

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

**FÁBIO KASSOUF SAD**

**CAMPINAS, SP.**

**1997**

**UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL  
SECÃO CIRCULANTE**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

# CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

FÁBIO KASSOUF SAD

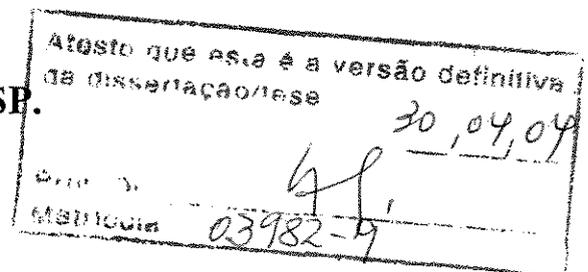
Orientador: Prof. Dr. GILSON B. FERNANDES

Dissertação apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

CAMPINAS, SP.

1997

i



UNIDADE	BC
Nº CHAMADA	T/UNICAMP
	Sa 15c
V	
TOMADA	59586
PROC.	16-P-117104
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	11,00
DATA	14-09-2004
Nº CPD	

Bib Id 321379

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

Sa15c Sad, Kassouf Fábio  
 Consolos curtos de concreto de alta resistência / Fábio Kassouf Sad. --Campinas, SP: [s.n.], 1997.

Orientador: Gilson Battiston Fernandes.  
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

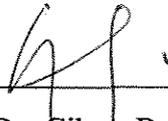
1. Concreto de alta resistência. 2. Vigas de concreto.  
 3. Concreto armado. I. Fernandes, Battiston Gilson. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

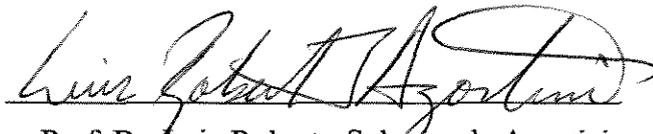
**CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

FÁBIO KASSOUF SAD

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Gilson B. Fernandes  
Presidente e Orientador - UNICAMP



Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini  
FEC- UNICAMP



Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro  
EESC - USP

Campinas, 17 de Fevereiro de 1.997

## **Dedicatória**

## **Agradecimentos**

Sinceros agradecimentos a todos aqueles que me ajudaram e incentivaram durante este trabalho, em especial aos meus pais, que sempre valorizaram muito todo empenho voltado ao estudo e à pesquisa, muitas vezes assumindo em meu lugar diversas obrigações de caráter particular. Agradeço também à namorada e aos amigos de escritório que não pouparam esforços e sacrifícios. Ao Professor Gilson B. Fernandes, sou grato pela orientação, dedicação e apoio, sem os quais não teria alcançado quaisquer objetivos.

A pesquisa contou com o apoio do acervo da Biblioteca Área de Engenharia da UNICAMP, das instalações, equipamentos e pessoal técnico do laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil.

Gostaria também de ressaltar a não menos nobre colaboração de Camargo Corrêa Industrial S.A. pelo fornecimento de sílica ativa, e da CIMINAS S/A, pelo fornecimento de cimento e de superplastificante.

## Sumário

	página
Lista de Tabelas.....	vii
Lista de Figuras.....	viii
Lista de Abreviaturas e Símbolos.....	xi
Resumo.....	xiii
1. Introdução.....	14
2. Objetivos.....	16
3. Revisão Bibliográfica.....	17
3.1 O Concreto de Alta Resistência.....	18
3.1.1 Definição.....	18
3.1.2 Significado.....	18
3.1.3 Materiais e Proporção de Mistura.....	20
3.1.4 Propriedades.....	25
3.2 Consolos Curtos.....	30
3.2.1 Introdução.....	30
3.2.2 Consolos Curtos por Franz e Niedenhoff.....	31
3.2.3 Consolos Curtos por J.C. Süssekind.....	42
3.2.4 Consolos Curtos por E. Thomaz e Naegeli.....	48
4. Metodologia.....	57
4.1 Programa Experimental.....	58
4.1.1 Detalhes dos consolos e esquemas de carregamento.....	58

4.1.2 Materiais .....	59
4.1.3 Execução e cura dos consolos.....	63
4.1.4 Instrumentação.....	64
4.1.5 Equipamentos utilizados.....	64
4.1.6 Condições de apoio e carregamento.....	65
4.1.7 Identificação.....	65
5. Resultados.....	83
5.1 Resultados do Programa Experimental.....	109
6. Discussão.....	111
7. Conclusão.....	116
Referências Bibliográficas.....	118
Abstract.....	120

## Lista de Tabelas

3.1 Proporções típicas de mistura para concretos de alta resistência ( $\text{kg/m}^3$ ).....	23
3.2 Resistência do concreto e do aço (MPa) para os consolos 2 e 2B.....	55
3.3 Valores de carga última, obtidas experimentalmente e teoricamente (kN).....	56
4.1 Valores de cargas de ruptura dos corpos de prova (MPa).....	66
5.1 Valores teóricos conforme três autores e valores experimentais obtidos.....	110
6.1 Valores teóricos conforme Süssekind e valores experimentais obtidos.....	111
6.2 Valores teóricos conforme Franz e Niedenhoff e valores experimentais obtidos.....	112
6.3 Valores teóricos conforme Thomaz e Naegeli e valores experimentais obtidos.....	112
6.4 Valores experimentais da carga que produz o escoamento.....	113
6.5 Valores experimentais de carga última e de ruptura.....	113
6.6 Valores experimentais das tensões na armadura de costela.....	114

## Lista de Figuras

3.1 Relações entre o custo do pilar e a resistência do concreto.....	19
3.2 Efeitos do adicionamento de superplastificante na consistência do concreto.....	24
3.3 Consolos curtos de seção constante e variável.....	30
3.4 Isostáticas de tração e compressão.....	31
3.5 Direção e magnitude das tensões principais em um pilar com consolo submetido a carga concentrada.....	34
3.6 Combinação das tensões de tração para obter as resultantes ( analogia da treliça ) e desenhando as armaduras de tração.....	35
3.7 Amostras de ensaio de consolos de concreto armado.....	36
3.8 Arranjo de armaduras , modelo de ensaio M6.....	37
3.9 Consolos com o ‘novo’ arranjo de armadura . Panorama de ruptura correspondente às cargas de ruptura P e armadura As na raiz do consolo.....	38
3.10 Explicação sobre a fissura transversal com referência ao modelo de trajetórias no domínio II ( modelo M1 ).....	39
3.11 Armaduras conforme a teoria convencional para os consolos M1 e M2.....	41
3.12 Cargas de ruptura P e armadura horizontal As na raiz do consolo.....	41
3.13 Consolo curto ( $h \leq 2a$ ).....	42
3.14 Tipos usuais de Consolo.....	43
3.15 Armação Principal do Consolo.....	43
3.16 Armação Principal do gênero ‘viga’.....	44

3.17 Armação Completa do Dente.....	44
3.18 Limitações de $b_w$ e $d$ , para cálculo de $\tau_{wd}$ .....	45
3.19 Armadura Adicional Asusp no caso de carregamento indireto.....	46
3.20 Armadura Principal, no caso de existência de carga horizontal tracionando o banzo superior.....	46
3.21 Consolos com $h \gg 2a$ .....	47
3.22 Divisão da estrutura em regiões B e D.....	49
3.23 Exemplos de divisão da estrutura em regiões B e D.....	49
3.24 Reticulado em viga-parede.....	51
3.25 Tipos Básicos de Nós.....	52
3.26 Configurações Típicas das Bielas.....	52
3.27 Gráfico para determinação da resistência última de biela em forma de garrafa de regiões D.....	53
3.28 a) Definição da região do consolo e seção de dimensionamento.....	54
b) Forças de contorno na Região D.....	54
3.29 a) Modelos de Barras ; b) Determinação de $u$ .....	54
3.30 a) Nó 1 ; b) Nó 2.....	55
4.1 Dimensões dos consolos e esquema de carregamento.....	59
4.2 Análise geométrica dos agregados.....	60
4.3 Diagrama tensão-deformação das barras $\phi 3.4\text{mm}$ .....	61
4.4 Diagrama tensão-deformação das barras $\phi 4.2\text{mm}$ .....	61
4.5 Diagrama tensão-deformação das barras $\phi 5.0\text{mm}$ .....	62
4.6 Diagrama tensão-deformação das barras $\phi 6.3\text{mm}$ .....	62
4.7 Diagrama tensão-deformação das barras $\phi 8.0\text{mm}$ .....	63
4.8 Detalhe das armaduras do consolo CD5-3E.....	67
4.9 Detalhes da instrumentação do consolo CD5-3E.....	68
4.10 Detalhe das armaduras do consolo CD6-3E.....	69
4.11 Detalhes da instrumentação do consolo CD6-3E.....	70
4.12 Detalhe das armaduras do consolo CD5-4E.....	71
4.13 Detalhes da instrumentação do consolo CD5-4E.....	72
4.14 Detalhe das armaduras do consolo CD6-4E.....	73

4.15 Detalhes da instrumentação do consolo CD6-4E.....	74
4.16 Detalhe das armaduras do consolo CS6-3E.....	75
4.17 Detalhes da instrumentação do consolo CS6-3E.....	76
4.18 Detalhe das armaduras do consolo CS6-4E.....	77
4.19 Detalhes da instrumentação do consolo CS6-4E.....	78
4.20 Detalhe das armaduras do consolo CS8-4E.....	79
4.21 Detalhes da instrumentação do consolo CS8-4E.....	80
4.22 Detalhe das armaduras do consolo CS8-5E.....	81
4.23 Detalhes da instrumentação do consolo CS8-5E.....	82
5.1 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CD5-3E; $P_r=105$ kN.....	85
5.2 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CD6-3E; $P_r=120$ kN.....	87
5.3 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CD5-4E; $P_r=100$ kN.....	89
5.4 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CD6-4E; $P_r=124$ kN.....	91
5.5 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CS6-3E; $P_r=170$ kN.....	93
5.6 Tensões nas costelas do consolo CS6-3E; $P_r=170$ kN.....	95
5.7 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CS6-4E; $P_r=190$ kN.....	97
5.8 Tensões nas costelas do consolo CS6-4E; $P_r=190$ kN.....	99
5.9 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CS8-4E; $P_r=200$ kN.....	101
5.10 Tensões nas costelas do consolo CS8-4E; $P_r=200$ kN.....	103
5.11 Tensões nos estribos e tirantes do consolo CS8-5E; $P_r=220$ kN.....	105
5.12 Tensões nas costelas do consolo CS8-5E; $P_r=220$ kN.....	107

## Notações

- $A_s$  = área de seção transversal da armadura longitudinal tracionada
- $A_{s1}$  = área de aço longitudinal do pilar
- $A_{ssusp}$  = área de seção da armadura de suspensão
- $B$  = regiões de Bernoulli, onde são válidas as hipóteses da teoria de flexão
- $C$  = resultante das tensões da compressão no consolo
- $C_c$  = região de concreto comprimido
- $C_d$  = valor de cálculo da...
- $D$  = regiões de descontinuidade ou força aplicada no nó
- $D_1$  = resultante das tensões de compressão na biela
- $F$  = força aplicada no nó
- $H$  = força horizontal aplicada no pilar ou no consolo
- $P$  = carga vertical no consolo
- $P_r$  = carga capaz de gerar a ruptura ou ruína da peça
- $P_u$  = carga última, capaz de produzir na armadura principal a tensão de escoamento
- $R_s$  = resultante das forças de tração na armadura longitudinal do tirante
- $R_{sd}$  = valor de cálculo de  $R_s$
- $T$  = resultante das tensões de tração
- $T_c$  = regiões de concreto tracionado
- $Z$  = resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
- $Z_d$  = valor de cálculo da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal

- $a$  = distância da carga à face do pilar ou menor largura da biela de compressão  
 $a_1$  = largura da placa de aplicação da carga sobre o consolo  
 $a_2, a_3$  = largura da biela de compressão junto ao nó  
 $a_4$  = distância entre a face da placa de aplicação da carga e a face do pilar  
 $a_5$  = projeção horizontal da distância entre os nós 1 e 2  
 $b$  = largura da seção do consolo, ou maior (valor da biela de compressão)  
 $b_1$  = prolongamento da armadura adicional no pilar  
 $b_w$  = comprimento medido na horizontal junto à face do pilar capaz de receber esforços oriundos da aplicação da carga  $P$   
 $d$  = altura útil da seção transversal  
 $d'$  = altura complementar ( $d' = h - d$ )  
 $f_{cd}$  = resistência do concreto à compressão, referida à ensaios de corpos de prova cilíndricos  
 $f_{yd}$  = valor de cálculo da tensão de escoamento do aço à tração  
 $h$  = altura do consolo junto ao pilar  
 $l$  = comprimento  
 $u$  = altura do nó, função do número de camadas da armadura principal  
 $x_1$  = comprimento da projeção horizontal da biela de compressão junto ao nó  
 $x_2$  = comprimento da projeção vertical da biela de compressão junto ao nó  
 $y$  = distância entre o nó inferior da resultante das tensões de compressão e a face do pilar  
 $z$  = braço de alavanca ou altura útil em vigas-parede  
  
 $\beta$  = ângulo entre uma linha horizontal de referência e  $R_s$   
 $\beta_p$  = resistência do concreto à compressão referida à ensaios de corpos de prova prismáticos  
 $\beta_w$  = resistência do concreto à compressão referida à ensaios de corpos de prova cúbicos  
 $\sigma$  = tensão  
 $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  = tensões principais na direção 1 e 2  
 $\sigma_a$  = tensão sob a placa de aplicação da carga de largura  $a$   
 $\sigma_x$  = tensão na direção  $x$   
 $\sigma_y$  = tensão na direção  $y$   
 $\sigma_a$  = tensão sob a placa de aplicação do carregamento  
 $\tau$  = tensão cisalhante

## **Resumo**

Sad, Fábio Kassouf. Consolos curtos de concreto de alta resistência. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2003. 120 pág. Dissertação.

São apresentados nesse trabalho três resumos teóricos de distintos autores, discorrendo sobre o comportamento e dimensionamento de consolos de concreto armado de resistência convencional.

Também foi realizado um estudo das propriedades, vantagens de utilização e crescimento de uso do concreto de alta resistência.

Pretende-se contribuir com as pesquisas, verificando se o comportamento e o dimensionamento dos consolos de concreto de resistência convencional, previstos pela literatura, podem ser eventualmente estendidos aos consolos de concreto de alta resistência.

Após realização de revisão bibliográfica e estudo do tema, foi proposto um programa de investigação experimental, formado por diversos corpos de prova, com várias combinações de armadura, com aplicação de carregamentos até a ruína, cujos resultados permitiram a análise e comparação com os estudos teóricos.

**Palavras Chave:** Consolos Curtos; Concreto de Alta Resistência.

É objeto de atenção especial a análise comparativa entre as teorias encontradas na literatura e os resultados dos ensaios.

Uma abordagem de três autores, com relatos de algumas diferenças referentes aos mesmos tópicos, é apresentada no Capítulo 3.

O Capítulo 4 traz o programa experimental, com detalhes e resultados dos ensaios dos materiais empregados, detalhes dos modelos ensaiados, execução e cura dos corpos de prova (consolos), instrumentação adotada, equipamentos utilizados bem como as condições de apoio e carregamento.

Os resultados do programa experimental envolvendo os diversos consolos ensaiados são apresentados no Capítulo 5, de forma que as conclusões forneçam embasamento capaz de possibilitar a extensão desse trabalho por parte de outra pesquisa.

## 1: Introdução

Concretos de alta resistência têm sido utilizados em praticamente todo o mundo, embora inicialmente seu emprego estivesse restrito aos lances mais carregados de pilares de edifícios muito altos.

O emprego de concreto de alta resistência, ou seja, com resistência à compressão simples entre 40 MPa e 80 MPa apresentou um crescimento acelerado a partir da década de 80. Concretos com valores de resistência compreendidos no intervalo acima podem ser economicamente produzidos com agregados e cimentos normalmente disponíveis no mercado, desde que adequadamente selecionados.

Faz-se necessária a elaboração de novos critérios de projeto, que eventualmente possam vir de encontro aos já existentes; uma nova normalização é imprescindível e urge por premência.

Não obstante, as diretrizes de cálculo e possivelmente os atuais critérios de segurança também clamam por revisão.

Este trabalho trata do estudo experimental de consolos de concreto armado, confeccionados em concreto de alta resistência.

