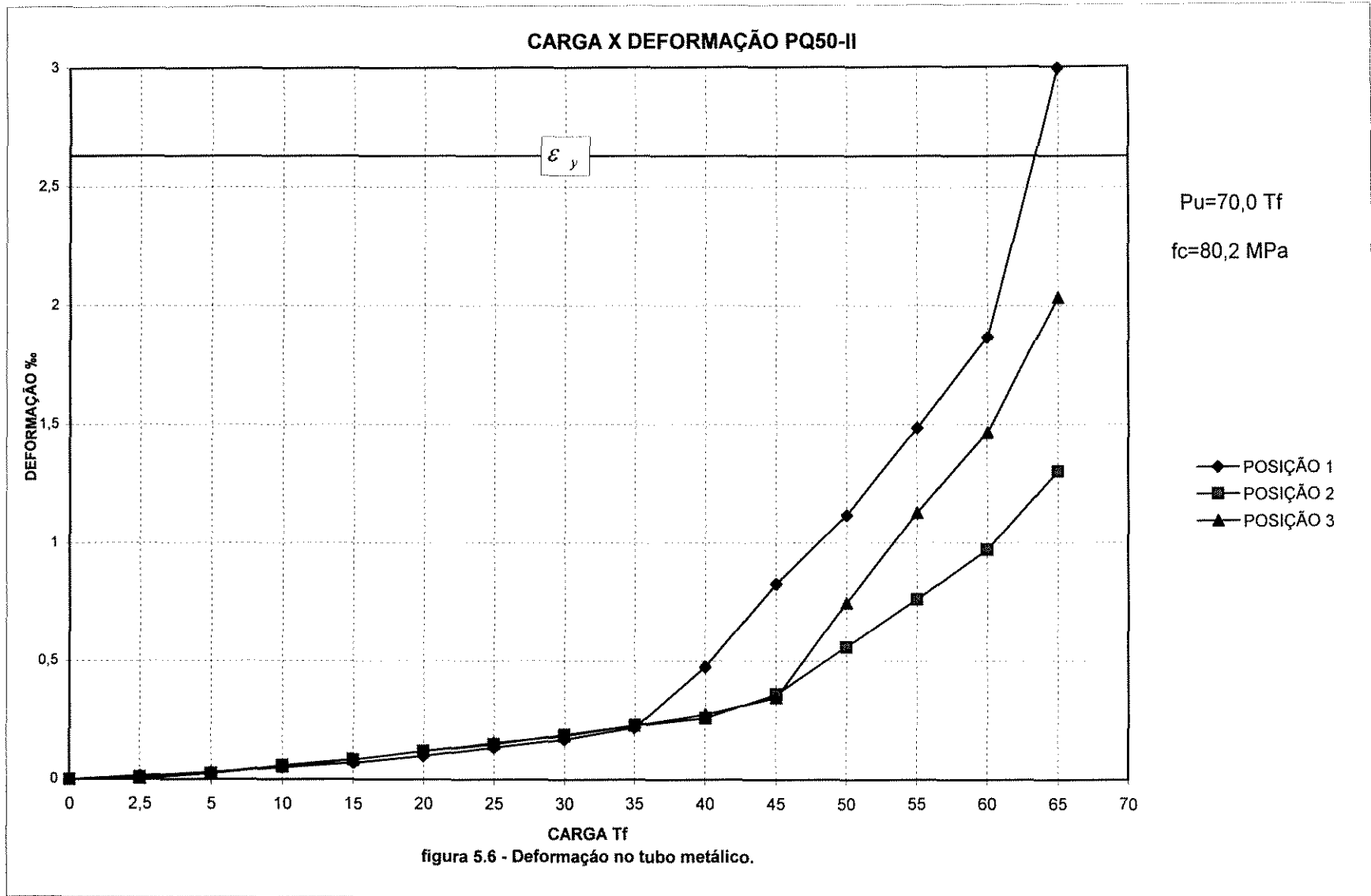
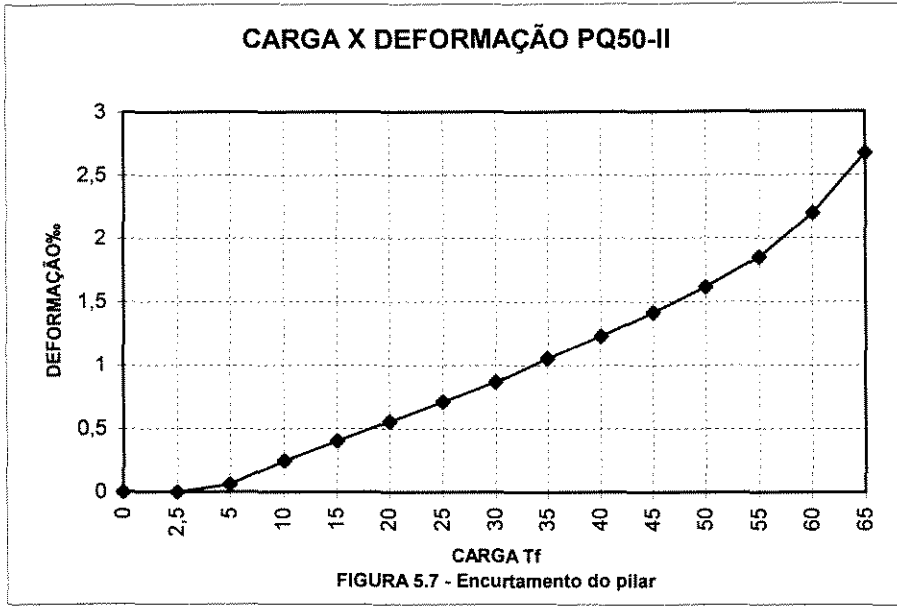


FIGURA 5.4 - Deformação no tubo metálico







CARGA X DEFORMAÇÃO PQ69-I

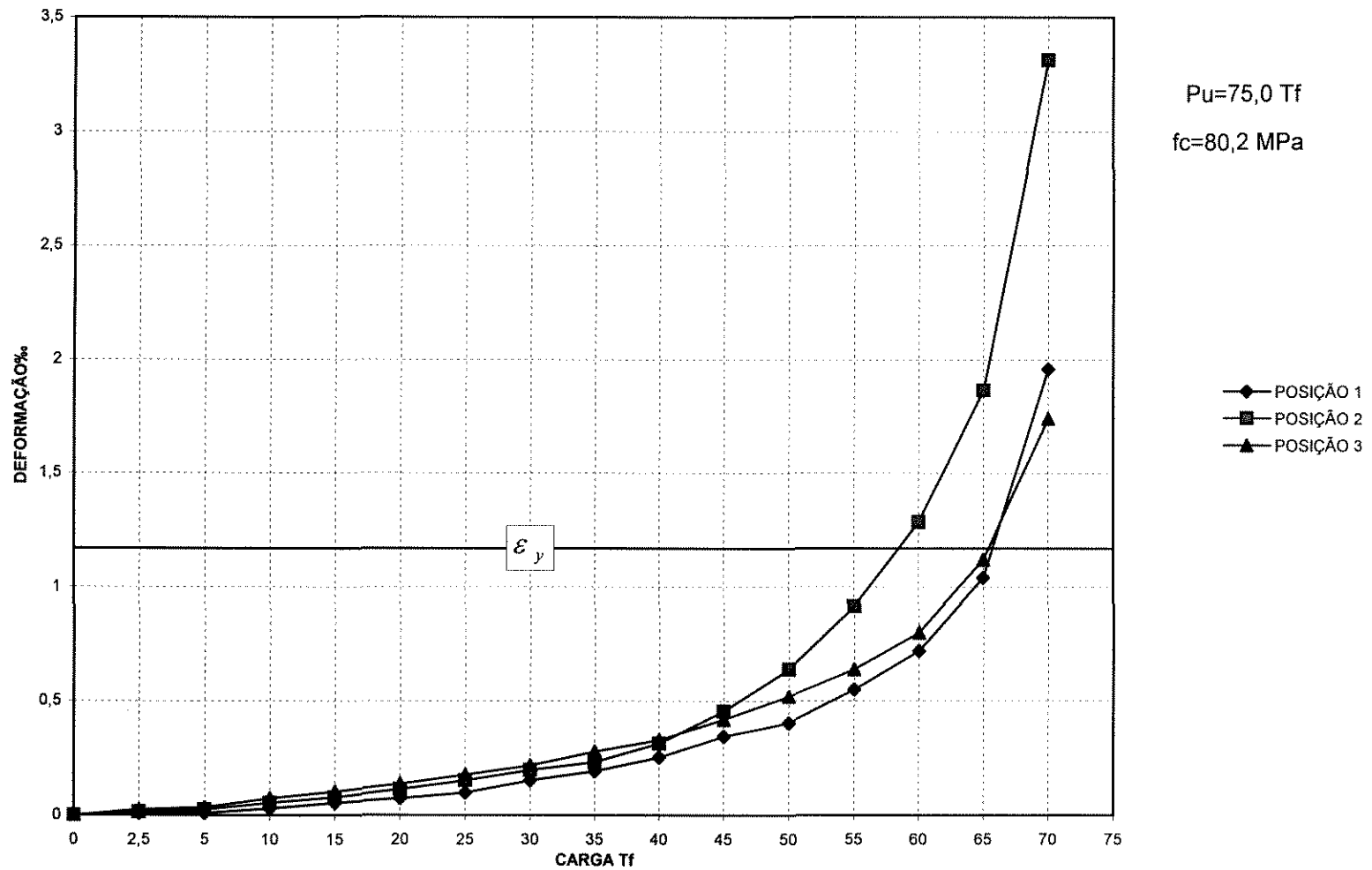
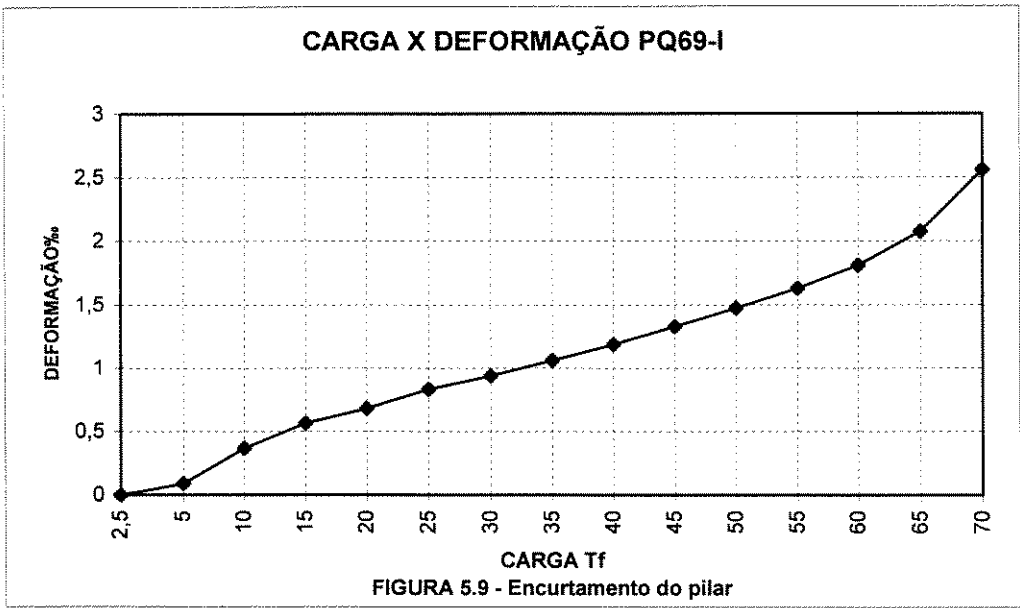