Pretende-se promover a familiarização do emprego desse material quanto ao seu comportamento em termos de resistência e deformabilidade, necessárias à sua adequada utilização. É importante ressaltar que o aspecto tecnológico não representa ênfase do presente estudo.

## 2: Objetivos

O tema consolos curtos de concreto de alta resistência já tem sido abordado por outros grupos de pesquisadores, experimentais e teóricos, de diversas outras localidades.

Esse trabalho dissertativo experimental tem por objetivo contribuir com a verificação do comportamento estrutural de consolos curtos de concreto de alta resistência.

Alternando diversas combinações entre as armaduras de tração, de cisalhamento e mesmo a de pele (costela), procurou-se analisar o comportamento das deformações apresentadas pelas armaduras. Também pretendeu-se estudar o panorama geral de fissuração, a forma de ruptura e a resistência das peças ao carregamento, através da aplicação de cargas que as conduzissem até o estágio de ruína.

Fez parte dos objetivos desse trabalho a comparação da eficiência de ancoragem da armadura principal tracionada, alternado-se barras dobradas e barras soldadas.

Pretendeu-se também verificar se os critérios de projeto atuais aplicáveis ao concreto de resistência convencional, eventualmente, podem ser estendidos aos consolos curtos de concreto de alta resistência, comparando os resultados obtidos experimentalmente, com aqueles previstos analiticamente, verificando o distanciamento dos valores entre um caso e outro.

Muito embora a norma sobre pré-moldados proíba a utilização de aços encruados, foram feitos modelos de consolos para análise estrutural durante o ensaio.

### **3: Revisão Bibliográfica**

A Bibliografia disponível que diz respeito ao tema do presente trabalho foi consultada e pesquisada. Tudo aquilo que foi considerado de fundamental importância, tanto em livros, quanto aquilo que diz respeito a artigos e publicações em periódicos, como demais trabalhos de pesquisa mais aprofundados, foi trazido para a presente dissertação, inclusive por sugestão do orientador dessa pesquisa, com o intuito de fornecer o melhor embasamento capaz de permitir uma correta interpretação dos dados fornecidos pela pesquisa experimental, dando sustentação a precisas conclusões.

## 3.1: O Concreto de Alta Resistência

### 3.1.1 Definição:

Para concretos confeccionados com agregados de peso normal, os de alta resistência são assim considerados quando sua resistência à compressão simples é superior a 40 MPa. Dois argumentos são utilizados para justificar o limite acima:

1° A resistência convencional do concreto está na faixa de 20 a 40 MPa. Para produzir concretos com resistência acima de 40 MPa, é necessário um controle de qualidade mais rigoroso e mais cautela na seleção e proporção dos materiais (uso de plastificantes e adições minerais, escolha do tipo e tamanho dos agregados adequados, etc.). Assim, este concreto confeccionado de maneira especial o qual atinge resistência à compressão acima de 40 MPa, é chamado de concreto de alta resistência .

2° Estudos experimentais mostram que, em vários aspectos, a microestrutura e as propriedades do concreto de alta resistência são consideravelmente diferentes daquelas do concreto convencional. Já que este último é a base da prática de projeto atual, os projetistas devem estar alertas para que concretos de resistência acima de 40 MPa sejam tratados como pertencentes a uma classe separada.

### 3.1.2 Significado:

Baseando-se em preços do concreto e aço na área de Chicago em 1.982, os dados da fig. 1.1 mostram que o uso de concretos com resistência mais alta e mínimo consumo de aço oferecem a solução mais econômica para colunas de construções altas. A vantagem econômica obtida pelo uso de colunas e paredes de concreto de alta resistência foi claramente demonstrada por várias estruturas construídas em concreto em Chicago, NewYork, Houston e outras cidades nos EUA. Conseqüentemente, nos EUA durante os últimos 30 anos o concreto de alta resistência tem sido utilizado principalmente em edifícios de concreto armado com 30 pavimentos ou mais. As colunas no trecho

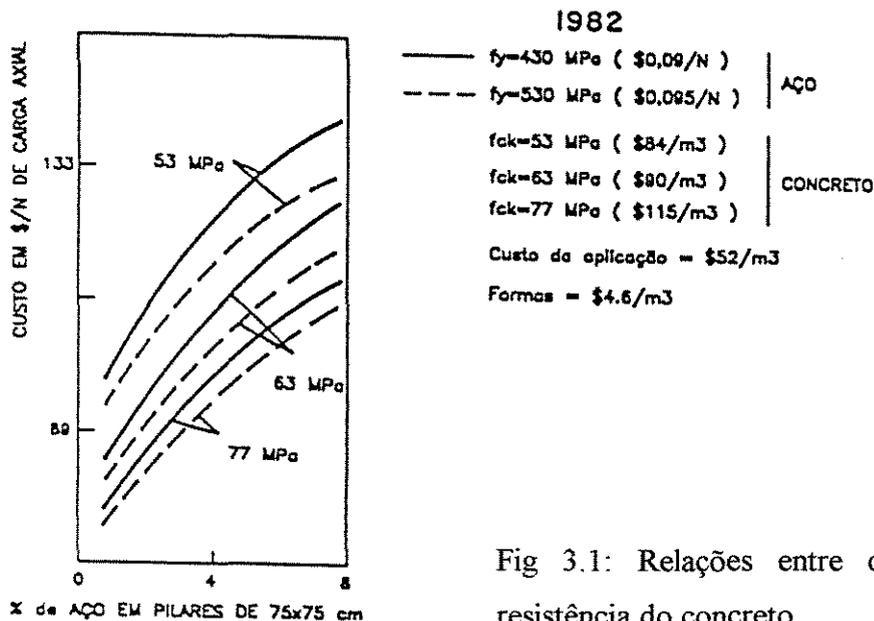


Fig 3.1: Relações entre o custo do pilar e a resistência do concreto

correspondente à última terça parte do edifício são de concreto de resistência convencional (27 a 33 MPa), mas a dimensão da coluna pode se tornar incômoda quando o concreto convencional for utilizado nos seus dois terços inferiores. Vários engenheiros e arquitetos de destaque na área de Nova York, os quais estão envolvidos com projetos de edifícios altos, parecem acreditar que a escolha de uma estrutura de aço contra uma outra opção em concreto de alta resistência, não depende apenas de uma comparação de seus respectivos custos. Com o concreto, um caminho mais rápido pode ser trilhado, pois a construção pode ter início enquanto o projeto da superestrutura está apenas parcialmente desenvolvido, permitindo antecipar o término de obra. Por outro lado, com a estrutura metálica, o projeto completo deve ter sido concluído para depois disso ter-se que esperar durante meses para que a estrutura possa ser fabricada e transportada até o local da futura obra. Vinte anos atrás em Manhattan, edifícios altos de escritórios foram quase sempre construídos em estrutura metálica; em 1.986 mais de 25% dos novos edifícios altos de escritórios têm estrutura metálica.

Na indústria de pré-moldado e protendido, o uso do concreto de alta resistência resulta numa rápida liberação dos moldes, alta produtividade e menor perda de produtos durante o manuseio e transporte. Considerando-se que sua permeabilidade é baixa, o concreto de alta resistência também encontra aplicação onde a durabilidade do concreto é desejável devido a riscos de abrasão, erosão ou ataque de elementos químicos.

### 3.1.3 Materiais e Proporção de Mistura:

#### 3.1.3.1 Considerações Gerais:

A porosidade das três fases do concreto (i.e, agregado, pasta de cimento e zona de transição) é o mais importante fator de determinação da resistência do concreto. Quando a trabalhabilidade é adequada, parece que a relação água/cimento ( $a/c$ ) possui a chave para controle da porosidade tanto da pasta, quanto da zona de transição. Além disso, com uma baixa relação  $a/c$ , foi observado que uma pequena redução gera um grande aumento de resistência. Um estudo mostrou que para relações  $a/c$  de 0,38, 0,36 e 0,34 a resistência à compressão do concreto foi respectivamente 40, 50 e 60 MPa . Isto significa, contudo, um problema, pois com a redução de água, o concreto fresco torna-se de difícil mistura, aplicação e consolidação.

Para produção de concreto de alta resistência, o efeito oposto àquele gerado pela baixa relação  $a/c$  na consistência e resistência do concreto não pode ser harmonizado sem o uso de redutores de água. Isto explica porque o desenvolvimento de superplastificantes tem auxiliado o aumento da produção de concretos de alta resistência. De fato, sem a excelente trabalhabilidade conferida pelo uso de superplastificantes, praticamente não teria sido possível produzir peças de concreto com resistência acima de 65 MPa à compressão sem se ter uma relação  $a/c$  da ordem de 0,30.

O concreto de resistência convencional contém agregado graúdo com dimensão máxima compreendida na faixa de 25 a 38 mm e relação  $a/c$  entre 0,4 e 0,7. Nesse caso a zona de transição é o elemento mais fraco do sistema. Para uma dada relação  $a/c$ , a resistência do concreto pode ser aumentada significativamente por uma simples redução na dimensão máxima das partículas do agregado graúdo, pois isso gera um efeito benéfico na resistência da zona de transição. Portanto, em se tratando de concreto de alta resistência, é comum limitar a dimensão máxima do agregado em 19 mm, ou menos. Os requisitos de baixa relação  $a/c$  e pequeno tamanho dos agregados significam que o conteúdo de cimento no concreto será alto, geralmente acima de 385 kg/m<sup>3</sup>. Conteúdos de

cimento da ordem de  $590 \text{ kg/m}^3$  ou em níveis parecidos, devem ser investigados, mas tornam-se indesejáveis. Com o aumento da proporção de cimento no concreto, um platô de resistência é alcançado, de modo que não haverá mais aumento desta com novos acréscimos na quantidade de cimento. Tal fato se deve provavelmente à natureza não homogênea da pasta de cimento, na qual a presença de grandes cristais de hidróxido de cálcio representa, sob tensão, um local frágil à ruptura. De maneira semelhante, a não homogeneidade e baixa resistência de algumas áreas da zona de transição, tornam-na suscetível de microfissuras, mesmo antes da incidência de qualquer carga externa. Isso ocorre como resultado de tensões oriundas da contração térmica, ou retração por secagem, quando consideráveis diferenças podem surgir entre a resposta elástica da pasta de cimento e aquela do agregado. Deve ser observado que o aumento na quantidade de cimento acarreta aumento de custo, aumento do calor de hidratação e da intensidade da retração.

Quando constatado que a não homogeneidade da pasta de cimento hidratada tornou-se um limitante de resistência do concreto, a solução óbvia foi modificar a microestrutura de modo que os elementos geradores da não homogeneidade fossem eliminados ou reduzidos. Em se tratando de produtos de cimento Portland, existe um caminho relativamente barato e eficaz: a incorporação ao concreto de materiais pozolânicos e sílica ativa. Materiais pozolânicos, como cinza volante, reagem com o hidróxido de cálcio para formarem produtos que são similares em composição e propriedades àqueles principais produtos oriundos da hidratação do cimento. A reação pozolânica também contribui para redução dos grandes poros - um aspecto igualmente importante para elevação da resistência do sistema.

Adicionalmente, visando um produto mais homogêneo e uma possível redução de custos, onde uma parte do cimento seria substituída por pozolana, o maior benefício pode advir na forma de menor temperatura devido ao calor de hidratação mais baixo. Em razão do alto conteúdo de cimento, os usuários do concreto de alta resistência freqüentemente verificam fissuras de origem térmica em grandes elementos estruturais. Assim, o fato de minimizarem o risco dessas fissuras é por si só suficiente para justificar a substituição parcial do cimento pela pozolana.

Para uma dada relação a/c, nos concretos onde cinzas volantes da classe F são utilizadas como substitutas parciais do cimento, a resistência inicial (3 e 7 dias) do concreto curado em condições normais de temperatura, pode ser reduzida quase na mesma proporção da quantidade de cinzas presentes no total de materiais cimentícios (cimento + cinzas). Contudo, concretos contendo cinzas classe C, ou escória de alto forno, apresentam ganho de resistência significativo nos primeiros sete dias de cura; pozolanas altamente reativas como sílica condensada podem colaborar para resistência em 3 dias.

É evidente que baixas resistências iniciais não devem ocorrer se, em vez de cimento, uma parte do agregado miúdo for substituída por pozolana. De fato, ganhos substanciais de resistência, mesmo em idades iniciais de cura, são igualmente observados pela substituição parcial de agregado miúdo por cinzas volantes ou escória de alto forno. Deve-se observar que tal procedimento não oferece vantagem econômica, nem redução do risco de fissuras de origem térmica quando grandes elementos estiverem envolvidos (desde que não haja redução na quantidade de cimento). Contudo é compensador se resistências iniciais forem mais importantes. A literatura contém numerosos relatos mostrando que para melhores resultados globais, é vantajoso em alguns casos a substituição parcial por pozolana tanto do cimento quanto do agregado miúdo.

### 3.1.3.2 Misturas Típicas de Concreto:

Os fundamentos da produção de concreto de alta resistência estão ilustrados pela composição de três misturas conforme consta da tabela 3.1. A maior diferença entre o concreto de Chicago e o de Houston é que o primeiro contém mais cimento e aproximadamente 10% em peso de cinzas volantes classe F em relação ao total de materiais cimentícios, enquanto o segundo contém consideravelmente menos cimento e em torno de 20% de cinzas classe C. Ambos produzem 11,3 cm de abatimento no ensaio de tronco de cone, e 65 a 70 MPa de resistência à compressão aos 28 dias de cura em laboratório. Os 139 testes de campo do concreto de Texas apresentaram uma resistência média de 75 MPa. Sob condições de campo ideais, a resistência do concreto de alta

resistência deve atingir aproximadamente 90% da obtida em corpos de prova curados em laboratório. Misturas de concreto de altíssima resistência foram testadas em vários lugares nos EUA e Canadá. Devido a presença de pozolana altamente reativa, alto conteúdo de cimento e baixa relação a/c, foi possível com o uso de grandes quantidades de superplastificante, obter valores de resistência à compressão em 28 e 120 dias de 113 a 126 MPa, respectivamente.

Tab. 3.1: Proporções Típicas de Mistura para Concretos de Alta Resistência (kg/m<sup>3</sup>)

Material	Water T. Place Chicago - 1975	Texas C. Tower Houston - 1980	Teste de dosagem p/ resistência ultra alta-1984
Cimento , tipo 1	500	690	593
Pozolana	-	-	-
Cinzas classe F	59	-	-
Cinzas classe C	-	99	-
Pó de Sílica	-	-	118
Britas	-	-	-
19mm - f máx.	-	1140	-
16mm - f máx	1068	-	-
12,5mm - f máx	-	-	997
Areia	608	578	537
Água	178	61	158
Redutor de água	-	-	-
Tipo A ( oz )	14.8	14.8	-
Superplastificante	-	-	Alta dosagem
água/(cim.+pozol.)	0,32	0,33	0,22

### 3.1.3.3 Concreto com Superplastificante:

Embora adições normais de redutores de água possam ser usadas na produção de concreto de alta resistência, como explicitado na tabela 3.1, concretos com consistência muito alta (20 a 25 cm de abatimento) e mais de 70 MPa de resistência (relação a/c menor que 0,30) são mais facilmente produzidos com a aplicação de superplastificantes. É sabido

que a adição de 0,5 a 1,5% (em relação ao peso de cimento) de superplastificante num concreto de 5 a 7,5cm de abatimento gera um enorme aumento de consistência: 20 a 25cm de abatimento. Porém, esta alta consistência do concreto tende a voltar à situação inicial no intervalo de 30 a 60 min (Fig. 3.2-a).

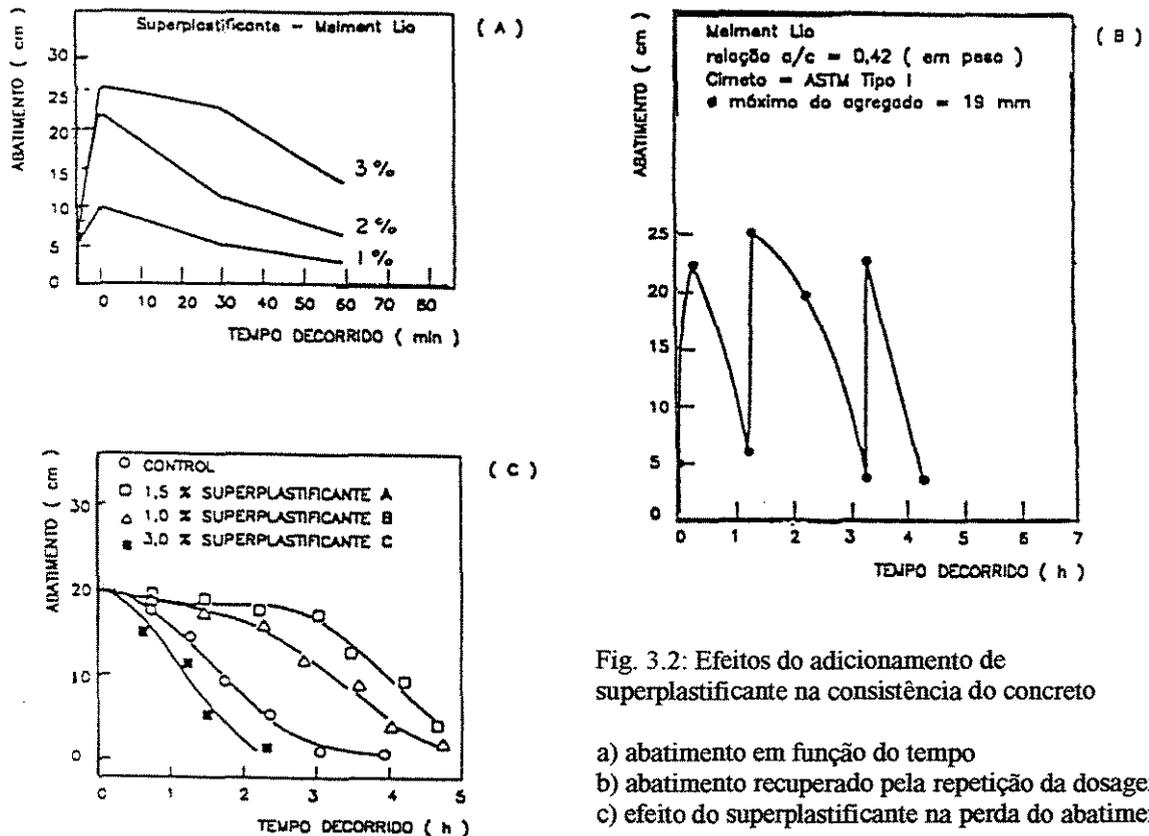


Fig. 3.2: Efeitos do adicionamento de superplastificante na consistência do concreto

- a) abatimento em função do tempo
- b) abatimento recuperado pela repetição da dosagem
- c) efeito do superplastificante na perda do abatimento

Quando o intervalo de tempo entre a mistura e a aplicação do concreto for relativamente curto, a rápida perda do abatimento não consiste um problema. Por outro lado, a referida perda de abatimento é até benéfica na indústria dos pré-fabricados, onde se deseja uma consistência mais rígida logo após a aplicação, de modo a permitir a cura a vapor. Contudo, no concreto moldado in loco, um imprevisto acidente pode gerar sérios problemas no manuseio de um concreto com alta tendência de perda de abatimento. Há dois caminhos para se lidar com tal problema. Pesquisas têm mostrado que grande aumento no valor do abatimento de concretos superplastificados pode ser mantido, durante horas, através da repetição de dosagem do superplastificante (fig.3.2-b). É recomendada cautela contra segregação quando a segunda ou terceira dosagem do produto é adicionada após a perda da consistência. A segunda maneira de abordar envolve

modificação na composição da mistura com um agente retardador de modo que a consistência original possa ser mantida por 2 a 3h. (fig. 3.2-c). Concretos superplastificados misturados in loco, com baixa perda de consistência, têm encontrado aplicações em concretagens executadas em temperaturas altas.

### 3.1.4 Propriedades:

#### 3.1.4.1 Trabalhabilidade:

Em seus primeiros estágios de desenvolvimento, o concreto de alta resistência contendo grandes quantidades de partículas finas (alto conteúdo de cimento, mais pozolana), baixa relação a/c e redutor de água normal, mostrou uma tendência a ser rígido e pegajoso. Algumas misturas de abatimento zero são de difícil aplicação e consolidação. Esse quadro tem mudado com o advento dos superplastificantes. Agora é possível obter alta consistência com adequada coesão para aplicação por bombeamento ou pelo uso de longas calhas, sem causar segregação, igualmente com relação a/c inferior a 0,30.

#### 3.1.4.2 Resistência:

Concretos com resistência à compressão na faixa de 56 a 77MPa aos 28 dias têm sido produzidos em escala comercial para utilização em Chicago, Houston e NewYork - EUA. Existem relatos de execução de misturas experimentais adequadas para produção de concretos com resistência aos 28 dias de 100 a 140MPa, contudo, devido a falta de demanda não têm encontrado aplicação em estruturas.

É notável a capacidade de concretos de alta resistência de desenvolver rapidamente sua resistência sem a utilização de cura a vapor. Concretos de resistência ultra-alta se comportam analogamente.

#### 3.1.4.3 Microestrutura, Relação Tensão-Deformação, Fratura:

Dos princípios gerais do proporcionamento de misturas de alta resistência é óbvio que altas resistências são alcançáveis em razão da redução da porosidade, da não homogeneidade e da microfissuração na pasta de cimento e zona de transição. Desde que a existência de inúmeras microfissuras no concreto convencional determina o comportamento quanto à fluência, fratura e relações tensão-deformação, não é difícil compreender porque, como resultado da redução do tamanho e quantidade de microfissuras, o comportamento do concreto de alta resistência é fundamentalmente diferente do concreto convencional.

Um estudo experimental da evolução das microfissuras no concreto submetido à compressão uniaxial na faixa de 31 a 77 MPa, realizado na Universidade de Cornell - EUA, mostra as seguintes conclusões:

1<sup>a</sup> - Comparado ao concreto de resistência convencional, o concreto de alta resistência comporta-se mais semelhantemente a um material homogêneo. Para concretos de alta resistência, as curvas tensão-deformação são mais íngremes e mais lineares para níveis de tensão mais altos, em relação ao concreto de resistência convencional, pelo decréscimo na quantidade e no tamanho das microfissuras na zona de transição. Assim, o concreto de alta resistência apresenta ruptura mais frágil (quebradiça) e menor dilatação volumétrica. O estudo mostra que tais concretos podem ser carregados a altos níveis de tensão sem iniciar um alto mecanismo de propagação de fissuras que conduz à ruptura; isso é, a resistência sob carga mantida é uma fração mais alta daquela de curto prazo.

2<sup>a</sup> - A quantidade de microfissuras no concreto de alta resistência associadas à retração, carregamento rápido, e cargas de longa duração é significativamente menor que

no concreto de resistência convencional. O substancial aumento de microfissuras em função do tempo encontrado no último não ocorre no primeiro, explicando em parte a fluência muito reduzida no concreto de alta resistência.

3ª - Pelo que acima foi descrito, é óbvio que o concreto de alta resistência tem comportamento distinto do de resistência normal.

Baseando-se nas conclusões precedentes, foi sugerido que várias das atuais normas e códigos aplicáveis ao concreto de resistência convencional, fossem modificadas quando aplicadas ao concreto de alta resistência. Por exemplo, o ACI recomenda  $E_c = 40000\sqrt{f_c' + (1 \cdot 1000000)}$ . Foi recomendado que os valores de resistência deveriam ser calculados pela fórmula  $f_{tk} = 11,7\sqrt{f_{ck}}$  (em psi), para a faixa de 40 a 100 MPa; Yamamoto e Kobayashi propuseram a seguinte relação para a resistência à tração na compressão diametral (em MPa):  $f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,8$ .

Deve-se observar que os valores determinados experimentalmente para o módulo de deformação na compressão para as três misturas, conforme a tabela tab.3.1, foram de 37800 , 39900 e 43750 MPa respectivamente .

#### 3.1.4.4 Durabilidade:

Muitas pesquisas têm revelado que fundamentalmente devido à baixa permeabilidade, concretos de alta resistência exibem excelente durabilidade a vários agentes físicos e químicos que usualmente são responsáveis pela deterioração do concreto de resistência convencional. Até aqui, aplicações do concreto de alta resistência estão limitadas no sentido da não exposição de elementos estruturais a ciclos de congelamento e descongelamento . Concretos superplastificados geralmente sofrem mais que os concretos de resistência normal devido a menor quantidade de ar e dos espaços vazios.

Parece que concretos com superplastificantes, baixa relação a/c, alta resistência, alto conteúdo de cimento e pozolana de alta qualidade teriam um grande potencial de aplicação onde impermeabilidade ou durabilidade, não resistência, forem as principais exigências. Tais aplicações incluem pisos para a indústria química e de alimentos ou

tabuleiros de pontes, que estão sujeitos a severos processos físicos e químicos de deterioração.

#### 3.1.4.5 Aplicações:

Até aqui, a maior parte das aplicações do concreto de alta resistência nos EUA estava limitada às áreas metropolitanas de Chicago, Nova York e Houston. Iniciando em 1.965, com concretos de resistência de 53 MPa, a área de Chicago contou com concreto de alta resistência em mais de 40 projetos de edifícios altos. Para edifícios comerciais com mais de 50 pavimentos, concretos com mais de 63MPa vieram a se tornar mais populares desde 1.972 pelo fato do enfoque arquitetônico clamar por pilares de dimensões mínimas, obtidas com essa resistência e fornecendo então a necessária proporção estética. Os 28 pavimentos mais baixos dos 79 andares do edifício Water Tower em Chicago contém pilares de concreto de 63 MPa . A utilização de concretos de 77 MPa esteve limitada a duas colunas experimentais em 1.976 no projeto do River Plaza, embora concretos desse tipo também viessem a encontrar aplicação posterior no Chicago Mercantil Exchange e no Sheraton Hotel .

Construído em 1.979, os 53 pavimentos do Helmsley Palace Hotel constituíram a primeira estrutura em Nova York a utilizar concreto de alta resistência (56 MPa). O objetivo consistiu na redução das dimensões dos pilares. Anterior a esse edifício, no qual a estrutura é de concreto armado, edifícios em Nova York com mais de 35 pavimentos quase sempre tiveram sua estrutura constituída em aço. Concreto de 56MPa foi utilizado para os primeiros 46 dos 101 pavimentos do edifício Park Avenue, o qual tem um rígido núcleo de concreto e estrutura de concreto armado. O concreto de alta resistência foi utilizado para formar o núcleo e também colunas de 117 cm de diâmetro.

Os 75 andares do Texas Commerce Tower em Houston, construído em 1980, contém 25000 m<sup>3</sup> de concreto , dos quais 35% são de alta resistência .

Como já citado anteriormente, uma importante vantagem quanto ao uso de pozolana é a redução do calor de hidratação, diminuindo portanto os riscos de fissuração

por influência da temperatura. Concluída em novembro de 1.981, uma ponte do New Tjorn envolveu o primeiro uso de sílica em concreto de alta resistência onde o calor de hidratação era a consideração mais relevante. Tal obra suscitou o interesse internacional também em razão do prazo de conclusão ter sido a metade daquele usualmente necessário. A composição do concreto K50 utilizado nos pilares da referida ponte era de: 370 kg/m<sup>3</sup> de cimento, 37 kg/m<sup>3</sup> de sílica, 785 kg/m<sup>3</sup> de agregado miúdo (0 a 8 mm), 970 kg/m<sup>3</sup> de agregado graúdo (8 a 32 mm) e 205 kg/m<sup>3</sup> de água, resultando numa relação água/(cimento+sílica) de 0,50 . Em secções de difícil trabalho foram utilizados retardadores. O valor médio de resistência obtido foi de 62 MPa. A redução no conteúdo de cimento devido ao uso de sílica, e o artificial resfriamento do concreto pela circulação de ar frio através de tubos inseridos no concreto, ajudaram a baixar o pico de temperatura do concreto em torno de 10 a 12° C.

Existem relatos interessantes nos quais o uso de concreto de alta resistência com sílica foi considerado propositalmente durável à erosão por longo tempo. Deve-se finalmente observar que a grande durabilidade do concreto de alta resistência à água do mar consiste numa das razões pelas quais cada vez mais se vem optando pela sua adoção para edificações marítimas.

## 3.2: Consolos Curtos

### 3.2.1 Introdução:

Denominam-se consolos as vigas em balanço. Consolos curtos são aqueles em que sua altura no engastamento é maior ou igual ao comprimento do balanço, contado a partir da face do engastamento (fig. 3.3).

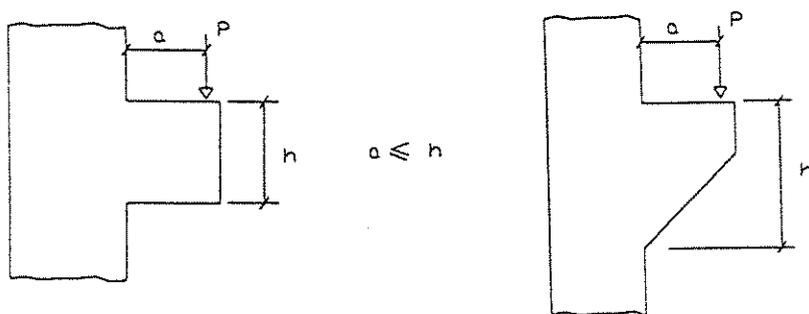


Fig. 3.3: Consolos curtos de seção constante e variável

Nas estruturas de concreto, os consolos se apresentam em:

- Pilares de edifícios industriais para apoio de vigas de pontes rolantes;
- Pilares de estruturas pré-moldadas para apoio de vigas;
- Dentes Gerber.

Nos consolos de altura constante, observa-se uma região inferior inativa. Em razão disso, para consolos submetidos a cargas aplicadas na parte superior, pode-se adotar a face inferior inclinada (fig. 3.3).

Conforme o modo de aplicação da carga, deve-se considerar três casos:

- Consolo com carga aplicada na parte superior;
- Consolo com carga aplicada na parte inferior;
- Consolo com carga aplicada indiretamente.

Um dos primeiros estudos detalhados sobre consolos e respectivos critérios para cálculo de armaduras, foi desenvolvido na Alemanha, por Franz e Niedenhoff, através da análise fotoelástica de modelos e de ensaios diretos de consolos de concreto armado submetidos a carga concentrada na parte superior. O estudo fotoelástico indicou uma distribuição de isostáticas como representada na fig. 3.4.

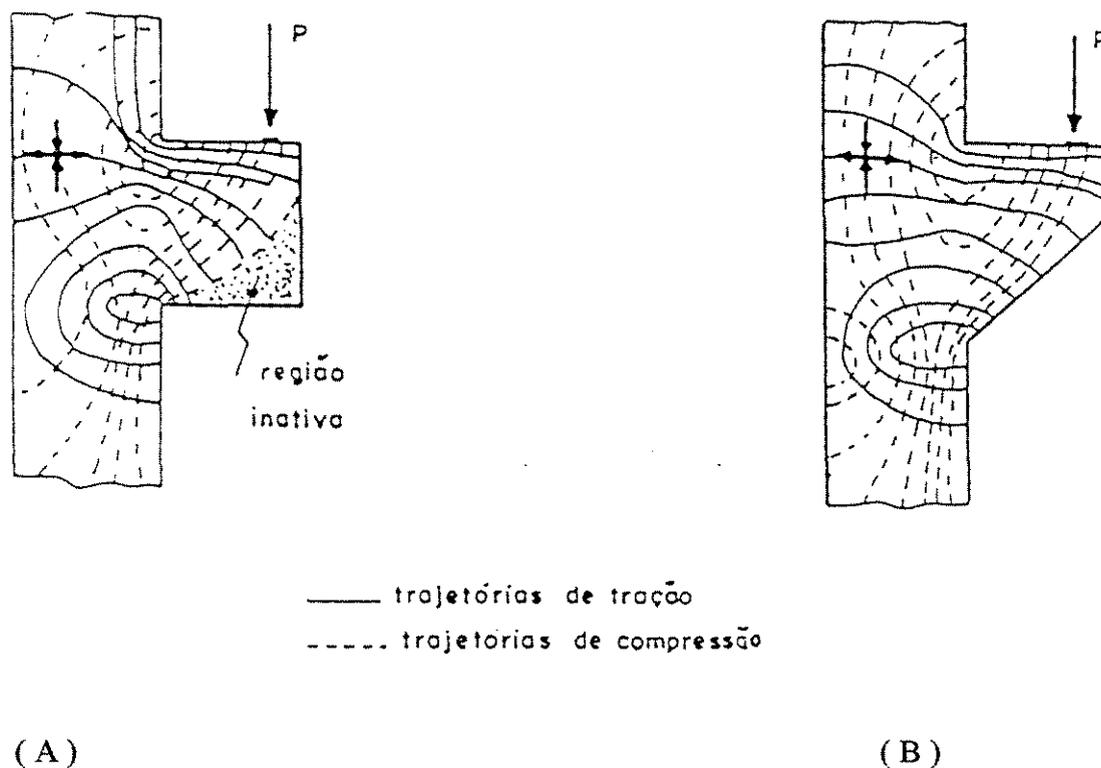


Fig. 3.4: Isostáticas de tração e compressão

### 3.2.2 Consolos Curtos – por Franz e Niedenhoff<sup>1</sup>:

#### 3.2.2.1 Considerações Iniciais

Dois métodos são utilizados para detalhar as armaduras em peças de concreto para as quais é assumida a postura de que o concreto resiste somente à compressão e que as resultantes de tração são suportadas pelo aço.