FIGURA 5.8 - Deformação no tubo metálico



CARGA X DEFORMAÇÃO PQ69-II

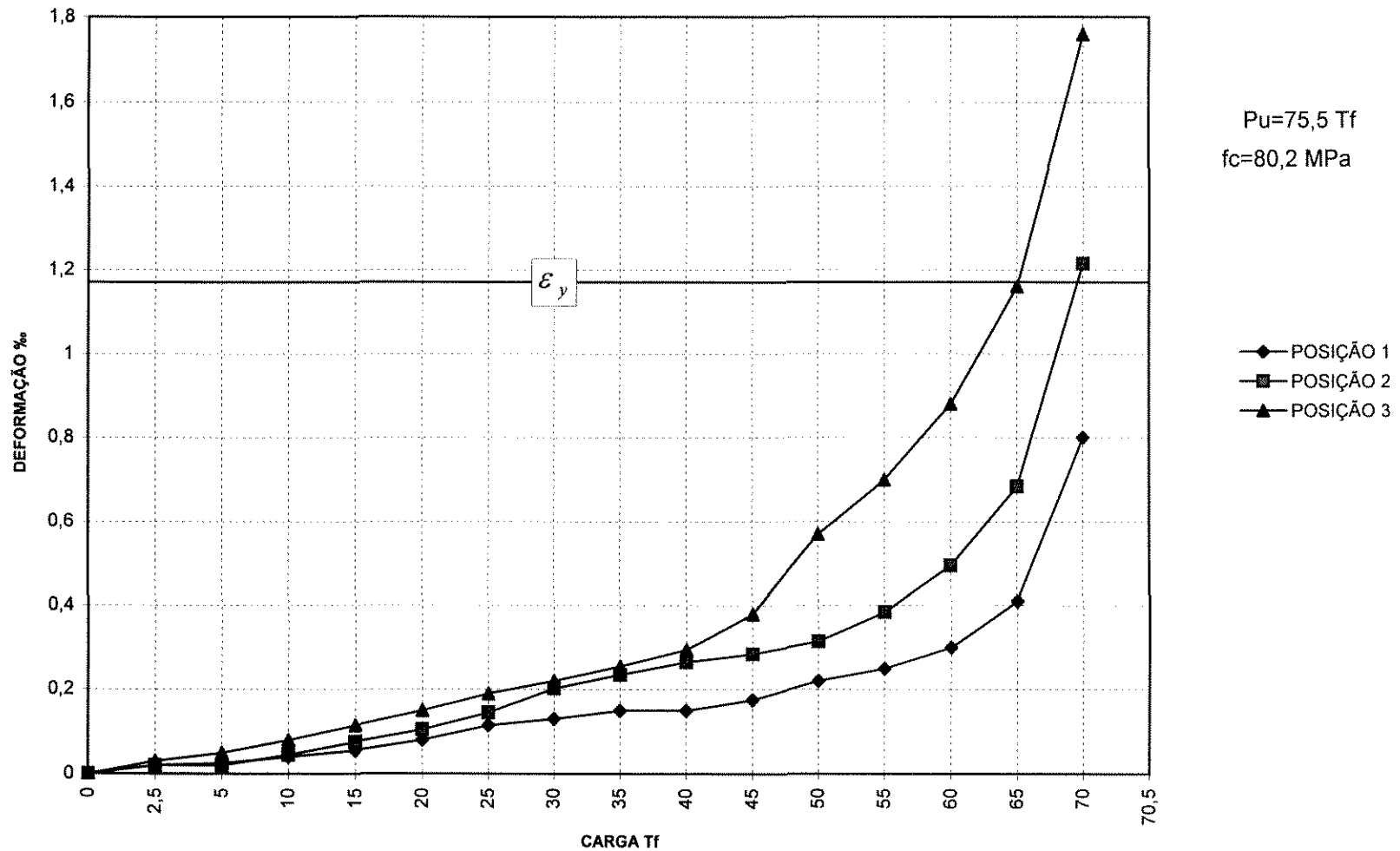
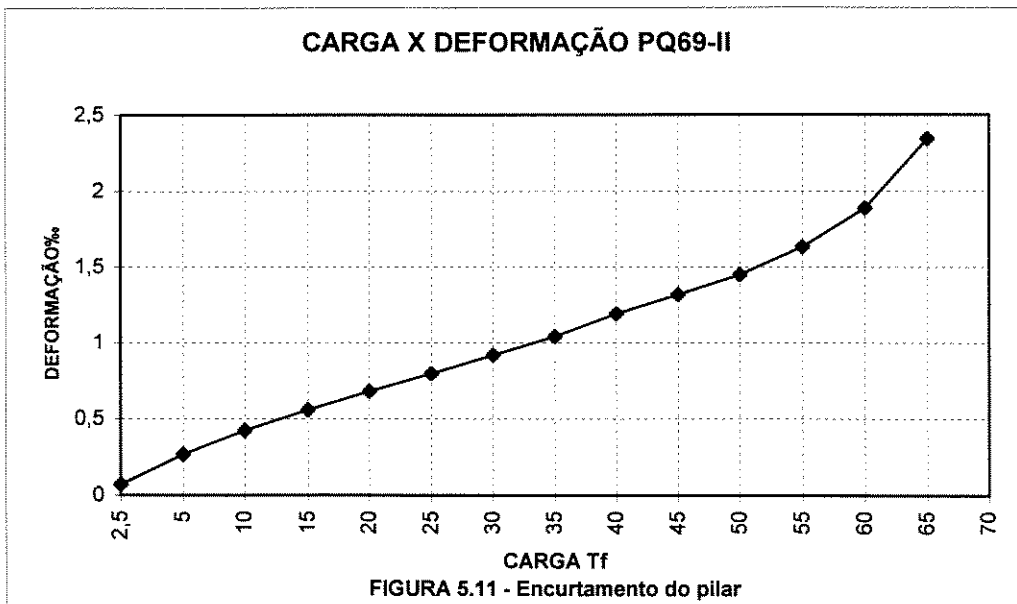


FIGURA 5.10 - Deformação no tubo metálico



CARGA X DEFORMAÇÃO PR50-I

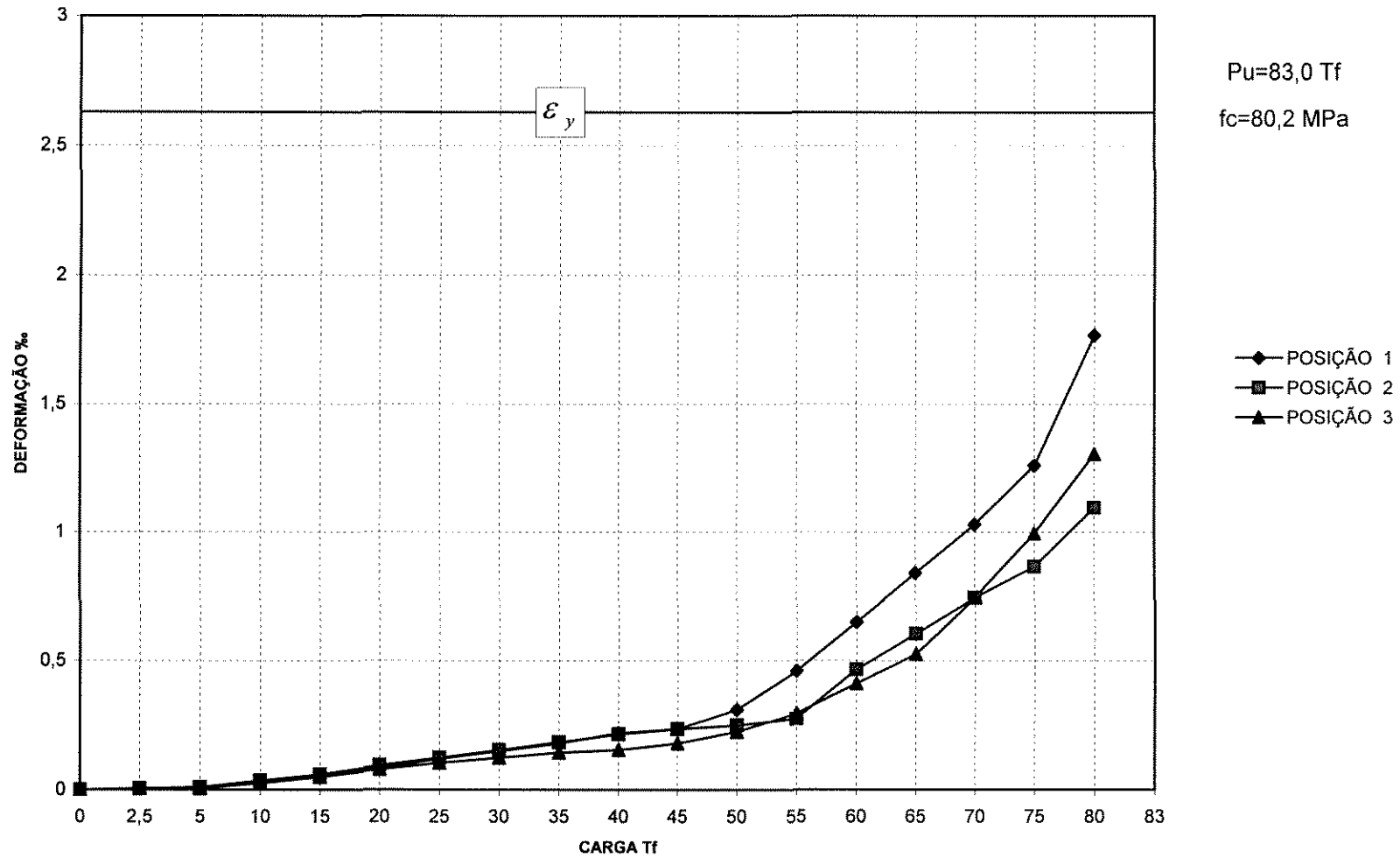
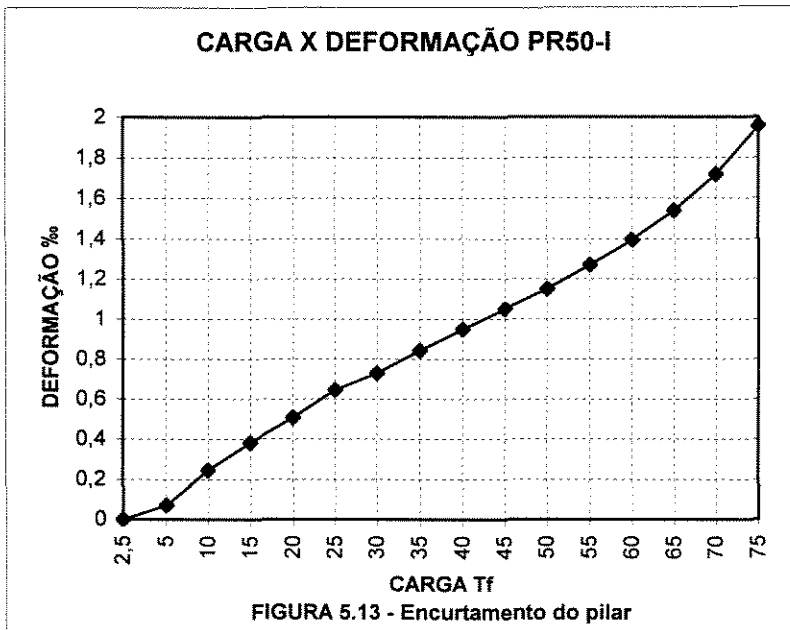


FIGURA 5.12 - Deformação no tubo metálico



CARGA X DEFORMAÇÃO PR50-II

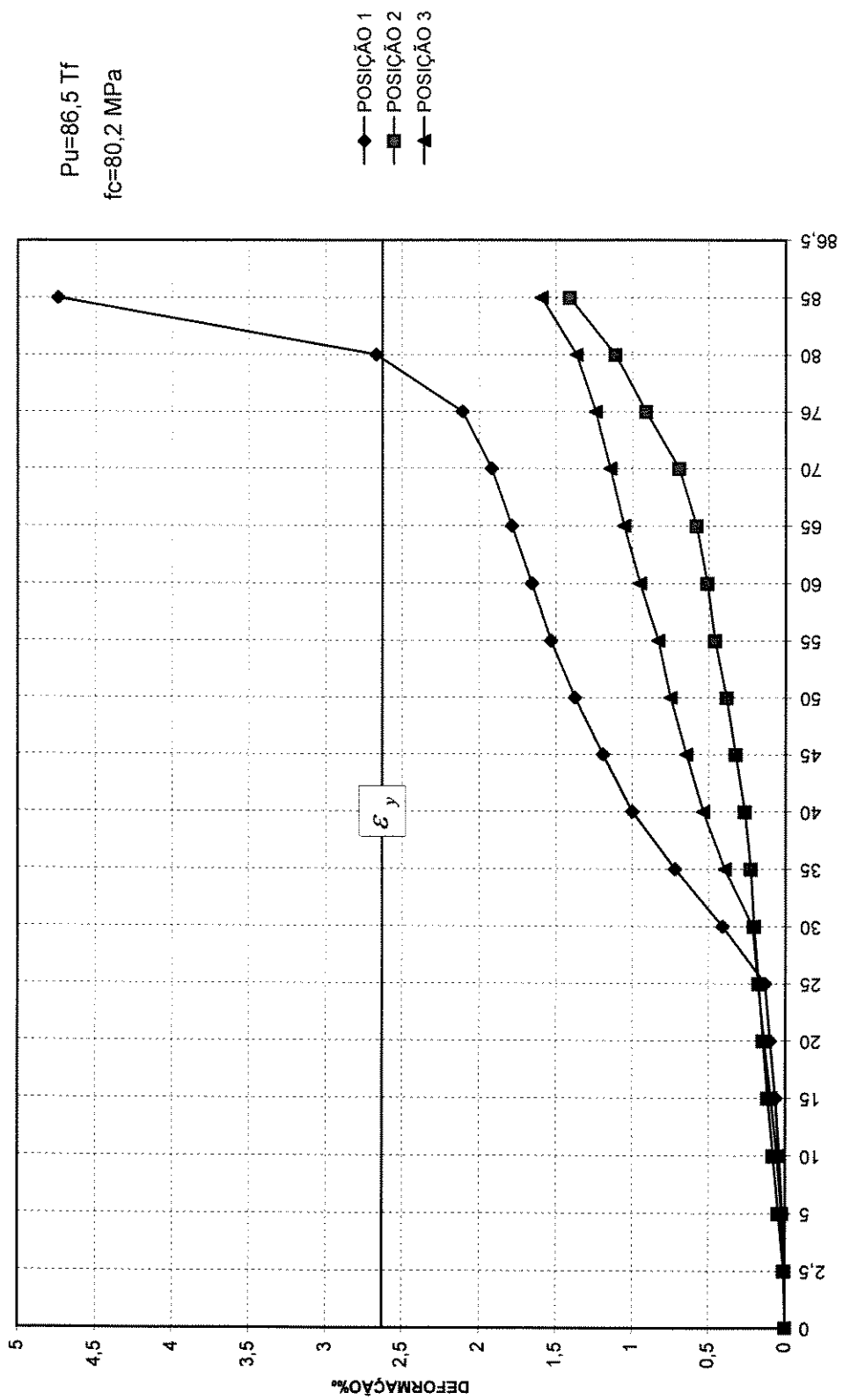
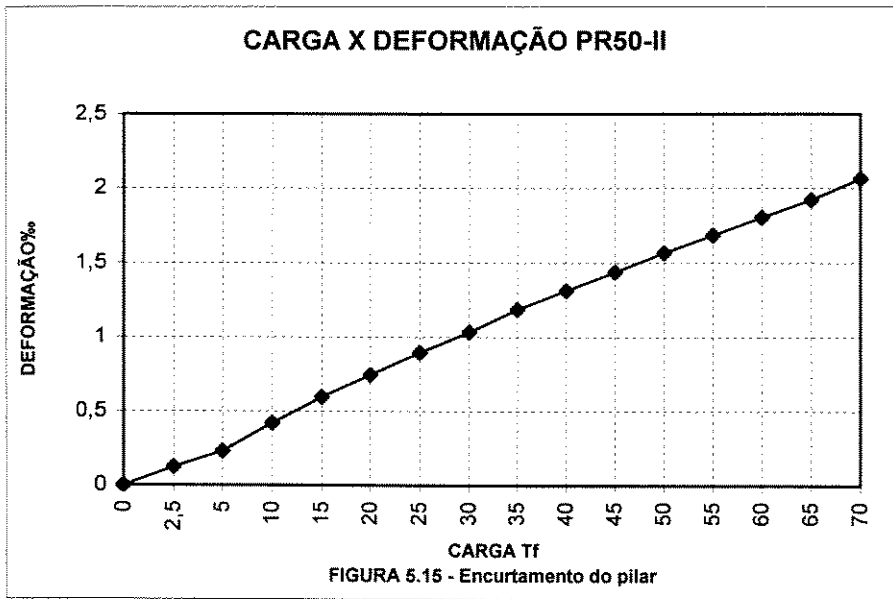


FIGURA 5.14 - Deformação no tubo metálico



CARGA X DEFORMAÇÃO PR69-I

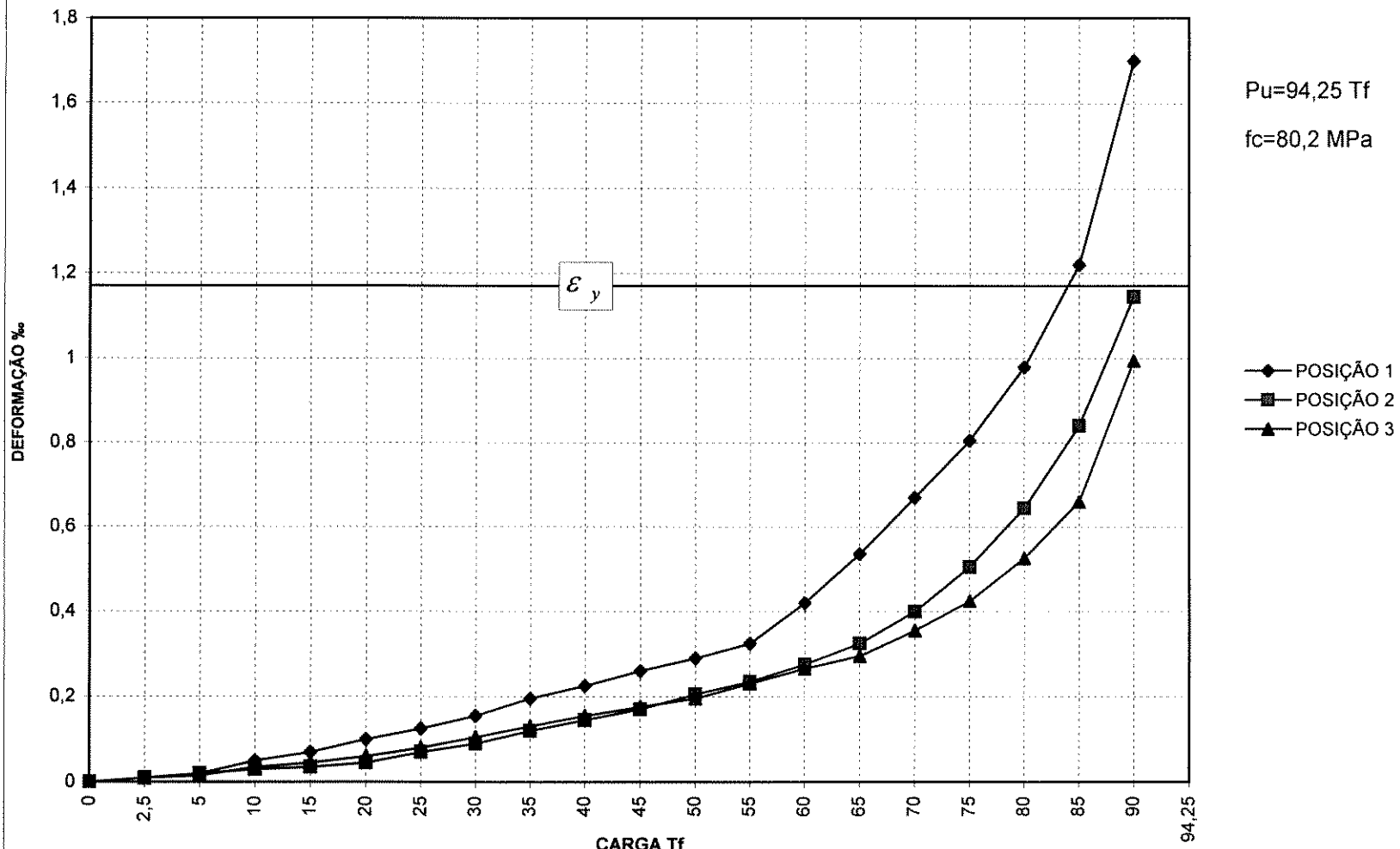
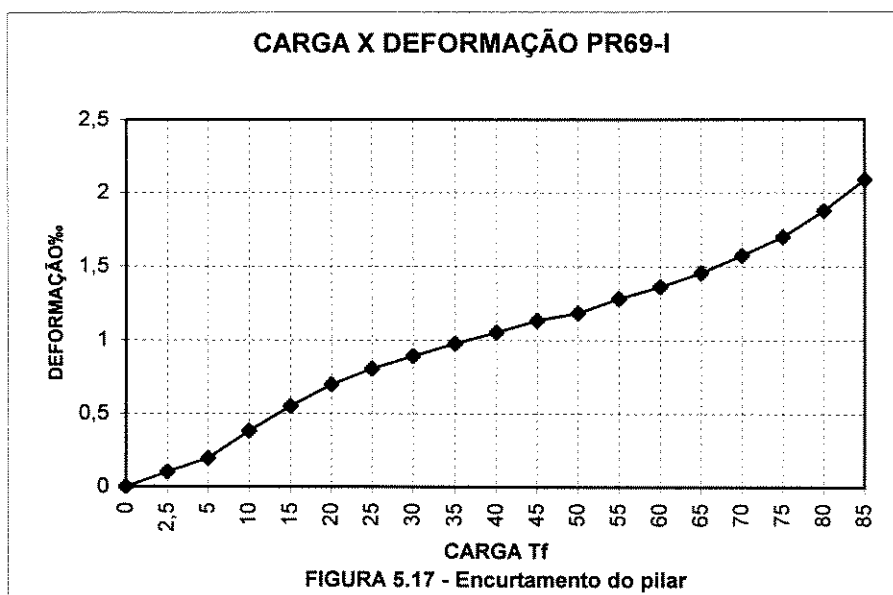