<sup>1</sup> Franz and Niedenhoff, The Reinforcement of Brackets and Short Deep Beams

O primeiro, nos casos de elementos esbeltos (colunas e vigas) onde pode-se supor que as seções transversais planas permanecem planas e que é válida a analogia da treliça clássica, o segundo, no caso de elementos curtos, onde é assumida hipótese de material homogêneo (i.e. não fissurado: estágio I) permitindo o desenvolvimento de um estado biaxial de tensões. Tal método se baseia na análise das tensões principais da teoria da elasticidade. O primeiro método tem a vantagem de ser de simples aplicação, embora leve a dificuldades de entendimento das relações envolvidas, ainda mais que o cálculo das tensões tangenciais e o modo de resisti-las no estado fissurado apresenta alguns aspectos contraditórios. Por outro lado, o segundo método ajuda a compreender que não há um estado uniaxial de tensão, já que se tem a combinação da tensão normal  $\sigma_x$  com a tensão tangencial  $\tau$  produzindo tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  inclinadas, que são afetadas pela tensão perpendicular ao eixo da peça  $\sigma_y$ .

Assim, as então denominadas fissuras pelo esforço cortante são essencialmente iguais em características às fissuras por flexão e não devido à ação do esforço cortante. Conclui-se portanto, que as tensões cisalhantes não são particularmente importantes em si mesmas, mas sim por permitirem a determinação da direção e magnitude das tensões principais. O termo armadura para cisalhamento é portanto, uma infeliz designação e serve somente para obscurecer a verdadeira natureza do esforço inclinado. Pode-se alternativamente designá-la de armadura de alma para distingui-la da armadura principal, ou, armadura de flexão. O usual tratamento distinto entre flexão e cisalhamento encontrado na literatura, tende a acentuar esta confusão de idéias, no entanto, para vigas esbeltas isto ainda pode ser tolerado. A analogia da treliça, introduzida por Morsch, elucida o panorama de esforços se o sistema incluir diagonais inclinadas a  $45^\circ$ , desde que sejam feitas algumas adequações no modelo das trajetórias de tensões, especialmente nas regiões onde ocorrem as maiores tensões inclinadas (no eixo da viga).

Considerando-se vigas muito curtas, contudo, o primeiro método deve ser descartado pelas seguintes razões:

1ª - A tensão  $\sigma_x$  na direção do eixo da viga não é mais agora linear e as tensões  $\tau$  não se distribuem mais parabolicamente.

2. As tensões  $\sigma_y$  perpendiculares ao eixo da viga representam um papel importante, de modo que as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  não correspondem mais às tensões

cisalhantes  $\tau$  na fibra  $\sigma_x=0$ . A linha neutra perdeu seu significado com relação ao projeto de reforços (armadura) ao cisalhamento.

A zona de perturbação na linearidade de distribuição das tensões, a qual é causada pelos apoios e introdução de cargas no elemento e que tem menor importância em vigas esbeltas, estão reunidas no Princípio de St. Venant. De acordo com este princípio, a transmissão de uma força dentro de um corpo tem repercussão numa região delimitada por uma distância igual a menor dimensão da peça.

Estas considerações gerais agora poderiam ser aplicadas para consolos curtos, os quais foram investigados em detalhes no Instituto do Concreto Armado, da Universidade de Tecnologia de Karlsruhe, através da realização de ensaios fotoelásticos e de ruptura, a partir dos quais foi possível evidenciar diversos resultados importantes, a seguir explanados.

### 3.2.2.2 Ensaio Fotoelásticos dos Modelos

Cálculos analíticos como chapa, de acordo com a teoria elástica não trouxeram nenhuma contribuição devido aos numerosos cantos. O estado de tensões bem conhecido em um elemento de chapa em forma de cunha não pode ser usado por falhar na consideração da perturbação causada pela transmissão de carga aos elementos, feita em apenas uma das faces, ou daquela devida a restrição elástica (semi-rígida) no pilar. Outros resultados de investigações analíticas, muitos dos quais relatados na literatura, não são adequados, por considerarem o consolo como corpo isolado e assumirem condições de contorno para obtenção do equilíbrio, em conjunto, incorretas. No tratamento analítico do problema, o consolo não deve ser considerado isoladamente de seu elemento de apoio. As tensões foram determinadas para consolos de várias formas através de análise fotoelástica de tensões em modelos feitos em resina sintética. Isto corresponde a cálculos realizados com as mesmas hipóteses que as assumidas pela teoria elástica. Os itens a seguir emergem da configuração das trajetórias (as magnitudes das tensões principais estão indicadas na Fig. 3.5).

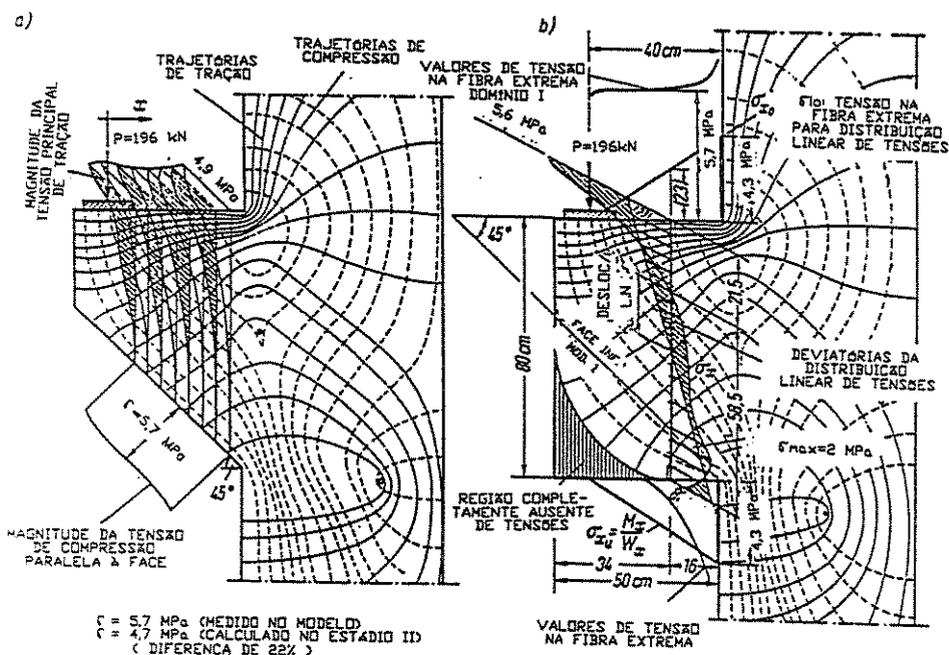
1. As tensões de tração na borda superior são aproximadamente constantes ao longo do trecho compreendido entre o ponto de aplicação da carga e o ponto de apoio do consolo. Desde que o espaçamento das trajetórias nessa região varia pouco, a força de tração é também aproximadamente constante.

2. Além do ponto de apoio do consolo as tensões de tração se espalham consideravelmente. A direção principal no ângulo reentrante é de aproximadamente  $45^\circ$ .

3. As tensões na face onde se dá compressão também são aproximadamente constantes, conforme mostra a fig. 3.5a.

4. Se a área de aplicação de carga for suficientemente grande, a maior tensão de compressão - devida ao 'efeito de entalhe' (repentina mudança na direção das trajetórias de compressão) ocorre no canto inferior direito, conforme a fig. 3.5b. Teoricamente esta tensão assumiria altos valores, mas de fato ela é grandemente reduzida pelo comportamento não linear e plástico do concreto. Conseqüentemente, esta concentração de tensões é menos danosa que aquela inicialmente suposta.

5. As tensões de tração inclinadas, oriundas da mudança de direção das tensões de compressão, são muito pequenas, por apresentarem distribuição praticamente retilínea.



( A ) Consolo trapezoidal

( B ) Consolo Retangular

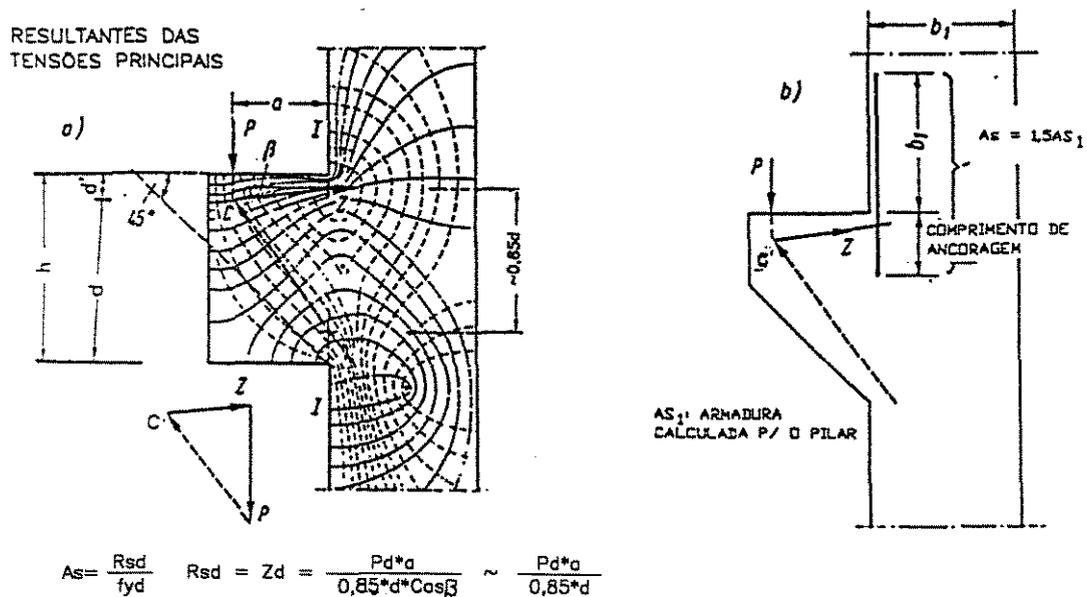
Fig. 3.5: Direção e magnitude das tensões principais em um pilar com consolo submetido a carga concentrada.

6. A forma do consolo tem, contudo, um pequeno efeito sobre o estado de tensões (fig.3.5b). Em consolos retangulares o canto inferior externo é virtualmente não solicitado ('canto morto'). Na face tracionada, a fibra extrema sofre pequeno aumento de sollicitação, mas a soma de todas as tensões de tração sofre pequena variação.

Baseando-se nas informações anteriormente descritas, Franz e Niedenhoff propõem os seguintes critérios de projeto:

1° - A armadura principal de tração é calculada a partir da treliça com braço de alavanca  $z = 0,85*(h-d') = 0,85*d$ ; a área da seção transversal de aço é obtida sabendo-se que  $A_s = R_{sd}/f_{yd}$ , onde  $R_{sd} = P*d*a/z$ , e ligeiramente inclinada. Na extremidade do consolo, é aconselhada uma disposição de armadura em forma de laço de modo que se prolongue até o pilar e então seja bem ancorada. Alternativamente, as barras podem ser dobradas para baixo, em direção à borda do consolo.

2° - Na face do pilar, as barras longitudinais devem ser acrescidas de barras locais prolongadas até a distância  $b_1$  além do nível do consolo, onde o comprimento total dessas barras é  $b_1 + \text{comprimento de ancoragem}$ . Deste lado, a armadura principal  $A_{s1}$  deve ser majorada para  $1,5*A_{s1}$ , de maneira a resistir ao aumento das forças devido ao comportamento não linear das deformações no consolo (fig. 3.6b).



a) armadura no consolo

b) armadura adicional no pilar

Fig. 3.6: Combinação das tensões de tração para obter as resultantes (analogia da treliça) e detalhe das armaduras de tração.

Esta armadura adicional no pilar é necessária somente se ocorrerem forças de tração na face do pilar. Quando forças diretas razoavelmente grandes forem transmitidas para o pilar, o mínimo reforço de armadura de 40% da área estruturalmente necessária, mostra-se adequado.

3° - A face comprimida do consolo deve ser armada com no mínimo seis barras de 14 mm por metro de largura, as quais devem ser protegidas contra a flambagem - exatamente como no pilar - por meio de grampos (com diâmetro não inferior a 7mm) espaçados a cada  $12 \cdot \phi$ , onde  $\phi$  é o diâmetro da barra usada nos grampos (fig. 3.7b).

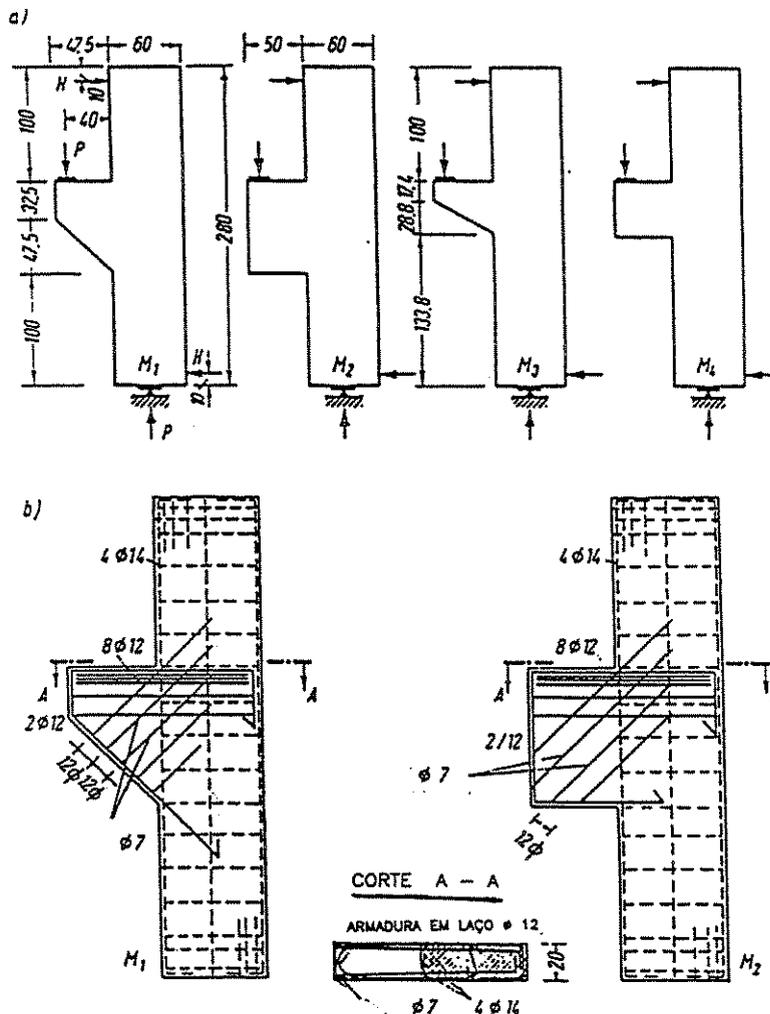


Fig. 3.7: Modelos de ensaio de consolos de concreto armado.

a) dimensões em cm. b) armaduras com base em investigações fotoelásticas

4° - Em geral, estes grampos representam armadura de alma adequada, sendo capazes de resistir a 25% da força total ( $0,25 \cdot R_{sd}$ ) e podem ser dispostos horizontalmente (fig. 3-8).

5° - As medidas das deformações de compressão no estágio I não fornecem informação suficiente para dimensionamento do concreto, assim como a largura da zona de compressão no estado fissurado depende da quantidade e comportamento da armadura. Conforme os ensaios de ruptura mostraram, *uma diagonal se desenvolve*, independentemente da forma do consolo (retangular ou trapezoidal). Observou-se ainda que o modo de ruptura, em associação com a formação de um plano de deslizamento, somente ocorre quando a resistência à compressão do concreto é excedida. Para o cálculo das dimensões do consolo em concreto, deve-se então propor um método de projeto de carga última, similar àquele aplicado às vigas.