FIGURA 5.16 - Deformação no tubo metálico



CARGA X DEFORMAÇÃO PR69-II

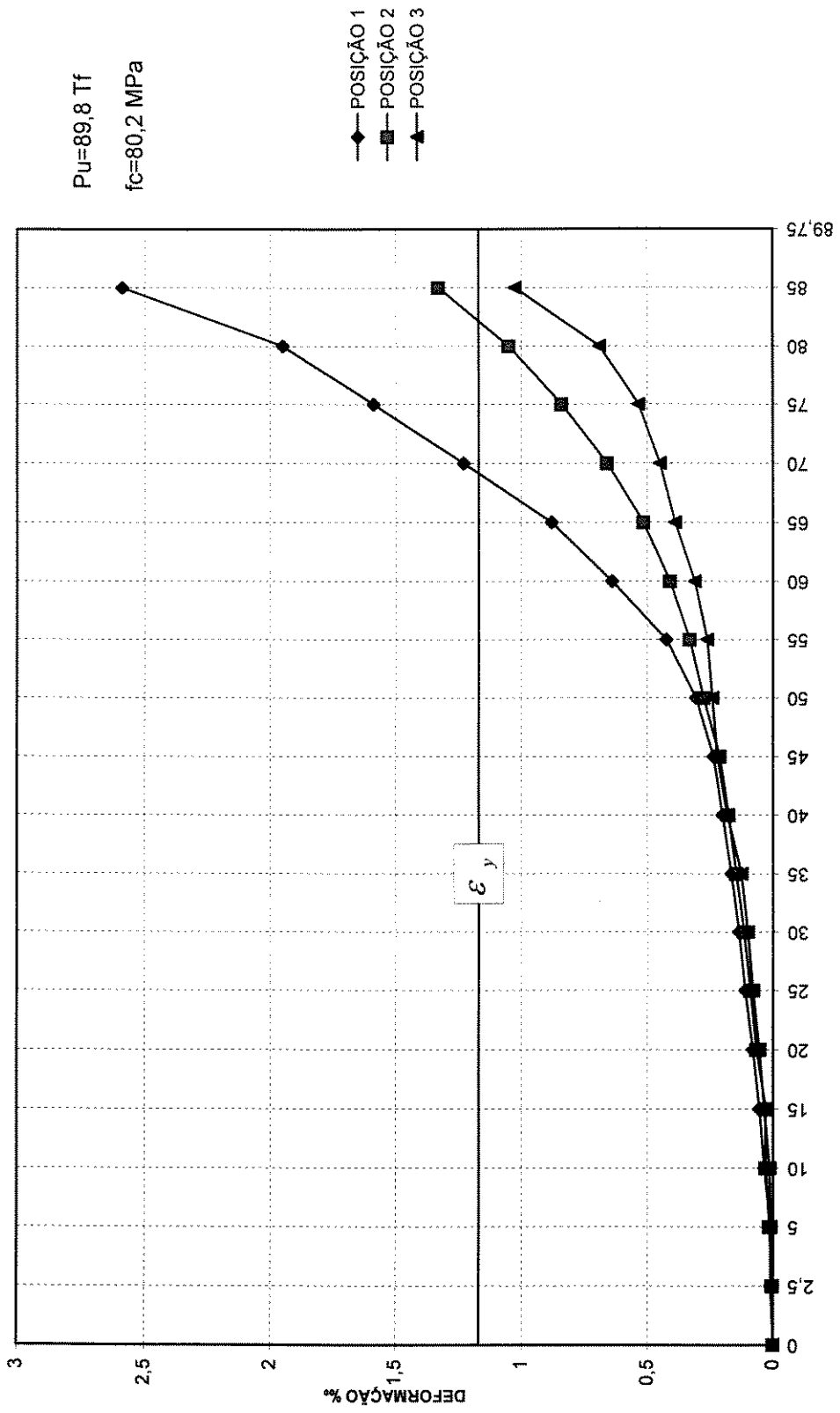
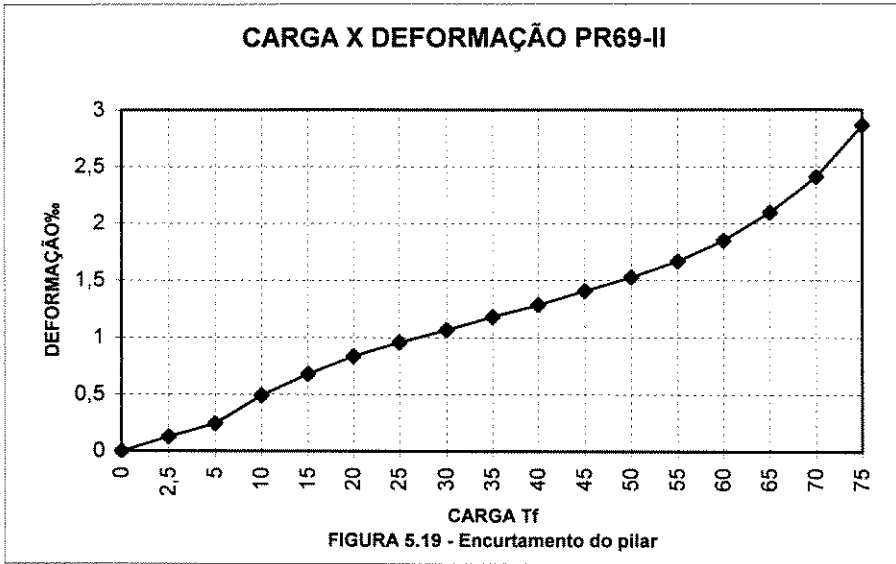


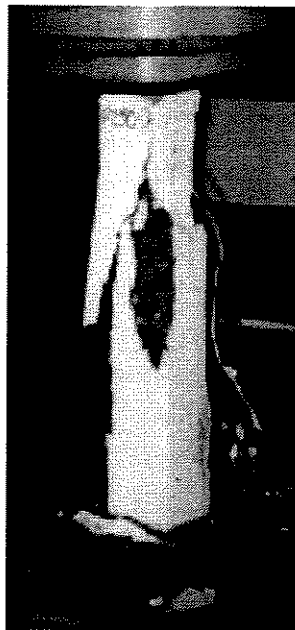
FIGURA 5.18 - Deformação no tubo metálico



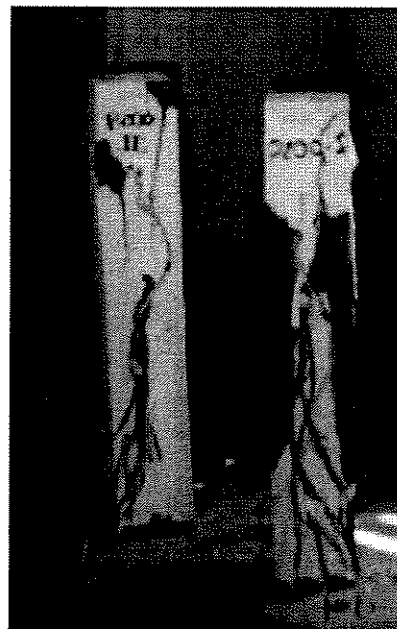
Com o objetivo de conseguir a ductilização na ruptura, foram ensaiados pilares com dimensões 80mm x 80mm x 480mm submetidos a carga axial, já estudados por AGOSTINI(1992), com taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50% todos com taxa de armadura longitudinal de 3,2%.

De acordo com a análise dos resultados obtidos nos ensaios, através dos diagramas carga x deformação, notou-se uma melhora gradativa no confinamento com o aumento das taxas transversais.

Observou-se que as armaduras longitudinal e transversal definem um núcleo resistente do concreto, sendo que a camada de revestimento das armaduras não participa da seção resistente do concreto.



(a)



(b)

FIGURA 6.1. (a) Pilar PQ250-I e (b) Pilar PQ200-I e II - ruptura da camada de concreto de revestimento das armaduras

As figuras 6.1 (a) e 6.1 (b) mostram os pilares com taxas de armaduras transversais, respectivamente, de 2,50% e 2,00%, e as configurações de rupturas nos dois casos evidenciam o efeito do confinamento decorrente das altas taxas adotadas.

Analisando os resultados dos ensaios, pode-se observar que nos pilares com taxa de armadura transversal igual a 2,25% as deformações na fase elástica foram maiores que as ocorridas nos pilares com taxa de 2,50%.

Foram ensaiadas também pilares com dimensões 80mm x 120mm x 480mm, já estudados por PAIVA(1994) com taxas de armaduras transversais de 2,00%, 2,25% e 2,50% todos com taxa de armadura longitudinal de 4,4%.

O comportamento dos pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular é igual ao de seção transversal quadrada, já confirmado por PAIVA (1994).

Quando analisados os diagramas carga x deformação obtidos nos ensaios, percebeu-se o aparecimento de flexões simples e oblíquas, mesmo tendo sido a carga aplicada em toda superfície do concreto.

Na fase elástica, os diagramas carga x deformação dos pilares de seção quadrada, obtiveram deformações menores do que os pilares de seção retangular. Concluindo que os pilares de seção quadrada definem melhor seu núcleo resistente de concreto confinado pelas armaduras.

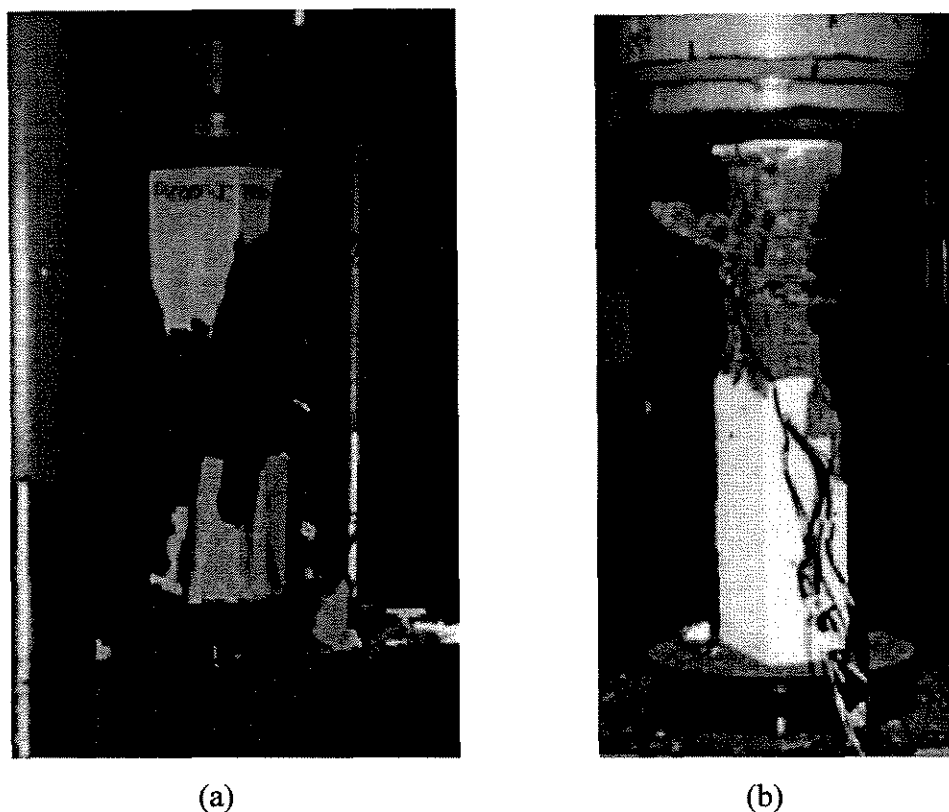


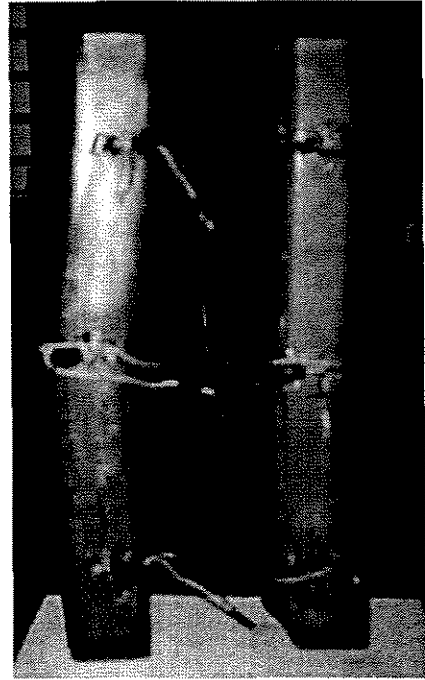
FIGURA 6.2 (a) Pilar PR200-I e (b) pilar PR200-II - Flambagem nas barras longitudinais e abertura dos estribos.

A figura 6.2 ilustra a necessidade de altas taxas de armaduras transversais nos pilares com concreto de alta resistência.

Em seguida foi feito um estudo sobre tubos metálicos com seções quadradas e retangulares preenchidos com concreto de alta resistência e submetidos à solicitação axial, cuja área transversal das paredes foi compatível com as áreas das armaduras transversal e longitudinal, levando em consideração a variação entre as tensões das barras e as tensões das chapas que definiram os tubos metálicos. Nos pilares mistos de seção quadrada notou-se excelente cintamento do concreto de alta resistência. O mesmo não aconteceu nos pilares retangulares, pois próximo das bases ou dos topos dos tubos houve uma instabilidade localizada, provavelmente, em decorrência do esmagamento do concreto do núcleo.



(a)



(b)

FIGURA 6.3 - Pilar PQ50-II=lado esquerdo, pilar PQ50-I=lado direito
(a) Vista frontal (b) Vista lateral

A figura 6.3 mostra os pilares mistos de seção transversal quadrada, com tubo de aço com espessura de 5,0mm. Dos resultados obtidos nos ensaios, nota-se no diagrama tensão x deformação que para o pilar PQ50-II houve escoamento da chapa de aço antes do concreto de alta resistência atingir a tensão máxima. Havendo neste caso uma distribuição da carga na seção transversal evidenciando a flexo-compressão. Já no pilar PQ50 -I, a chapa de aço não escoou, antes do concreto atingir a carga de ruptura, ocorrendo neste caso a flambagem local.

No pilar PQ69-II quando a carga aplicada excedeu a carga de ruptura prevista, houve abertura da solda, como visto na figura 6.4. Ressalta-se ainda que a chapa de 6,9mm tinha uma tensão de escoamento bem inferior à chapa de 5,0mm.

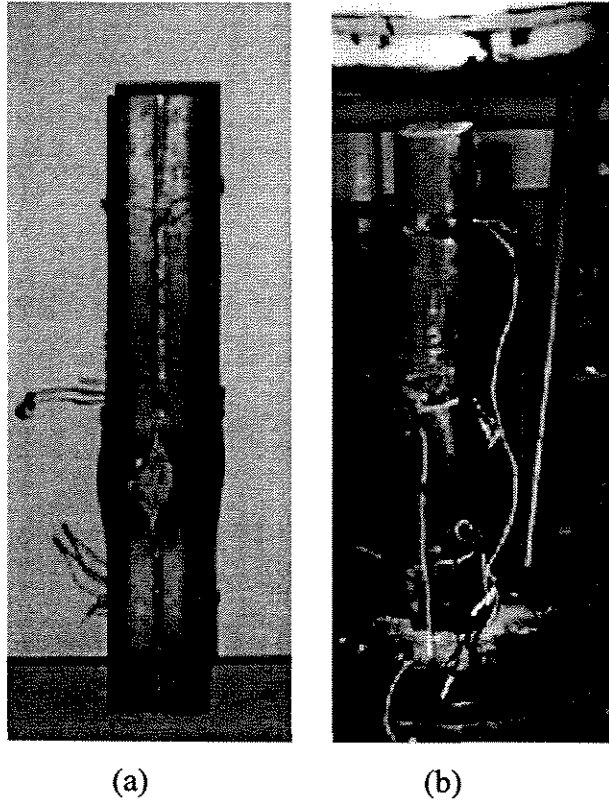


FIGURA 6.4 - Abertura da solda no pilar PQ69-II (a) Vista frontal
(b) Vista lateral

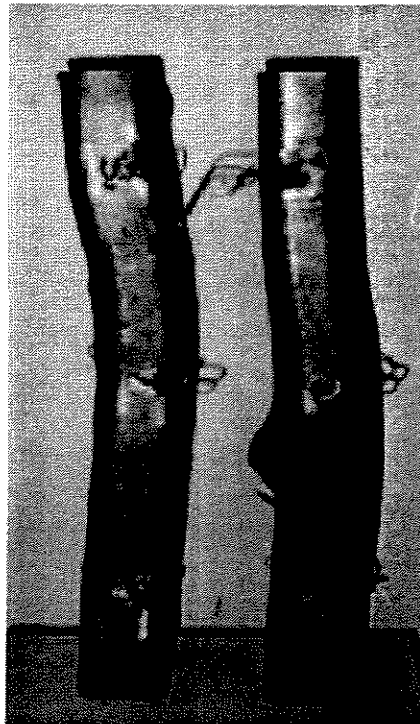


FIGURA 6.5 - Pilar PQ69-I=lado esquerdo, pilar PQ69-II=lado direito

As figuras 6.4 e 6.5 mostram os pilares mistos com tubo de aço com espessura 6,9mm, sendo que nesses pilares ocorreu escoamento das chapas de aço antes do concreto de alta resistência atingir a tensão máxima. Da análise dos resultados e dos diagramas tensão x deformação ficou evidenciado uma flexo-compressão.

Na configuração dos diagramas carga x deformação os encurtamentos dos pilares definem um regime plástico durante a fase de carregamento, mas apenas para os pilares de seção quadrada.

Comparando os pilares mistos de seção quadrada com os pilares armados usualmente de mesma seção, nota-se que o confinamento imposto pelas paredes dos tubos metálicos demonstrou-se mais eficiente, em relação ao confinamento imposto pelas armaduras, sendo responsável pela ductilização da ruptura do concreto de alta resistência de seu interior.

A carga crítica dos pilares mistos de seção quadrada foi praticamente o dobro dos pilares armados usualmente, lembrando que os dois tipos de pilares possuem praticamente a mesma quantidade de aço, levando em consideração a variação de tensões nas barras com a chapa de aço.

Em todos os pilares mistos de seção transversal retangular houve ocorrência de flambagem local, talvez devido a grande área de seção transversal de concreto. Conclui-se que quando o concreto rompeu, todo o esforço atuante na peça foi para o aço, provocando aumento na tensão deste material, ocorrendo o problema da flambagem local, como visto na figura 6.6 que apresenta os pilares mistos com seção transversal retangulares com espessura do tubo de 5,0mm.

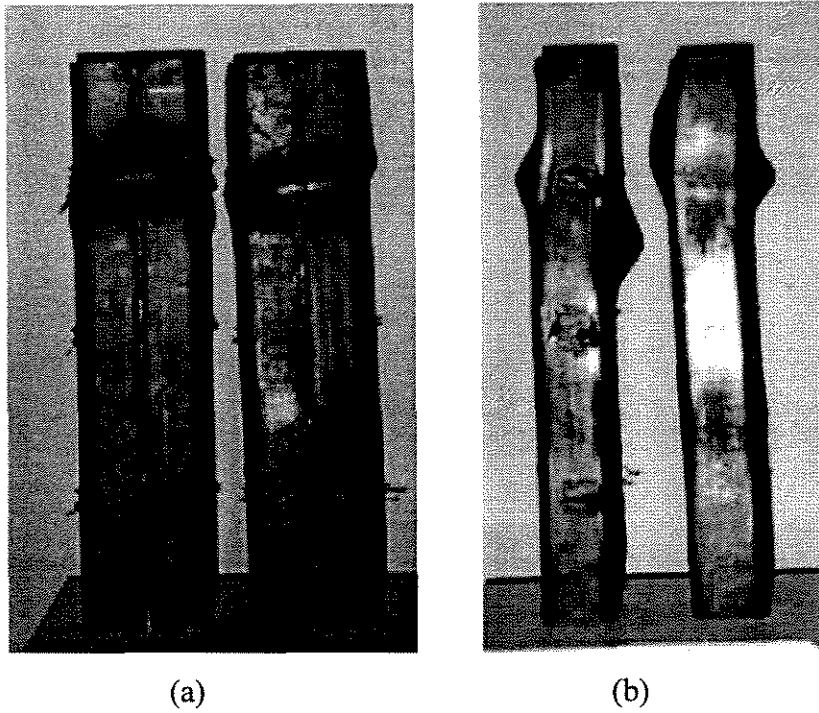


FIGURA 6.6 - Pilar PR50-II=lado esquerdo, pilar PQ50-I=lado direito
(a) Vista frontal (b) Vista lateral

Finalmente, propõe-se que sejam realizados outros projetos de pesquisa, visando aprimorar a análise dos pilares mistos, inclusive levando-se em conta modelos com maiores dimensões, para que sejam analisados também as diferenças entre as dimensões dos modelos de pilares ensaiados, ou seja, qual o comportamento de pilares com núcleos de concreto de maiores dimensões do que os analisados.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGOSTINI, L. R. S. (1992). *Pilares de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São paulo.
- AHMAD, S. H.; SHAH, S. P. (1987). High strength concrete: a review. In: *Symposium on Utilization of High Strength Concrete*, 1., Stavenger, Norway, June. *Proc*
- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE.(1986) *Cold formed steel desing manual*. Washington, Dc.
- AITCIN, P. C., NEVILLE, A., apud BAUER, L. A. F.(1995), Concreto de elevado desempenho. *Téchne* : Revista de tecnologia e construção. nº 19, p.29 - 33 , nov/dez.
- AMARAL, C. K. M. (1987), Microssílica : aplicações no Brasil. In: *Reunião anual do Ibracon*, 29., São Paulo, 20-24 de julho.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS(1967). *NB 143 - Cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves*. Rio de Janeiro, 31p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS(1978). *NBR 6118 - Projetos e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro 76p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS(1983). *NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro 26p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS(1986). *NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de janeiro 200p.
- BAUER, L. A. F. , NORONHA, M. A. *O uso de aditivos no preparo do concreto*. 44p.
- BJERKELI, L.; TOMASZENWICZ, A.; JENSEN, J. J. (1990). Deformation properties and ductility of high-strength concrete. In: HESTER, W. T. *High-Strength concrete*. Detroit, ACI. p.215-238 (SP-121)
- CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. *Cold formed steel structural members ; CAN3-S136-M84*. Toronto, 1984. 85p.
- CENTRAIS ELÉTRICAS DE SÃO PAULO(1990). *Concreto e argamassa de alta resistência feitos com microssilica*. Laboratório central de Engenharia Civil. São Paulo: Iha Solteira .
- CHAJES, A.; BRITVEVEC, S. J.; WINTER, G.(1963). Effects of cold-straining on structural sheet steels. *Journal of the Structural Division, ASCE*, V.89, n.ST2, p.1-32, Apr.
- CHENG, J. J. (1988). Projeto de Estrutura de perfis de chapa dobrada. *3º colóquio de estruturas de aço*. PUC - Rio de janeiro, julho.
- CUSSON, D.; PAUTRE, P. (1994). High-strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V.120, n.3, p.783-804, Mar.
- FERNANDES, G. B.(1992). *Cisalhamento de vigas de concreto de alta resistência*. Tese (doutorado) . Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- FIP/CEB Working Group on high Strength Concrete. (1990). High strength concrete: state of the art report. *Bulletin d' Information*, n.197, Aug.
- FRANCO, M.(1996). Concreto de alta resistência. *TÉCHNE - Revista de tecnologia e construção*. n° 21, p. 10 - 11, mar/abr .
- FUSCO, P. B.(1981). *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Editora Guanabara Dois, rio de Janeiro.
- IBRAIN, F.(1994). *O efeito de adições na obtenção de concretos de alta resistência*. Tese (mestrado) . Faculdade de Engenharia Civil na Universidade Estadual de Campinas.
- KAO TECHNICAL BULLETIN(1980). *Might: Superplasticizers (high range water reducers)*. Tokyo: Kao Corporation, n° 103, 1980. 12p.
- JAVARONI, C. E. (1993). *Perfis de aço conformados a frio por dobramento de chapa fina - Fundamentos teóricos para o dimensionamento de barras*. Tese (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- McGUIRE, W. (1968). *Steel structures*. New york: Prentice-Hall, INC./ Englewood Cliffs, N. J., 1112p.
- MALHOTRA, V.M.(1981). *Superplasticizers: their effect on fresh and hardened concrete*. *Concrete International, design and construction*, 16p.
- METHA, P. K. , MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedade e materiais*. São Paulo, Editora pini, 573p.