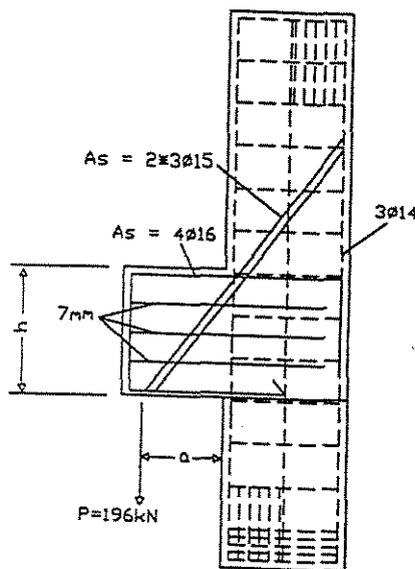


Fig. 3.8: Arranjo de armaduras, modelo de ensaio M6.

### 3.2.2.3 Ensaios de Ruptura Realizados em Consolos de Concreto Armado

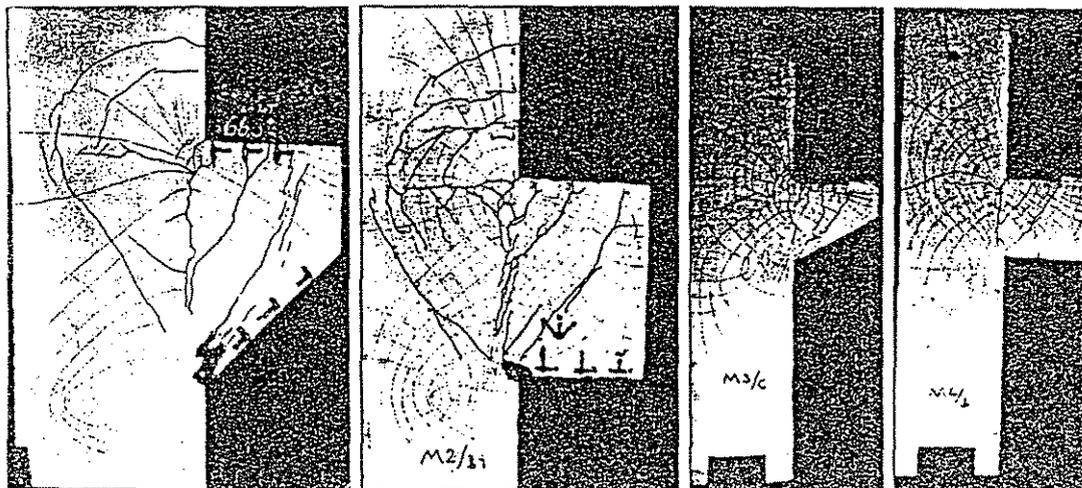
Tendo a intenção de se verificar a validade das considerações acima para consolos de concreto armado, vários ensaios foram realizados (Fig. 3.7) e modelos para teste foram

executados. Adicionalmente, para efeito de comparação, modelos armados convencionalmente foram também ensaiados. Em cada ensaio, a carga foi aumentada de maneira paulatina até a ruptura, tendo sido efetuadas as seguintes observações:

(a) Em consolos providos do novo arranjo de armaduras: (Fig. 3-7b e 3-9)

1ª - Quando a carga de utilização é excedida, as fissuras correspondentes às trajetórias de compressão, as quais são produzidas pela ação das tensões principais de tração (que atuam em ângulo reto com as de compressão) que aparecem no modelo de trajetórias dos ensaios fotoelásticos, foram ratificadas nos ensaios dos consolos de concreto armado.

2ª - Na face superior, várias fissuras se formaram de maneira rápida e sucessiva, as quais provaram que as forças de tração permanecem constantes ao longo de toda a extensão da referida face.



a) M1 ; P=647kN;    b) M2 ; P=617kN;    c) M3 ; P=279 kN;    d) M4 ; P=240kN  
As=9,05 cm<sup>2</sup>      As=9,05 cm<sup>2</sup>      As=4,52 cm<sup>2</sup>      As=7,73 cm<sup>2</sup>

Fig.3.9: Consolos com o 'novo' arranjo de armadura. Panorama de ruptura correspondente às cargas de ruptura P e armadura As na raiz do consolo.

3ª - As fissuras que se desenvolvem no canto reentrante superior, onde o consolo se une ao pilar, fazem com que o ponto de união do consolo com a parte superior do pilar seja deslocado para baixo. Mas quando, com o aumento da carga, a resistência à flexão do concreto é excedida nesse ponto deslocado, uma fissura horizontal é formada, sendo a única fissura que não corresponde ao modelo de trajetórias dos ensaios fotoelásticos.

No diagrama representativo das trajetórias deste estado fissurado (fig.3.10) a fissura transversal se entende paralelamente às trajetórias de compressão.

4ª - A diagonal que se desenvolve no consolo se destaca visivelmente pelas fissuras de tração que a acompanham. A espessura dessa diagonal e portanto, a tensão de compressão que nela ocorre, dependerá do comportamento da armadura de tração.

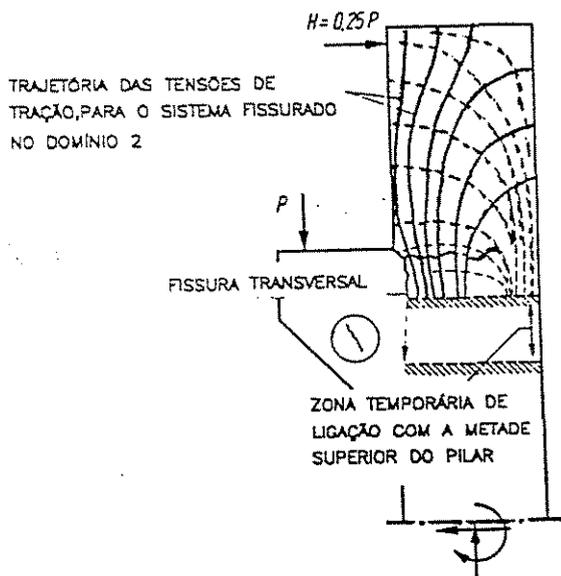


Fig. 3.10: Diagrama representativo da fissura transversal com referência ao modelo de trajetórias no estágio II (modelo M1)

5ª - A ruptura se inicia pelo estiramento progressivo da face tracionada do consolo. Isto produz uma rotação da parte frontal do consolo sobre um ponto situado um pouco acima do ângulo reentrante inferior. Como resultado, fissuras de tração muito inclinadas

espalham para baixo e reduzem a largura da zona de compressão até ser excedida a resistência à compressão neste ponto, causando desintegração e ruptura devido ao deslizamento gerado pelo esforço cortante. A destruição da zona de compressão assemelha-se ao modelo de ruptura apresentado por um pilar submetido à carga de compressão axial. Assumindo-se que a seção transversal não fissurada remanescente transmita tensões uniformemente distribuídas atuando na direção da força principal de compressão, as tensões imediatamente anteriores à ruptura do concreto, em todos os consolos ensaiados, foram, com pequenas variações, aproximadamente igual a  $0,8 \cdot \beta_w = \beta_p$  (onde  $\beta_w$  e  $\beta_p$  representam a resistência à compressão em cubos e em prismas, respectivamente). Desde que o consolo, por razões estruturais, deverá sempre ser sub-armado, visto que se tenha a intenção de que o escoamento do aço deva ser atingido antes que o concreto atinja altas tensões, a ruptura sempre ocorrerá da maneira acima descrita.

6<sup>a</sup> - Em caso algum observou-se cisalhamento, apesar dos consolos apresentarem tensão cisalhante  $\tau = 1,5$  MPa, durante a aplicação da carga de utilização, e tensão  $\tau = 15$  MPa, no instante de aplicação da carga de ruptura, quando a zona de compressão remanescente já se apresentava menor.

*(b) Em consolos armados da maneira convencional (Fig. 3.11 e 3.12)*

1<sup>a</sup> - O panorama de fissuração inicial está amplamente de acordo com o modelo das trajetórias, independentemente do arranjo de armaduras.

2<sup>a</sup> - O dobramento da armadura de tração atrás da carga deve ser evitado, como mostram as fissuras que ocorrem diretamente sob a carga no estágio inicial. Essa fissuração causa ruptura antes que a armadura que une o consolo ao pilar seja utilizada em sua plena capacidade. Assim, com esse tipo de armadura, a carga de ruptura atingida é menor.

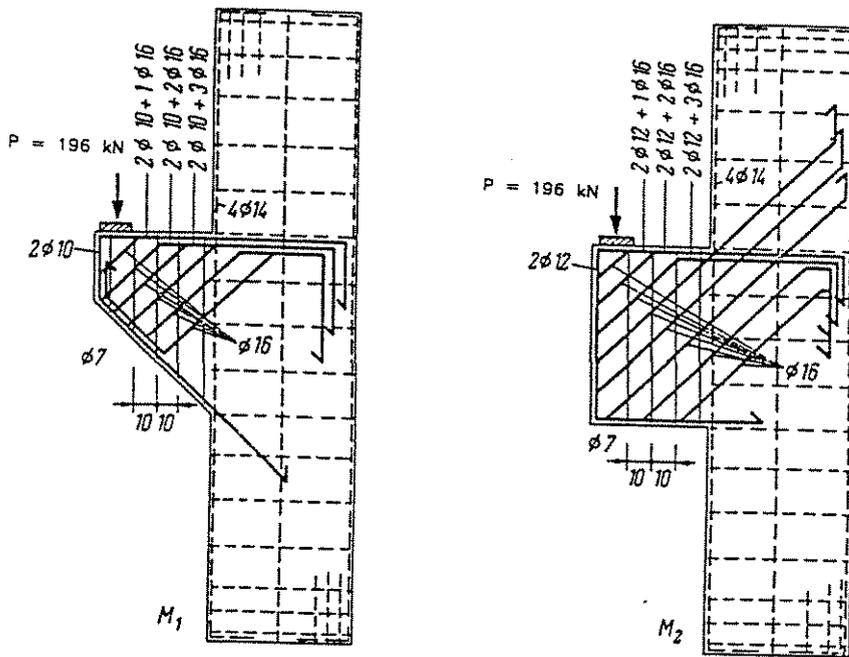
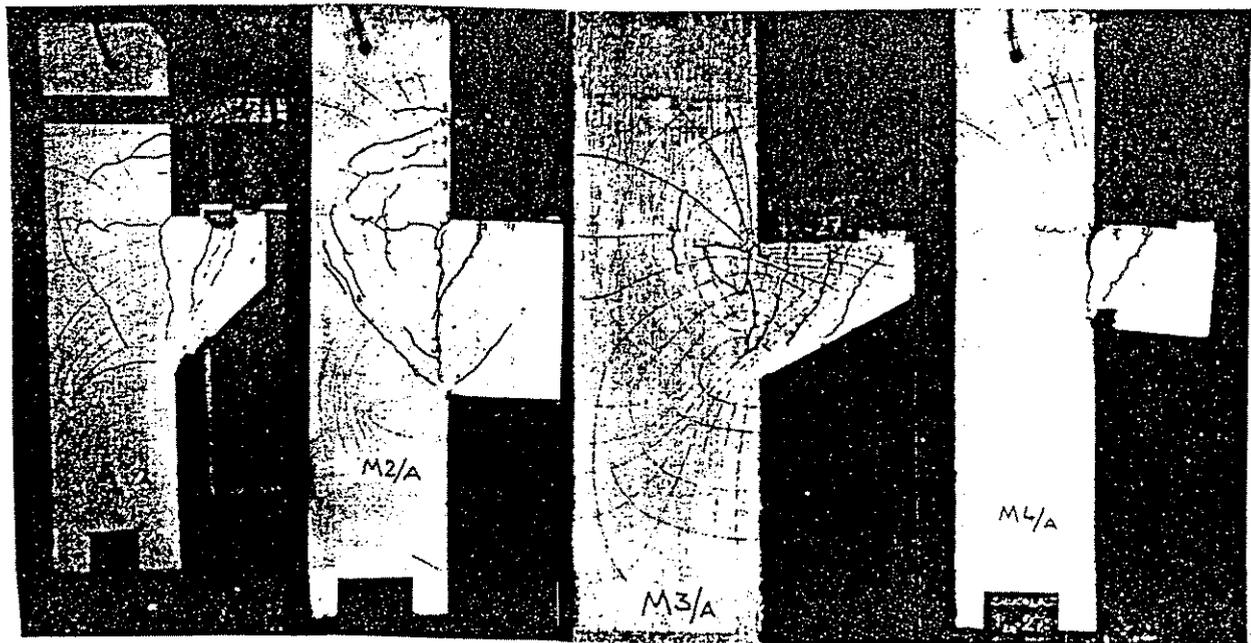


Fig. 3.11: Armaduras conforme a teoria convencional para os consolos M1 e M2



a) M1 ;  $P=539\text{kN}$  ;    b) M2 ;  $P=637\text{kN}$  ;    c) M3 ;  $P=265\text{ kN}$  ;    d) M4 ;  $P=270\text{kN}$   
 $A_s=16,1\text{ cm}^2$              $A_s=11,5\text{ cm}^2$              $A_s=6,5\text{ cm}^2$              $A_s=11,5\text{ cm}^2$

Fig. 3.12: Cargas de ruptura  $P$  e armadura horizontal  $A_s$  na raiz do consolo.

Atenção particular para a analogia com os consolos da fig. 3.9.

3ª - As armaduras muito inclinadas podem contribuir apenas de maneira limitada, pois se estiverem posicionadas a  $45^\circ$  elas interceptam as fissuras em um ângulo muito

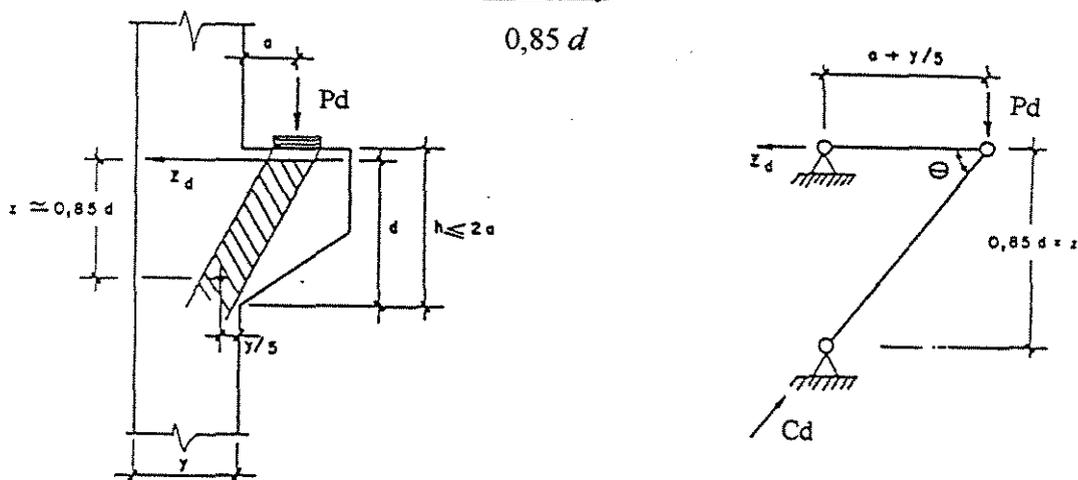
obliquo para que sejam eficientes. Porém, o braço de alavanca disponível em tal sistema é pequeno. Além disso, as barras estão sujeitas a uma flexão adicional nesse ponto, de modo a se tornarem ainda menos resistentes. O resultado é que as fissuras se tornam mais abertas; a rotação do consolo carregado aumenta; a zona de compressão se torna mais estreita e a carga de ruptura conseqüentemente apresenta um valor menor.