- NILSON, A. H.(1985). Design implications of current research on high strength concrete. apud RUSSEL, H.G. *High-strength concrete*. Detroit, ACI, p.85-118. (SP-87).
- NORWEGIAN STANDARD NS 3473 (1989). Concrete structures, Design Rules apud FIB/CEB BULLETIN D' INFORMATION(1990). *High strength concrete: state of the art report*. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, n° 197, 61p.
- NUNES, N. L. (1996). Método de cura para concreto de alta resistência. IBRACON: Órgão oficial do instituto brasileiro do concreto, n. 14, pg 23-30, agosto/setembro 1996.
- PAIVA, N. M. B. (1994). *Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples*. Tese (mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.
- PERDÃO JR., P. (1994). *Estudo comparativo entre pilares circulares de concreto de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal e pilares circulares de seção mista: tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência*. Tese (mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.
- PERENCHIO, W.F.; KLIEGER, P. (1978). Some physical properties of high strength concrete. *Research and Development Bulletin*, Portland Cement Association. Skokie, 7p.
- PETRUCCI, E. G. R.(1982), *Concreto de cimento portland*. 9^o ed. Porto Alegre: Editora Globo, 307p.

- PINTO Jr., N. O. (1992). *Flexão de vigas de concreto de alta resistência*. São Paulo. 2v. Tese (doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- QUITES, M. A., DUTRA, J. C.(1979). *Tecnologia da soldagem a arco voltaico*. 1º ed. Florianópolis: Edeme, 243p.
- SALMON, C.G. , JOHNSON, J. (1980). *Steel Structures: Resignand Behavior*, 2nd ed., Harper & how, New York.1007 p.
- SANTOS, L. M. (1981). *Cálculo de concreto armado*. 1. ed. São Paulo: Editora LMS Ltda., v. 2. 458p.
- SHIGLEY, J. E. (1984). *Elementos de Máquinas I*. 3. ed. Rio de Janeiro: Editora LMS Ltda.
- SILVA, I. S.(1995). *Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento*. Tese (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- WENG, C.C.; PEROZ, T.(1990). Residual stresses in cold formed steel members. *Journal of Structural Enginneering*, ASCE, v.116 , n. 6, p.1611-1625, Jun.

A.1 INTRODUÇÃO

Na construção com aço existem dois grupos principais de barras estruturais. Um é o grupo dos perfis laminados a quente e perfis constituídos por chapas (perfis soldados). O outro, grupo menor mas de importância crescente, é composto por perfis conformados a frio por dobramento de chapa fina de aço, os perfis de chapa dobrada.

O recente desenvolvimento da construção com o aço dependeu, quase que totalmente, do primeiro grupo de barras estruturais. Por volta de 1940, o excesso de chapas de aço produzidas nos Estados Unidos exigiu novas aplicações para o produto.

Estas chapas apresentavam espessuras de 0,8 mm a 3,0 mm e isto conduziu a indústria do aço a iniciar pesquisas sobre o aço conformado a frio. Deste então, as aplicações tem sido muitas, entre as quais: automóveis, vagões, silos, pontes, torres de transmissão, construção civil e estruturas componentes de máquinas.

Os perfis de chapa dobrada a frio são obtidos a partir de chapas cuja espessura varia de 0,378 mm a 6,35 mm, embora possam ser feitas aplicações com espessura maior, até 25,4mm. Na sua aplicação na construção com aço observam-se as seguintes vantagens:

- comparativamente aos perfis laminados, pode-se obter estruturas mais econômicas para pequenos vãos; no Brasil, a grande maioria das obras enquadra-se nesta categoria;
- configurações não usuais da seção transversal podem ser utilizadas quando necessárias;
- painéis com capacidade de carga servem também como superfície de piso, telhado ou parede.

Embora algumas estruturas sejam constituídas inteiramente de perfis de chapa dobrada, outras empregam-se para peças estruturais principais perfis laminados ou soldados e para peças secundárias, perfis conformados a frio.

A.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas de interesse e de conhecimento necessários para o dobramento e uso no cálculo dos perfis de chapa dobrada são: a tensão limite de escoamento, a tensão limite de resistência à tração e a ductilidade.

A ductilidade é a capacidade do material de se deformar consideravelmente antes da ruptura. A ductilidade pode ser medida pelo alongamento de um comprimento de 50 mm em corpos de prova ensaiados à tração.

A resistência dos perfis estruturais depende, em geral do limite de escoamento e do limite de resistência à tração, exceto nos casos em que há possibilidade de ocorrer a flambagem. Estas características mecânicas são determinadas através de ensaio de tração simples, de onde se obtém o diagrama tensão x deformação que reflete o comportamento do aço sob o efeito de forças estáticas.

Na figura A1.1a tem-se diagrama tensão x deformação correspondente aos aços carbonos estruturais laminados a quente. Vê-se que o comportamento linear, lei de Hooke, é válido até um determinado valor de tensão. A inclinação do trecho retilíneo do diagrama define o módulo de elasticidade (E) do material. Para todos os aços é normalizado no Brasil o valor de $E=205.000,0$ MPa, constante.

Ultrapassando o regime elástico, observa-se o aumento de deformação sob tensão constante. A tensão correspondente ao escoamento chama-se limite de escoamento (f_y) do material.

Seja na laminação de perfis, seja na execução de perfis soldados ou no dobramento de perfis de chapa dobrada, a ocorrência de tensões residuais e imperfeições geométricas são inerentes ao processo. Estas tensões residuais fazem com que parte da seção transversal tenha como início de plastificação a tensão limite

de escoamento subtraída da tensão residual e conduzem a um diagrama tensão x deformação no qual a transição do regime elástico para o patamar de escoamento é feito de maneira gradual, como ilustra a figura A1.1b. A inclinação da tangente à curva define o módulo tangente (E_t) do material, variável em função da tensão aplicada.

Neste caso, estabelece-se o limite de escoamento (f_y) como sendo o valor da tensão correspondente a uma deformação pré estabelecida.

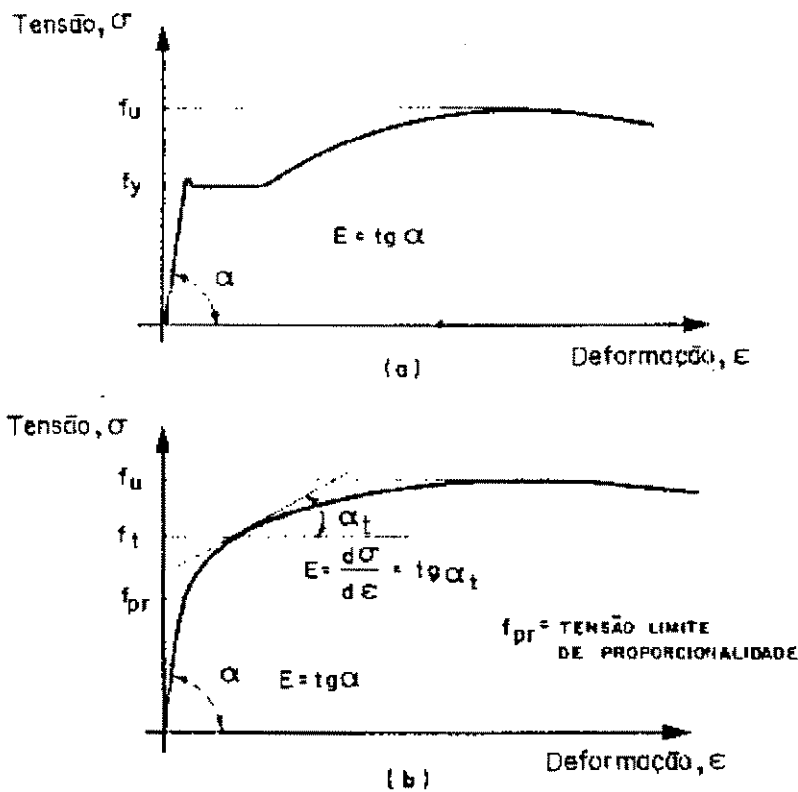


FIGURA A1.1 - Diagrama tensão x deformação para aços.

(a) patamar de escoamento

(b) escoamento gradual

FONTE: JAVARONI, C. E. (1993)

Na figura A1.2 mostram dois critérios para a determinação do valor do limite de escoamento (f_y), cujos resultados são similares. Na figura A1.2.a, f_y é obtido do diagrama tensão x deformação correspondente a uma deformação residual de 0,2%. Na figura A1.2.b, convencionou-se f_y como o valor correspondente a uma deformação de 0,5%.

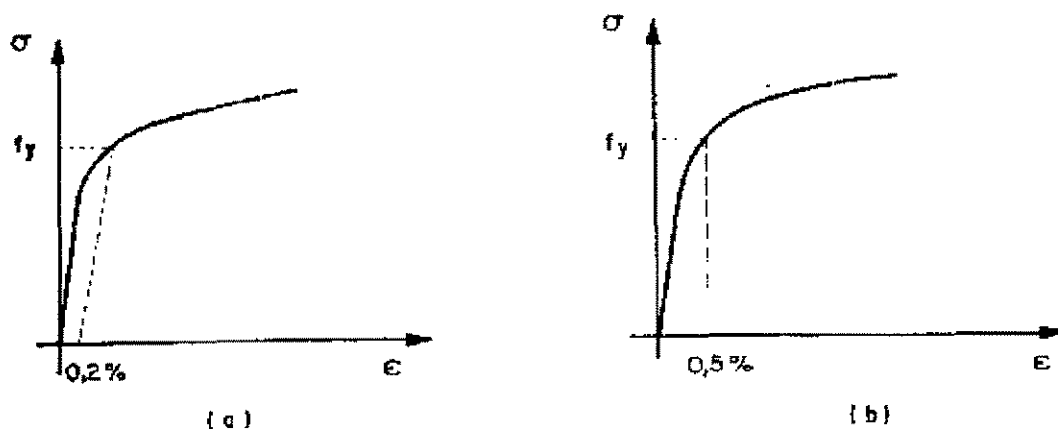


FIGURA A1.2 - Determinação do limite de escoamento para aços sem patamar de escoamento. (a) f_y para uma deformação residual de 0,2%. (b) f_y para uma deformação arbitrada de 0,5%. FONTE: JAVARONI (1993)

Após o escoamento, ocorre a fase do endurecimento na qual se dá, finalmente, a ruptura. O maior valor de tensão observado no diagrama tensão x deformação define a tensão limite de ruptura à tração (f_u).