### 3.2.3 Consolos Curtos – por José Carlos Süssekind<sup>2</sup>:

#### 3.2.3.1 Funcionamento Estático

Seja o consolo da Fig. 3.13, no qual temos uma carga (valor de cálculo)  $Pd$  aplicada a uma distância  $a$  da face externa do apoio, limitada ao mínimo de  $h/2$ , sendo  $h$  a altura do consolo (esta limitação visa a compatibilizar os resultados experimentais com a teoria que se irá apresentar), conforme indica 3.13a. A carga será transmitida ao pilar à base de um funcionamento como treliça, representado em 3.13b, havendo sua decomposição em uma biela comprimida que vai diretamente ao pilar (admitindo-se seu eixo chegando ao pilar no quinto da largura deste e distando  $z$  da resultante de tração) e numa barra superior tracionada, cuja força de tração  $Zd$  é dada (a partir de 3.13b) por:

$$Zd = Rsd = \frac{a + 0,20y}{0,85 d} Pd \quad (I)$$



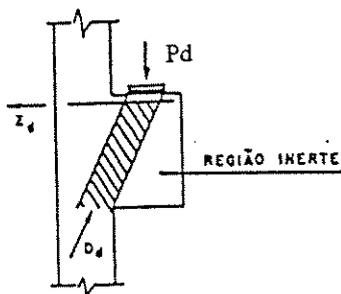
a) Esquema Real

b) Modelo Estático

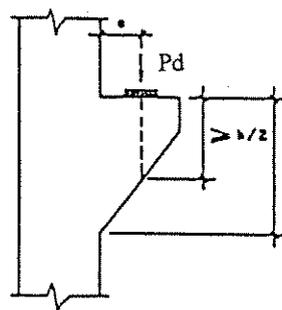
Fig.3.13: Consolo Curto ( $h \leq 2a$ )

<sup>2</sup> José Carlos Süssekind, Curso de Concreto

Desta forma de funcionamento, é fácil a constatação de que, no caso de se ter consolo com seção constante, haverá uma parte do mesmo (à direita da biela) inerte, conforme mostra Fig. 3.14a, indicando a Fig. 3.14b a seção que os ensaios de Leonhardt demonstraram ser a mínima aceitável sob o prisma teórico (na prática, é melhor gastar-se um pouco mais em concreto e simplificar a forma, adotando-se o consolo de seção constante de 3.14a) para que não haja estrangulamento na biela comprimida.



a) Região Inerte do Consolo



b) Proporção Teoricamente Ideal (Leonhardt)

Fig. 3.14: Tipos usuais de Consolo

### 3.2.3.2 Detalhe da Armação

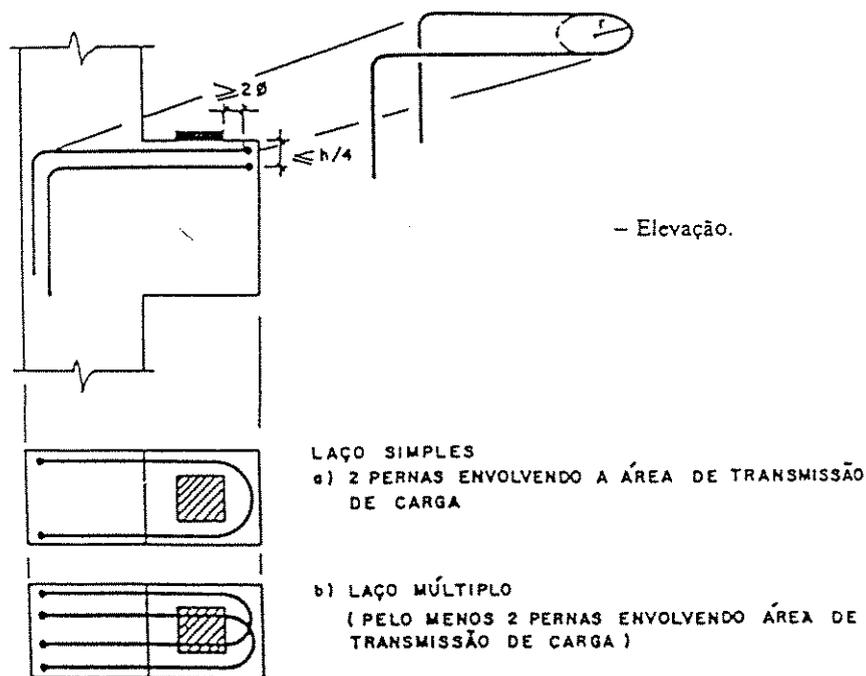


Fig. 3.15: Armação Principal do Consolo

A armação principal de tração do consolo deve situar-se no quarto superior do mesmo (levando-se em conta a posição exata de seu centro de gravidade na determinação de  $d$  e, conseqüentemente, de  $Z_a$ , pela expressão I) e ser tal que abrace a região de aplicação do carregamento, tornando-se, assim muito recomendável um tipo de armação em laço, conforme indica a Fig.3.15, podendo-se usar laços simples (duas pernas) ou múltiplos (Fig. 3.15b). Deve-se, sempre, preferir bitolas menores para as barras, o que permite aos laços abraçarem, com folga maior, a área de aplicação da carga.

Um detalhe como aquele da Fig. 3.16b é, definitivamente, contra-indicado (pode conduzir a ruptura localizada), sendo aceita a situação da Fig. 3-16c.

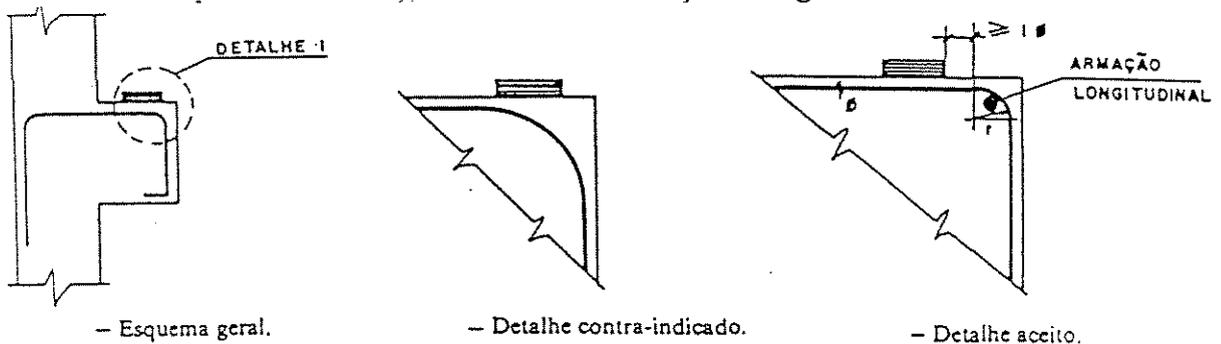
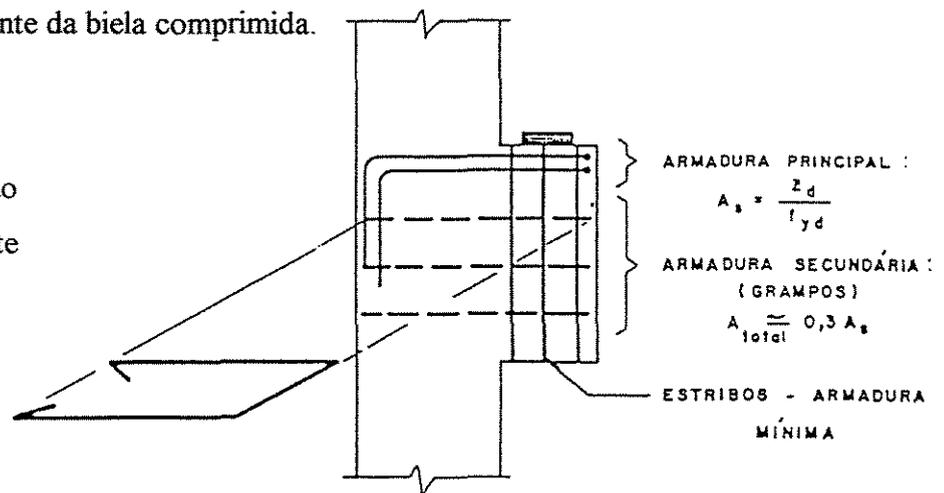


Fig. 3.16: Armação Principal do gênero 'viga'

Complementando a armação principal, está representada, na Fig. 3.17, a armação secundária que se deve colocar no consolo, constituída por estribos (sem função estrutural, calculados como armadura mínima antifissuração), e por costelas horizontais em grampo, ancorando na armação longitudinal do pilar, que servem para aumentar a rigidez do consolo, uma vez se ter verificado, experimentalmente, fazerem crescer a capacidade resistente da biela comprimida.

Fig. 3.17: Armação Completa do Dente



### 3.2.3.3 Verificação do Concreto ( $h \leq 2a$ )

Os resultados de ensaios mais recentes têm mostrado a necessidade de números mais rigorosos para verificação do não esmagamento do concreto nas bielas que se formam em consolos curtos do que naquelas das vigas comuns. As sugestões numéricas neste sentido não vêm sendo convergentes, a ponto de as normas mais modernas (incluindo a NBR6118/78) simplesmente se omitirem cabendo, pois, uma prudência muito especial com relação aos valores sugeridos. Deste modo, no atual estágio de informações, Süsskind considera verificada a condição de não esmagamento da biela comprimida quando a tensão convencional de cisalhamento  $\tau_{wd} = \frac{Vd}{bwd}$  satisfizer às condições II:

$$\tau_{wd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,18 f_{cd} \\ 33 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{ou} \quad (II)$$

A respeito dos valores de  $bw$  e  $d$  a serem considerados, impõe-se a condição  $d \leq 2a$  (esta limitação resulta da faixa verificada experimentalmente, em que a teoria de cálculo de consolos curtos, aqui apresentada, permanece válida) e, com relação a  $bw$ , não se pode contar (no caso de consolos com grande comprimento) com uma distribuição de compressões, em planta, de inclinação inferior a  $45^\circ$ , conforme indica a Fig. 3.18, a partir da área de aplicação da carga do dente.

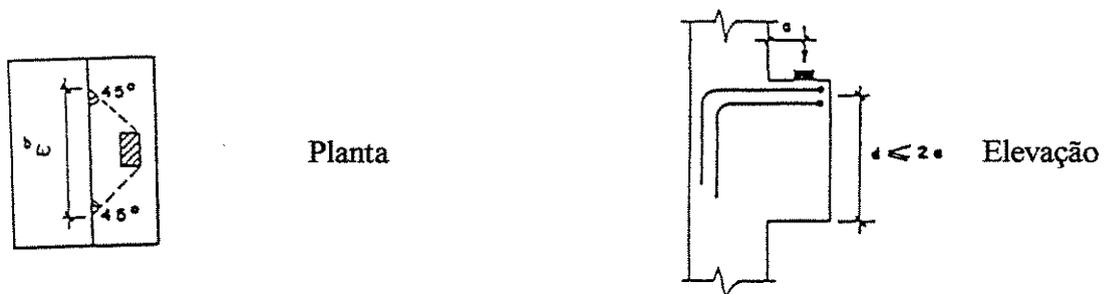


Fig. 3.18: Limitações de  $bw$  e  $d$ , para cálculo de  $\tau_{wd}$

### 3.2.3.4 Observações

1ª - O funcionamento estudado corresponde a carregamento direto. No caso de carregamento indireto (carga chegando ao dente através de viga), além da armação indicada na Fig. 3.17 (armação do dente propriamente dita), deve ser adicionada uma armadura de suspensão  $A_{susp}$ . (Fig. 3.19), destinada a transformar o carregamento em superior.

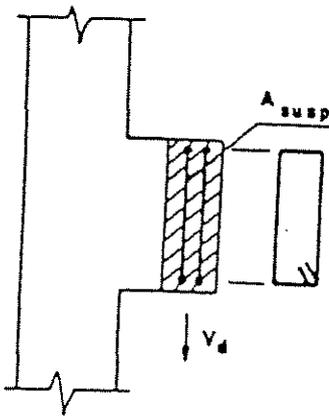
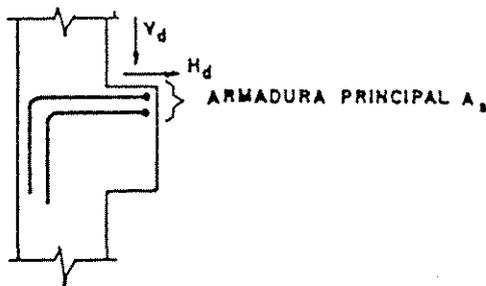


Fig. 3.19: Armadura Adicional  $A_{susp}$ . no caso de carregamento indireto

2ª - No caso de ser aplicada no dente, além da carga vertical  $V_d$ , uma carga horizontal  $H_d$  (valor de cálculo) que tracione seu banzo superior, a armação principal  $A_s$ , indicada na Fig. 3.17, deverá ser capaz de absorver, além de  $Z_d$  (dado pela expressão I), esta força  $H_d$ , ou seja:



$$A_s = \frac{Z_d + H_d}{f_{yd}}$$

Fig. 3.20 : Armadura principal , no caso de existência de carga horizontal tracionando o banzo superior

3ª - A teoria aqui representada foi comprovada experimentalmente, com excelente aproximação, para relações  $h/a \leq 2$ . No caso de consolos mais altos, os resultados obtidos vêm conduzindo a certa perplexidade e dispersão de idéias, a tal ponto de a literatura mais moderna tornar-se normalmente omissa a respeito. As poucas sugestões apresentadas não têm conseguido obter o aval das normas mais conceituadas. Desta forma, na atual fase, a sugestão deste trabalho é a de se considerar  $h/a = 2$  nos casos em que esta relação for superior a 2, armando-se o dente e verificando a resistência da biela de concreto em tais condições (na parte inferior do dente, que estará sendo considerada inerte, manter-se-á a mesma distribuição - em espaçamento e bitola - de grampos e de estribos da parte ativa). Trata-se de um procedimento, evidentemente, a favor da segurança, mas o único que parece lícito recomendar no atual estágio.

Na realidade, para um consolo curto muito elevado, o modelo de funcionamento que se deverá constituir é algo do gênero daquilo representado na Fig. 3.21, formando-se uma série de bielas de compressão costuradas por armaduras tracionadas destinadas a absorver as trações  $Z_d$  delas decorrentes. O que se sugere (muito a favor da segurança) é desprezar as bielas inferiores contando-se, somente, com a superior (por prudência, no atual estágio de informações), face à ausência de suficiente comprovação experimental para esta hipótese.

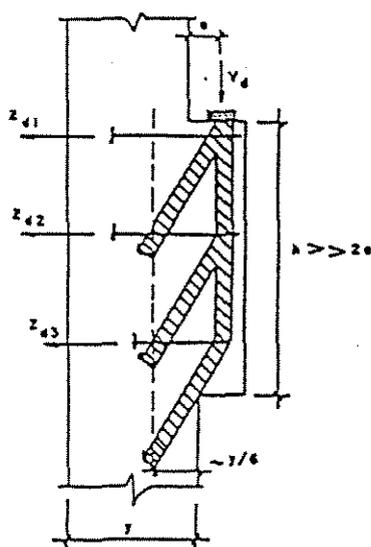


Fig. 3.21: Consolos com  $h \gg 2a$

### 3.2.4 Consolos Curtos – por Eduardo Thomaz e C.H. Naegeli<sup>3</sup>

#### Análise de Consolos em Concreto Armado Segundo o Método de Modelos de Treliça

Modelos de treliça para dimensionamento ao cisalhamento foram introduzidos por *Ritter* em 1899 e mais tarde generalizados por *Mörsch* em 1920.

O modelo de treliça proposto por *Mörsch* tornou-se clássico, sendo adotado, desde então, com pequenas modificações, por diversas normas que tratam de concreto armado.

#### 3.2.4.1 Introdução ao Método

O método apresentado por *SCHLAICH e WEISCHEDE* no boletim nº. 150 do CEB e mais tarde desenvolvido também em conjunto com *Schafer e Jennewein* representa uma generalização da analogia de treliça. O CEB-1990 introduz também alguns conceitos e formulações para a aplicação deste método.

O método de modelos de treliça baseia-se na hipótese de que estruturas de concreto armado suportam e transmitem o carregamento através de campos comprimidos (bielas) e campos tracionados (tirantes), ligados por nós. Estes três elementos são então dimensionados de acordo com as condições de segurança e utilização.

Desta forma, o método dos “modelos de treliças”, ou ainda “modelos de barras comprimidas e tracionadas”, ou “modelos de bielas e tirantes”, como é conhecido, permite obter um claro entendimento do comportamento global da estrutura.

#### 3.2.4.2 Regiões B e D

---

<sup>3</sup> Eduardo Thomaz e Cristina H. Naegeli, Revista Ibracom, AnoIII, nº7, Jan/Fev/Mar. 1993

Para aplicação do método, as estruturas são inicialmente divididas em regiões B e D. As regiões B, de *Bernoulli*, são aquelas onde as hipóteses da teoria da flexão são válidas. As regiões D, de “descontinuidade” são aquelas onde existem cargas concentradas, furos, cantos de quadros etc.

As trajetórias de tensões nas regiões B são suaves enquanto que nas regiões próximas às descontinuidades apresentam uma mudança de direção brusca (Fig. 3.22). Por outro lado, observa-se que as intensidades de tensões decrescem rapidamente com o distanciamento da origem da descontinuidade. Este fato auxilia na determinação dos limites das regiões B e D.