Os aços de classificação SAE, embora não estruturais, são largamente empregados na fabricação de perfis de chapa dobrada. Vulgarmente chamado de chapa preta, suas propriedades mecânicas são apresentadas na tabela A1.1 JAVARONI (1993).

TABELA A1.1 - Aços classificação SAE

MATERIAL	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento em c.p. de 50 mm (%)
SAE 1008	172	309	30
SAE 1010	183	330	28

A.3 MÉTODOS DE DOBRAMENTO

Dois são os processos utilizados para a conformação a frio de perfis. O primeiro consiste no dobramento de chapas a frio através de prensagem em viradeiras hidráulicas (prensas). A prensagem executa-se colocando a tira de chapa previamente cortada em guilhotina nas dimensões adequadas, através de impacto

produzido por uma barra biselada superior contra outra inferior fixa, porém removível, de acordo com a espessura da chapa a ser dobrada e a configuração desejada.

Em geral, essas prensas dobram tiras com comprimento até 6000 mm, excepcionalmente 12000 mm, altura máxima de 300 mm e largura de mesas de 85 mm. A espessura varia de 1,0 mm a 5,0 mm para os perfis padronizados. Este processo é empregado na fabricação de cantoneiras, perfis U e perfis Z.

O segundo método consiste na calandragem através de perfiladeiras. O equipamento pode ser desde uma simples perfiladora de 3 rolos a um conjunto de vários rolos dispostos numa pista de produção. Os perfis obtidos têm comprimentos de 6000 mm a 9000 mm, em geral. Este processo é utilizado principalmente na fabricação de calhas, tubos, telhas, painéis de fechamento, pisos, etc.

Neste trabalho foi utilizado o primeiro processo. A chapa de 5,0 mm foi dobrada no Centro Tecnológico da UNICAMP, enquanto a chapa de 6,9 mm utilizou-se a guilhotina da firma LDA Ltda em Campinas.

A.4 INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas dos perfis de chapa dobrada são diferentes daqueles das lâminas, chapas e tiras de aço antes da ação de dobramento (aço virgem). Isto se deve ao fato de que a operação de conformação a frio aumenta o limite de escoamento e a resistência à tração e , ao mesmo tempo, diminui a ductilidade.

O aumento na resistência à tração é inferior ao aumento no limite de escoamento, com uma conseqüente redução na amplitude entre estes valores. Como o material dos cantos da seção transversal é trabalhado a frio até um alto grau de dobramento, maior que o do material das partes planas, as propriedades mecânicas são diferentes ao longo da seção transversal. Por esta razão, a flambagem ou escoamento, sempre tem início na porção plana devido ao menor limite de

escoamento do aço nesta região. A figura A1.3 ilustra a variação das propriedades mecânicas em vários pontos de uma seção U.

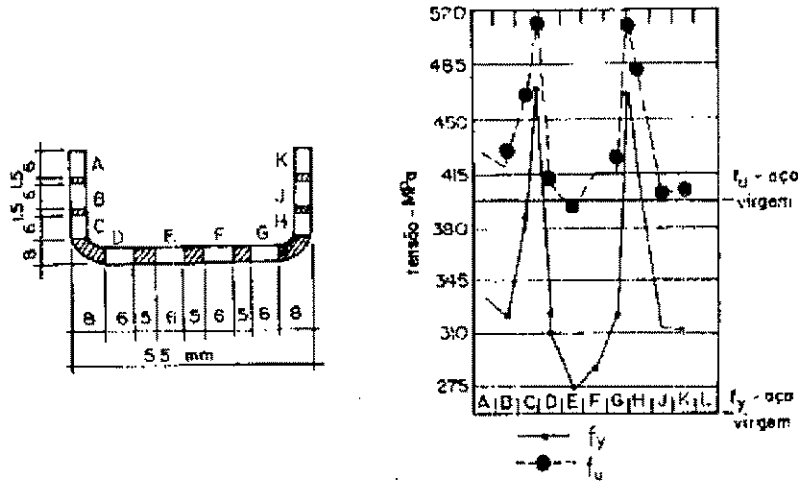


FIGURA A1.3 - Efeito do trabalho a frio. FONTE: CHENG (1988)

Pesquisas conduzidas por CHAJES, BRITVEV, e WINTER (1963), indicaram que as mudanças nas propriedades mecânicas devido ao trabalho a frio são causadas principalmente por encruamento e pela ação da deformação, como ilustra a figura A1.4.

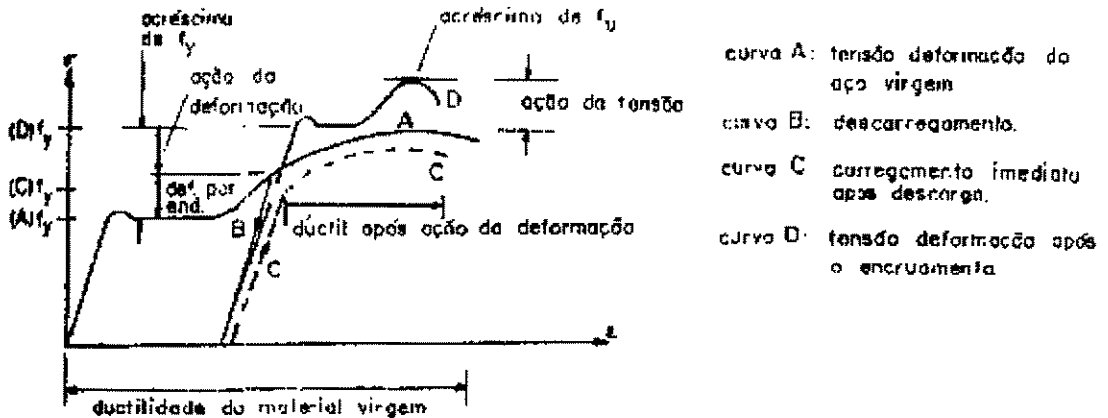


FIGURA A1.4 - Efeitos do encruamento e ação da deformação nas características tensão x deformação do aço.

FONTE : CHENG (1988)

Além destes fenômenos, as mudanças nas propriedades mecânicas são devidas também ao efeito de Bauschinger, direto e inverso. O efeito de Bauschinger

refere-se ao fato de que a resistência longitudinal à compressão do aço estirado é menor que a resistência longitudinal à tração. O inverso do efeito de Bauschinger produz a situação contrária na direção transversal ao estiramento CHENG(1988).

Os efeitos do trabalho a frio nas propriedades mecânicas do aço dependem basicamente do tipo de aço, do tipo de tensão (tração ou compressão), da direção da tensão com relação à direção do trabalho a frio, da relação (f_u / f_y), da relação raio de dobramento para espessura (R / t) e da quantidade do trabalho a frio.

A.5 CONSIDERAÇÃO SOBRE A SEGURANÇA

O método corrente para o dimensionamento das estruturas constituídas por perfis de chapa dobrada é o método das tensões admissíveis, como apresentado na norma brasileira NB-143 (1967) e na norma do ASI (1986). A tensão média admissível é determinada pela divisão da tensão resistente por um coeficiente de segurança. Fatores de segurança adotados na norma brasileira e também pelo AISI, são 1,65 para barras tracionadas e vigas, e 23/12 para barras axialmente comprimidas.

Recentemente, no Brasil, o método dos estados limites foi introduzido para o projeto de estruturas de aço para edifícios, executados em perfis laminados ou soldados (NBR-8800). Neste método, coeficientes de ponderação das ações e da resistência são aplicados para ações e resistências nominais específicas, assegurando-se que um determinado estado limite tenha pequena probabilidade de ser atingido durante a vida útil da estrutura.

Para o dimensionamento das estruturas de aço executadas em perfis de chapa dobrada, o método dos estados limites é adotado pelo CSA e encontra-se em desenvolvimento pelo AISI, tendo como base a norma de 1986.

No método dos estados limites, as combinações das diferentes ações que possam atuar na estrutura devem ser feitas mediante a aplicação de um coeficiente de combinação que procura representar a probabilidade existente de ocorrer a atuação simultânea de todas as ações consideradas. Tais combinações são de uso corrente em

projetos de estruturas e devem seguir as recomendações das normas NBR-8681(1983) e da NBR-8800(1986).

Dando enfoque ao método dos estados limites, os coeficientes apresentados são adotados para a determinação da resistência de cálculo dos perfis de chapa dobrada nos exemplos que se seguem, sem prejuízo da determinação de sua resistência nominal.

O projetista pode levar em consideração o aumento de resistência nas propriedades mecânicas do aço devido ao trabalho a frio, de acordo com a expressão dada abaixo. O valor obtido pode ser utilizado no dimensionamento de barras tracionada , comprimida e mesas comprimidas de barras fletidas não sujeitas a reduções na área da seção transversal ou ao fenômeno da flambagem.

Com respeito às propriedades da seção transversal, o limite de escoamento pode ser determinado fazendo-se a média ponderada entre os limites de escoamento dos cantos e os limites de escoamento dos elementos planos:

$$f_y' = f_y + 5D (f_u - f_y) / W^* \quad (A1.1)$$

onde:

f_y' = limite médio de escoamento da seção transversal.

f_y, f_u = limite de escoamento e limite de resistência à tração respectivamente do aço virgem.

D = soma dos ângulos de dobramento dividida por 90^0 .

W^* = relação entre comprimento da linha do esqueleto da mesa da seção transversal de uma barra fletida ou do comprimento total da seção transversal de uma barra comprimida ou tracionada, e a espessura.

A.6 TENSÕES RESIDUAIS

As tensões residuais representam um importante papel no dimensionamento de barras estruturais de aço e são devidas a várias causas, incluindo: o resfriamento desigual das chapas de aço após a laminação a quente e as operações de fabricação tais como flexão a frio, soldagem, puncionamento, etc.

Para os perfis de chapa dobrada, as tensões residuais são causadas principalmente pelo efeito da conformação a frio durante o processo de fabricação. Isto implica no fato do elemento estrutural possuir um estado inicial de tensões não nulas, ao qual superpõem-se as tensões originárias das ações externas.

WENG e PEROZ (1990), a partir de resultados experimentais, concluíram que o valor e a distribuição das tensões residuais em perfis de chapa dobrada de seção U podem ser simplificados e idealizados como a seguir :

- há tensões residuais de tração na superfície externa e de compressão na superfície interna;
- as tensões residuais são assumidas como linearmente variáveis através da espessura da chapa;
- o aumento das tensões residuais nas regiões dos cantos pode ser negligenciado devido ao aumento no limite de escoamento do material;
- os valores das tensões residuais da seção transversal encontram-se entre 25% a 75% do limite de escoamento do material virgem;
- a forma geral da distribuição das tensões residuais segue um mesmo padrão para todas as seções transversais.

Neste trabalho, tanto o efeito da conformação a frio, quanto a soldagem introduzem tensões residuais na chapa, mas foi considerado o conjunto (a chapa dobrada e soldada = tubo) uma seção homogênea não considerando as tensões residuais, pois os pilares mistos foram analisados como um conjunto tubo mais concreto de alta resistência, analisando o comportamento de ductilização do concreto de alta resistência dentro do tubo.

GENERALIDADES SOBRE SOLDAGEM

“Soldagem é a união de peças por métodos que não se baseiam no emprego de dispositivos de fixação”. Esta conceituação é muito abrangente, pois inclui os processos de colagem e a união através da interposição de ligas metálicas fundidas, de baixo ponto de fusão relativamente ao das partes a unir, chamada de brasagem. Por isto, prefere-se a seguinte conceituação: “soldagem é a operação que visa a união de duas ou mais peças , assegurando na junta, a continuidade das propriedades químicas e físicas”.