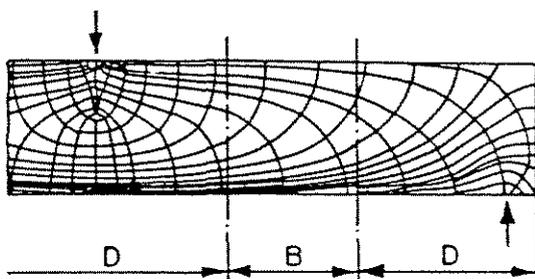


Fig. 3.22: Divisão da estrutura em regiões B e D

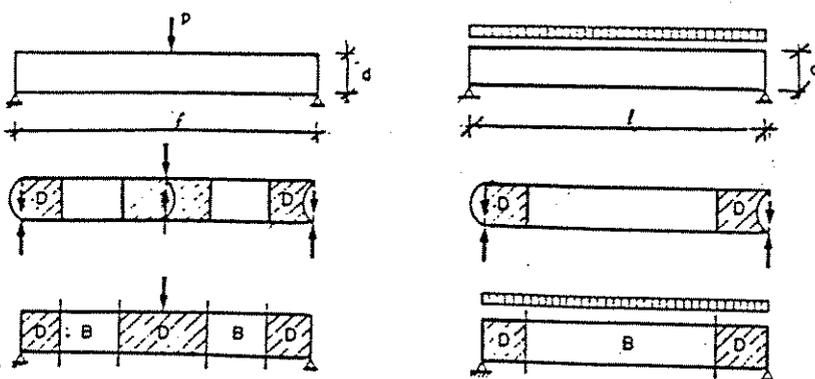


Fig. 3.23: Exemplos de divisão da estrutura em regiões B e D

### 3.2.4.3 Elementos B e D

As regiões B e D são modeladas com elementos B e D constituídos de reticulados de barras comprimidas e tracionadas ligadas por nós.

A possibilidade de representar o fluxo de forças em todas as estruturas com um número relativamente reduzido de elementos, reside no fato de que existem poucas descontinuidades com fluxos de tensões essencialmente distintos.

Os modelos de reticulados de cada elemento devem satisfazer às seguintes exigências:

1<sup>a</sup> - Os modelos devem, dentro do possível, reproduzir o fluxo de forças real, possibilitando a verificação da capacidade resistente e as condições de utilização reais da estrutura.

2<sup>a</sup> - Os reticulados dos elementos D devem ser compatíveis com os reticulados dos elementos B.

#### 3.2.4.4 Aplicação do Método

Inicialmente divide-se a estrutura em regiões B e D. A seguir procede-se a uma análise estrutural geral que fornecerá as reações de apoio, os momentos fletores e os esforços nas seções. Logo após, os campos internos de tensões são identificados e quantificados. Por fim, são escolhidos modelos de barras comprimidas e tracionadas que se ajustam a estes campos o mais perfeitamente possível.

Nas regiões B, antes de ocorrer a fissuração, as tensões são obtidas através das propriedades geométricas da seção, como área e momento de inércia; após a fissuração estas tensões são calculadas através dos modelos de barra para elementos B. Nas regiões D, não fissuradas, pode-se realizar uma análise linear elástica; após a fissuração utilizam-se os modelos de barra para elementos D.

Os esforços internos das regiões B e D, após a fissuração, são determinados como se segue:

1-Escolha do modelo de barras.

2-Cálculo das forças de tração e compressão que satisfazem ao equilíbrio da estrutura.

3-Dimensionamento das bielas, tirantes e nós, para esforços obtidos em 2.

A figura 3.24, por exemplo, apresenta um modelo de reticulado adequado ao caso de viga-parede bi-apoiada com carregamento distribuído na face superior.

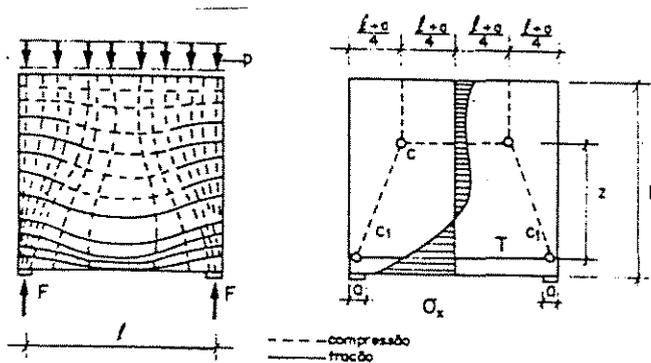


Fig. 3.24: Reticulado em viga-parede

### 3.2.4.5 Dimensionamento

Existem basicamente três tipos de barras comprimidas e tracionadas e quatro tipos de nós a serem considerados no dimensionamento: Cc, barra de concreto comprimida; Tc, barra de concreto tracionado; Ts, barra de aço tracionada; CCC, nó que recebe três barras comprimidas; CCT, nó que recebe duas barras comprimidas e uma tracionada; CTT, nó que recebe uma barra comprimida e duas tracionadas; TTT, nó que recebe três barras tracionadas. O princípio permanece o mesmo no caso de mais de três barras chegando num nó. Os tipos básicos de nós estão ilustrados na figura 3.25.

Da mesma forma três configurações típicas de bielas podem ser identificadas: o leque, a garrafa e o prisma (Fig. 3.26).

A resistência do concreto nas bielas e nós depende em grande parte de seu estado multiaxial de tensões e dos distúrbios provocados pela armação e pela fissuração.

No dimensionamento das bielas comprimidas utiliza-se, como resistência à compressão do concreto,  $f_{cd}^*$ , que possui os seguintes valores (segundo *Schlaich e Schäfer*):

- 1,0  $f_{cd}$ , para bielas não fissuradas.
- 0,8  $f_{cd}$ , para fissuração paralela à direção da biela.
- 0,6  $f_{cd}$ , para fissuração oblíqua à direção da biela.

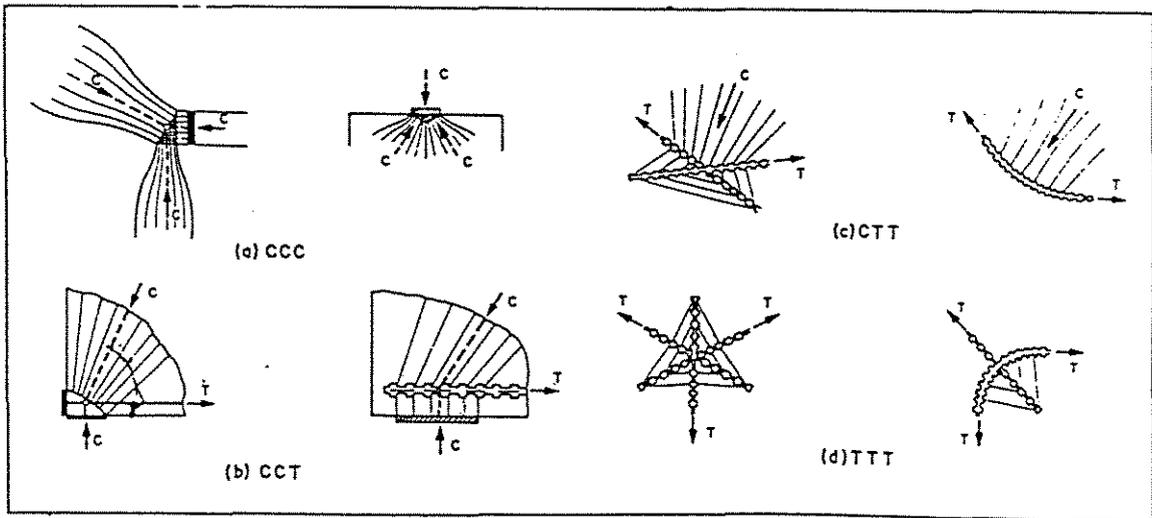


Fig. 3.25: Tipos Básicos de Nós

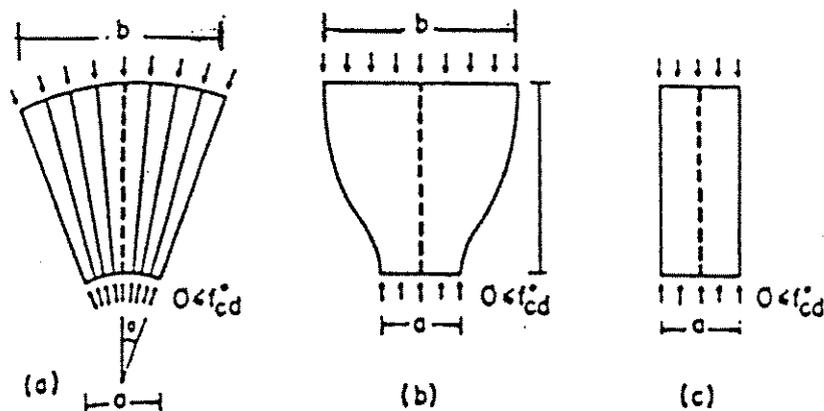


Fig. 3.26: Configurações Típicas das Bielas. a) Leque b) Garrafa c) Prisma

UFMG  
 BIBLIOTECA CENTRAL  
 SEÇÃO CIRCULANTE

Na verificação da resistência dos nós utiliza-se como resistência à compressão do concreto,  $f_{cd}^*$ , os seguintes valores (segundo Schlaich e Schäfer):

1,1  $f_{cd}$ , em nós onde só chegam barras comprimidas, criando um estado de tensões de compressão bi ou tri-axial na região do nó.

0,8  $f_{cd}$ , em nós onde a armadura tracionada é ancorada.

A figura 2.25 apresenta um gráfico que permite a verificação da capacidade resistente de bielas comprimidas em forma de garrafa para regiões D. A resistência última destas bielas é obtida em função dos seguintes parâmetros:  $a$  = largura da placa de apoio;  $b$  = largura máxima da biela;  $l$  = distância da placa de apoio até a seção onde as trajetórias de tensões são novamente paralelas.

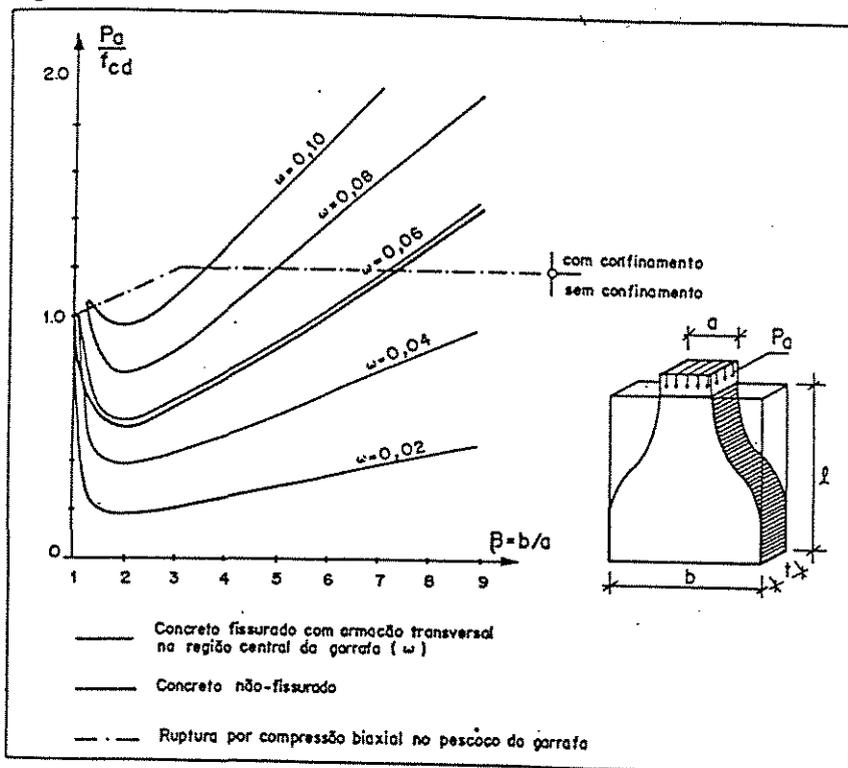


Fig. 3.27: Gráfico para determinação da resistência última de biela em forma de garrafa de regiões D.

### 3.2.4.6 Verificação da Diagonal Comprimida

A tensão na biela, segundo *Jennewein*, é dada por:

$$\sigma = Fd / [(b \cdot \text{sen} \alpha (a_1 \cdot \text{sen} \alpha + u \cdot \text{cos} \alpha))] \leq 0,6 f_{cd}; \text{ onde, } Fd = 1,4 F \text{ e } \text{tg} \alpha = (d - x_2/2) / (a + x_1/2)$$



Fig. 3.28: a) Definição da região do consolo e secção de dimensionamento

b) Forças de contorno na região D

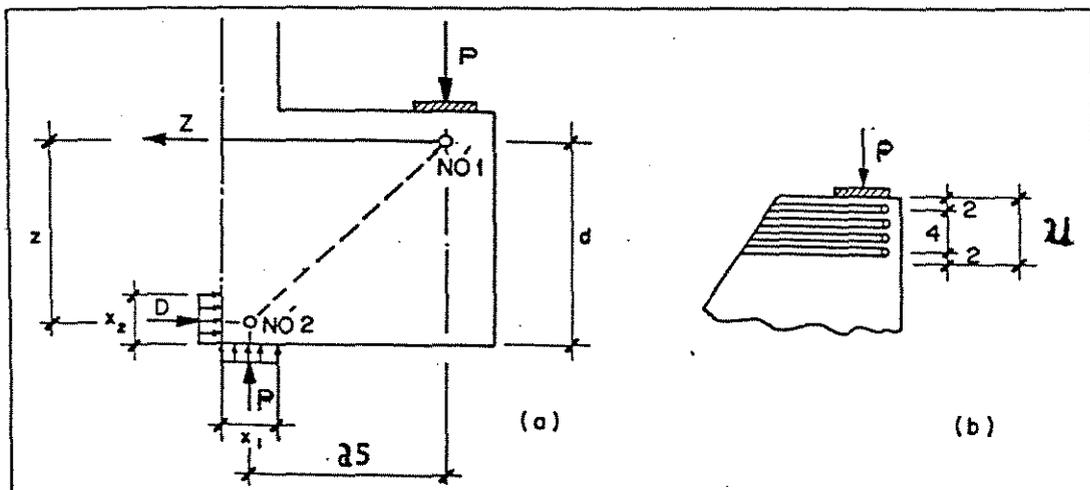


Fig. 3.29: a) Modelo de barras

b) Determinação de u

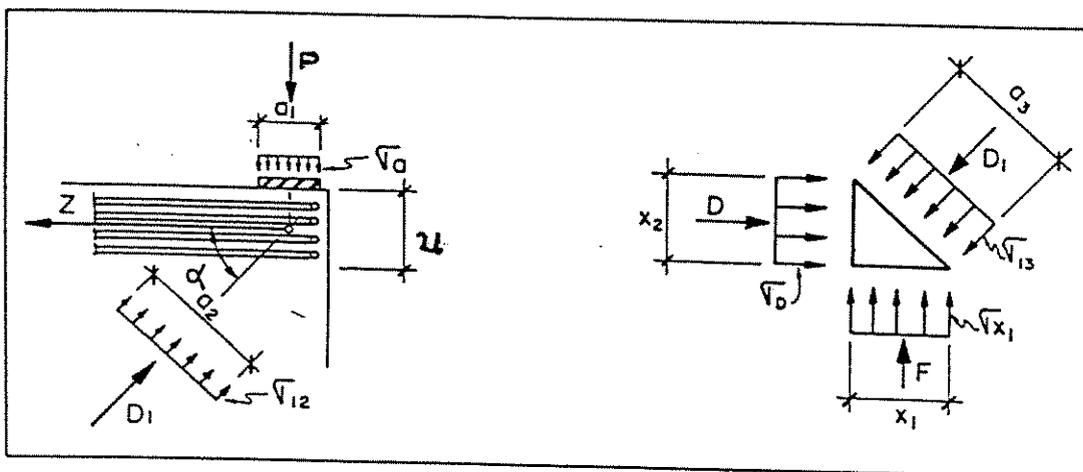


Fig. 3.30: a) Nó 1

b) Nó 2

### 3.2.4.7 Comparação com Estudos Experimentais

É feita uma projeção da carga última do consolo segundo o método de modelos de treliça e comparada com estudos experimentais. São apresentados resultados experimentais de dois consolos curtos denominados consolo 2 e consolo 2B, cujos valores de resistência do concreto e do aço são apresentados na TAB. 3.2. Os consolos 2 e 2B apresentam como diferença principal a existência de carregamento axial no pilar: o pilar do consolo 2 foi carregado axialmente, enquanto que o pilar do consolo 2B não foi carregado axialmente.