Chama-se de material de base, o material que constitui as partes a unir. A soldagem deve assegurar na junta, a continuidade das propriedades do material de base. Logo, está implícita a necessidade da interposição de material adicional, capaz de preencher a folga entre as superfícies a unir (figura A2.1).

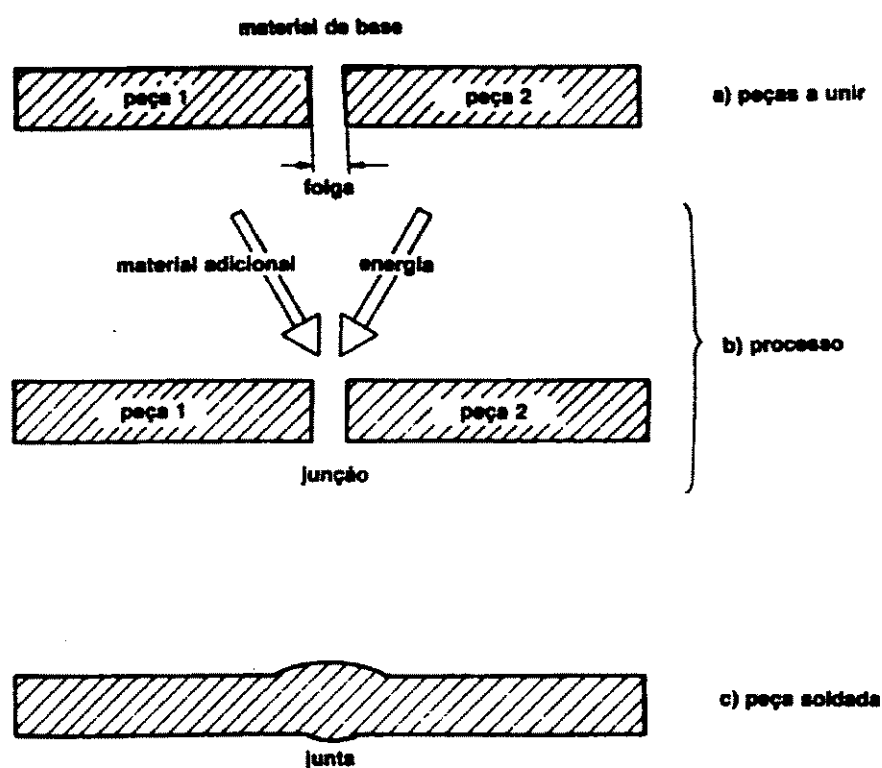


FIGURA - A2.1 - Processos de soldagem por fusão
FONTE: QUITES (1979)

O material adicional deve ser da mesma natureza que o das partes a serem soldadas, pois tem-se necessidade de continuidade das propriedades pré-existentes. Outra condição indispensável, decorrente do conceito de soldagem, é que se consiga a solubilização do material de adição no de base pois sem isso não se asseguraria a já referida continuidade. Assim, conclui-se que uma operação de soldagem é conseguida pela:

- a) interposição do material adicional na junta;
- b) aplicação de energia, de modo a produzir a solubilização do material de adição e do material de base.

Os processos de classificação de soldagem são: soldagem por fusão e soldagem por pressão.

Quando a energia é aplicada com a intenção de produzir calor capaz de fundir o material de base, a solubilização se processa na fase líquida. Quando isto não ocorre, a energia é aplicada com o objetivo de provocar uma tensão no material capaz de produzir a solubilização na fase sólida. No primeiro caso, processou-se uma soldagem por fusão. No segundo, uma soldagem por pressão.

Assim, soldagem por fusão é a obtida pela solubilidade, na fase líquida, das partes a unir e subsequente solidificação da junção, conforme figura A2.1.

Por exemplo, a soldagem por pontos é normalmente classificada como soldagem por pressão. Porém, sabe-se que ocorre fusão e que as vezes a solubilização líquida é a mais importante.

Neste trabalho foi usado a soldagem MIG (figura A2.2), isto é soldagem por fusão de acordo com o processo de obtenção de calor em soldagem elétrica a arco voltaica¹ com arame - elétrodos² nus protegida por gases³.

¹ A soldagem elétrica a arco voltaica é o processo no qual a fusão origina-se da ação direta e localizada de um arco voltaico. Existem muitas maneiras em se utilizar um arco voltaico como fonte de calor: uma delas é a alta concentração de calor que permite obter elevadas temperaturas em um pequeno espaço, de tal forma que a zona de influência calorífica fica muito limitada.

² Arame - elétrodo para soldagem MIG são arames de alta pureza e composição química bem controlada. O uso de arames ordinários geralmente conduzem a defeitos na solda. O arame é de aço com cobreamento superficial para proteger a superfície durante a estocagem.

³ Os gases utilizados são o hélio e o argônio, que são os gases nobres de mais fácil obtenção.

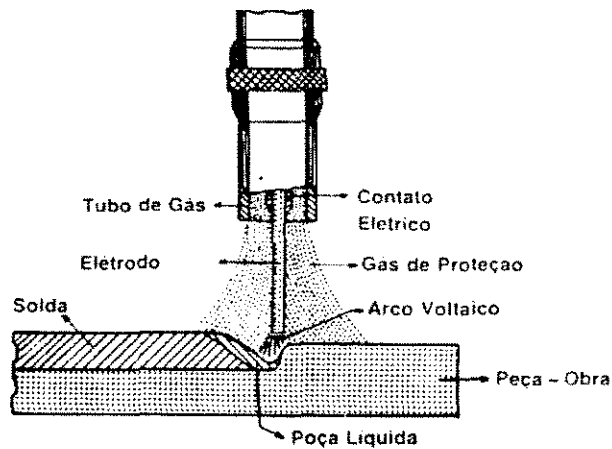


FIGURA - A2.2 - Soldagem MIG
 FONTE: QUITES(1979)

MIG é a denominação simplificada que se dá ao processo que utiliza um arco em atmosfera de gás inerte que arde visível entre a peça e um eletrodo nú consumível (MIG = metal + inerte gás). O eletrodo é constituído de um arame fino (0,8 a 1,6mm), que é bobinado em carretéis apropriados, e conduzidos até o arco através de pequenos rolos impulsadores acionados por um motor. O contato elétrico é feito por deslizamento relativo entre o fio e um pequeno tubo de cobre colocado no interior do bocal de gás e imediatamente antes do arco elétrico figura A2.3a e A2.3b.

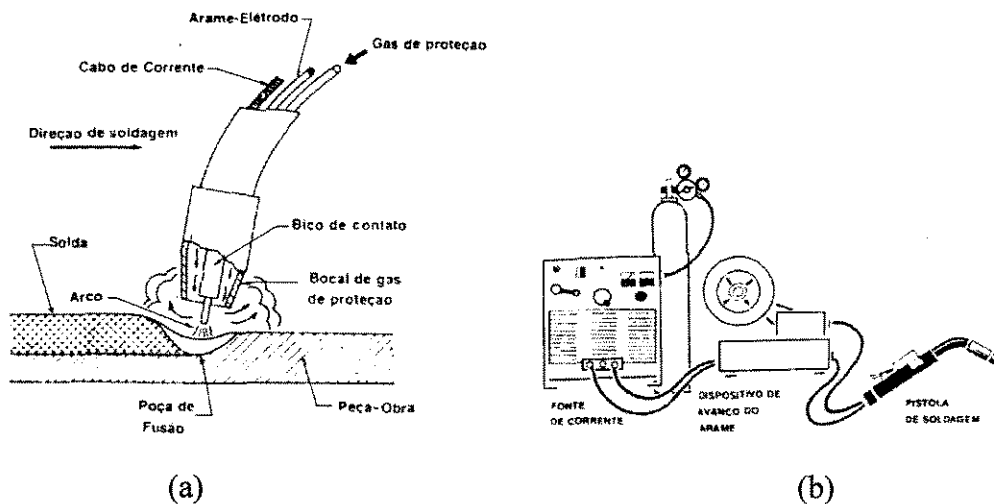


FIGURA -A2.3.a - Representação esquemática do extremo de uma pistola de soldagem MIG.
 FIGURA - A2.3.b - Equipamento para soldagem MIG. FONTE:QUITES(1979)

Assim, o comprimento do eletrodo é relativamente pequeno, o que permite a utilização de densidades de corrente extraordinariamente altas (300 A/mm^2), resultando em elevadas velocidades de fusão. A outra vantagem do processo é o fato dele poder ser totalmente automático. Neste caso, só é utilizado, para fabricação em grandes séries, já que necessita de equipamento adicional, onerando o investimento.

A utilização em grande escala do processo MIG, ocorre na versão semi-automática em que o movimento de translação do arame-eletrodo na direção do cordão de solda é manual.

Após a soldagem elétrica convencional, com eletrodo revestido, é a soldagem MIG a tecnicamente mais universal. Pode-se citar as vantagens de sua aplicação no Brasil e principalmente neste trabalho:

- a) aplicáveis aos aços comuns, aços inoxidáveis e ligas leves;
- b) facilidade de formação de mão-de-obra;
- c) grande velocidade de execução, reduzindo o custo de mão-de-obra, o volume de trabalho em curso e a área ocupada.

Para a preparação da solda, foi feito um chanfro de 30° nas extremidades das chapas dobradas, formando a junta em Y como mostra a figura A2.4, para melhor penetração da solda.

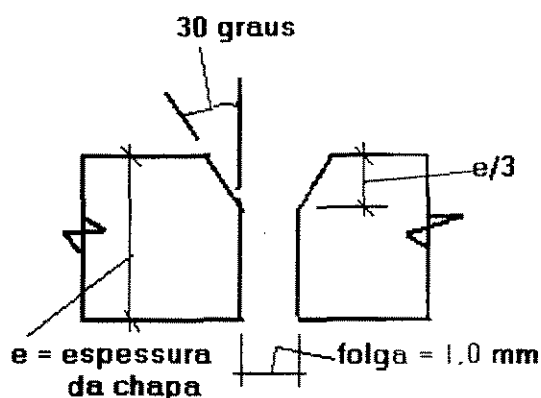


FIGURA -A2.4 - Preparação em Y

A soldagem MIG é um processo que apresenta grande número de variáveis a serem controladas.

Os fatores determinantes da geometria da solda, da zona afetada pelo calor e das demais propriedades da junção, são os seguintes:

- a) as características da fonte de energia e do arco voltaico, que determinam em conjunto a tensão e a corrente;
- b) o tipo e a intensidade da transferência do material do eletrodo à peça, através do arco ;
- c) a velocidade de soldagem;
- d) a posição de soldagem;
- e) a preparação dos bordos a soldar.

Neste trabalho o serviço de soldagem dos pilares foi tercerizado, executado na firma 7 Rodas em Uberlândia, em que foi obtido os seguintes dados:

- a tensão ocorrente da máquina foi de 320 A;
- arame usado Gerdan-Mig ER70S-6 com 1,2 mm de espessura;
- velocidade de translado 23 cm/min;
- gás utilizado Star Gold V₁₆ ,possuindo mistura de argônio, dióxido de carbono e oxigênio, indicada para soldagem com transferência em spray ou curto-circuito, de chapas de qualquer espessura.

A solda obtida foi de boa qualidade, com penetração total da raiz na maioria dos pilares mistos, sem ocorrência de defeitos tais como falta de penetração, mordeduras e reforço excessivo.