Tab. 3.2: Resistência do concreto e do aço ( MPa ) para os consolos 2 e 2B .

Consolo	concreto $f_c$ (MPa)	aço			
		$f_y$ (MPa)		$f_{su}$ (MPa)	
		5,0	8,0	5,0	8,0
2	24,0	890,5	607,8	1153,2	834,5
2B	22,6	613,8	614,3	699,5	842,5

Tab. 3.3: Valores de carga última, obtidas experimentalmente e teoricamente em kN

VALORES TEÓRICOS P/ ESCOAMENTO DA ARMADURA OU RUPTURA DO CONCRETO						
consolo	experimental	armadura principal	nó 1	nó 2		biela
				$\tau d$	$\tau x l$	
2	400	342	480	343	492	332
2B	340	365	452	249	367	315

### Considerações Finais

Através da análise dos valores apresentados na Tab. 3.3, observa-se que:

A análise teórica das bielas e do nó 1 indica que estes elementos se encontram ainda longe da ruptura por ocasião da ruptura do consolo, observada experimentalmente.

A análise teórica da ruptura do nó 2 indica um colapso esperado (na face vertical do nó) com  $P_u = 343$  kN e  $P_u = 249$  kN, para os consolos 2 e 2B respectivamente, o que não foi verificado na prática. Este fato contribui para reafirmar a opinião de alguns pesquisadores que consideram demasiadamente simplificado o dispensado ao nó 2 (nó da base do consolo), uma vez que é desprezada aí a interação do consolo com o pilar.

Os valores teóricos que mais se aproximaram das cargas últimas experimentais, foram obtidos através da análise do escoamento da armadura principal.

Após o escoamento da armadura principal, a biela sofre uma rotação, gerando no nó 2 uma flexo-compressão e, conseqüentemente, o esmagamento do concreto nesta região. Este mecanismo, observado claramente nas peças ensaiadas, é apontado também nos estudos de *Walraven e Lehwalter*.

## **4: Metodologia**

Foram estudados na etapa inicial diversos traços de concreto, inclusive alguns já utilizados com êxito pelo grupo do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.

Para moldagem dos consolos, foram utilizadas formas confeccionadas no próprio Laboratório.

Foram concretados e instrumentados oito consolos em forma de cruz, dispendo de armaduras simétricas, variando o grau de armação da seção, tanto em termos de armadura do tirante, quanto da armadura para estribos, bem como alternando o critério de ancoragem de barras dobradas para barras soldadas.

Com o intuito de verificar o comportamento global da peça, foi realizada instrumentação através da fixação de extensômetros, na armadura de tirante, nos estribos e nas armaduras de costela.

Os consolos foram solicitados por duas cargas verticais concentradas de reação da prensa, iguais e aplicadas simetricamente em relação ao eixo da peça, de modo a não exigir a aplicação de esforço horizontal para manutenção do equilíbrio estático do sistema.

Os apoios permitem rotação, de forma a não oferecer significativa resistência a deslocamentos que possam vir a ocorrer.

## 4.1: Programa Experimental

Investigações experimentais relativas ao comportamento de consolos curtos, feitos tanto em concreto de resistência convencional, quanto em alta resistência, foram anteriormente realizadas por diversos pesquisadores.

O traço utilizado para o concreto já havia sido anteriormente aplicado para outras pesquisas no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Unicamp.

Essa pesquisa pretende incrementar o conhecimento do grupo de pesquisadores voltados ao estudo dos aspectos tecnológicos e do desempenho estrutural do concreto de alta resistência, permitindo uma eventual extensão dos conceitos aplicáveis aos consolos em concreto de resistência convencional.

### 4.1.1 Detalhes dos Consolos e Esquema de Carregamento

Os consolos têm seção constante, com as dimensões indicadas na fig. 4.1 e foram executados com concreto de resistência à compressão em torno de 80 MPa, tendo sido carregados inversamente, com carga única aplicada no pilar, gerando duas reações de apoio iguais em valor em razão da simetria, dispensando a utilização de carga horizontal para obtenção do equilíbrio, conforme mostra a referida fig. 4.1.

Os detalhes das armaduras estão indicados nas fig. 4.8, 4.10, 4.12, 4.14, 4.16, 4.18, 4.20 e 4.22.

Houve uma variação na taxa da armadura longitudinal, bem como na bitola dos estribos e armadura de pele (costelas).

Os primeiros quatro modelos ensaiados tiveram a ancoragem da armadura principal feita apenas por dobras para baixo, enquanto que nos outros quatro modelos, a ancoragem se fez por meio de barra transversal soldada na extremidade da armadura principal e com a mesma bitola desta.

#### 4.1.2 Materiais

O traço do concreto utilizado e as características dos materiais empregados estão a seguir relatadas:

Traço 1;1,12;1,71 em peso, com relação ao peso de cimento+sílica ativa

Teor de sílica ativa = 10% em peso em relação ao peso do cimento

Relação água/(cimento+sílica ativa) = 0,30

Teor de superplastificante = 0,90% de sólidos em relação ao peso do cimento+sílica ativa

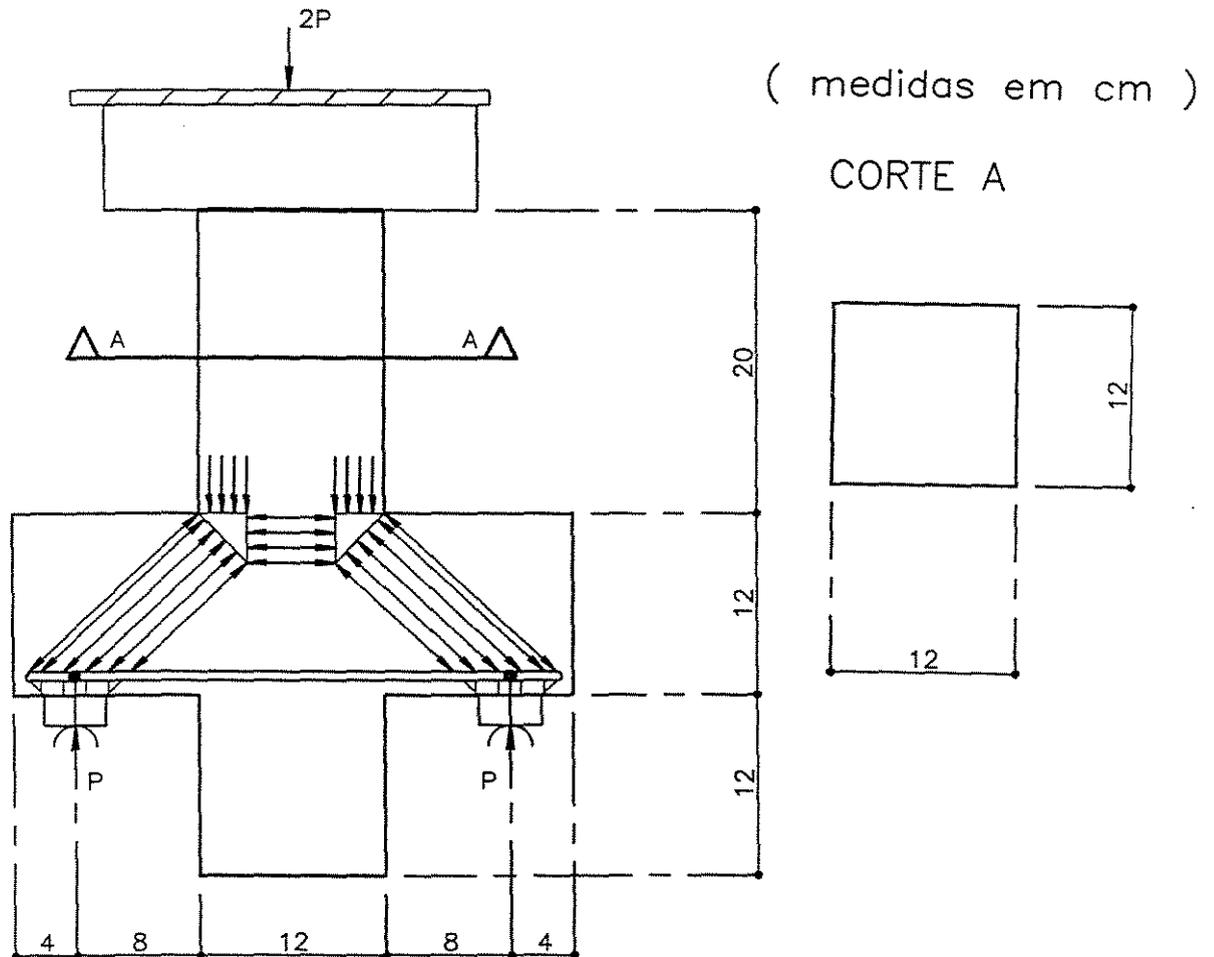


Fig. 4.1: Dimensões dos consolos e esquema de carregamento

Cimento = CPV-ARI da CIMINAS

Silica ativa = SILMIX não densificada da CCM

Areia; MF = 2,80

Pedra; MF = 6,55

Superplastificante = ADIMENT

Agregado graúdo formado por 90% de pedra e 10% de pedrisco

Estão a seguir representados os diagramas dos resultados dos ensaios de análise granulométrica dos agregados, conforme mostra a fig.4.2.

Também seguem os resultados dos ensaios das amostras do aço, uma para cada bitola utilizada, conforme mostram as fig.4.3, 4.4, 4.5 4.6 e 4.7.

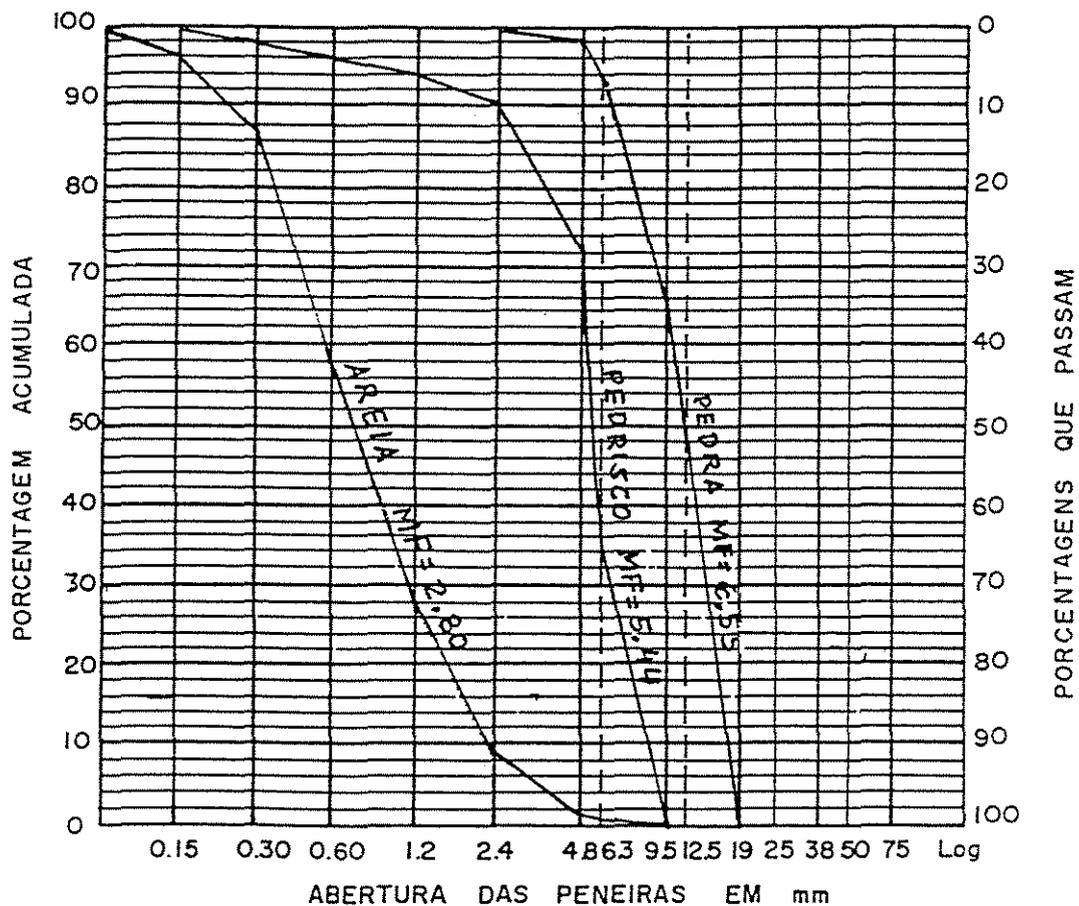


Fig. 4.2: Análise granulométrica dos agregados

Das barras de aço utilizadas nas armaduras foram retiradas amostras de cada bitola para serem ensaiadas à tração até a ruptura. Em todas as amostras as deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos com base de medida de 100 mm. Estão a seguir representados os respectivos diagramas.

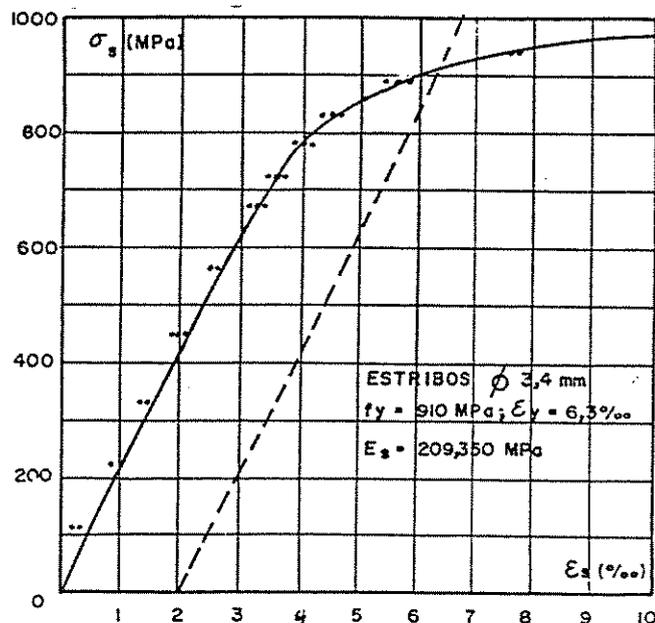


Fig. 4.3: Diagrama tensão-deformação das barras  $\varnothing$  3,4

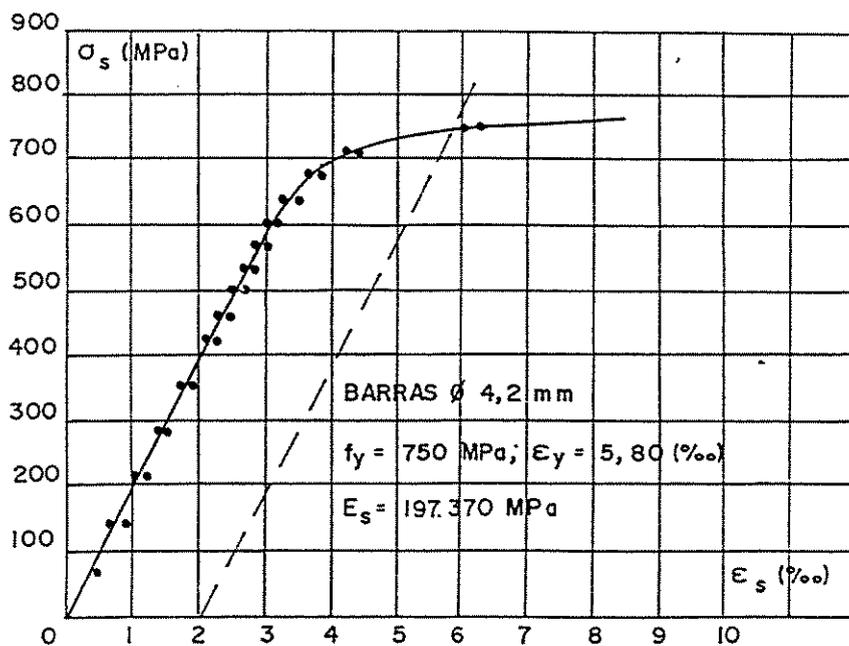


Fig. 4.4: Diagrama tensão-deformação das barras  $\varnothing$  4,2

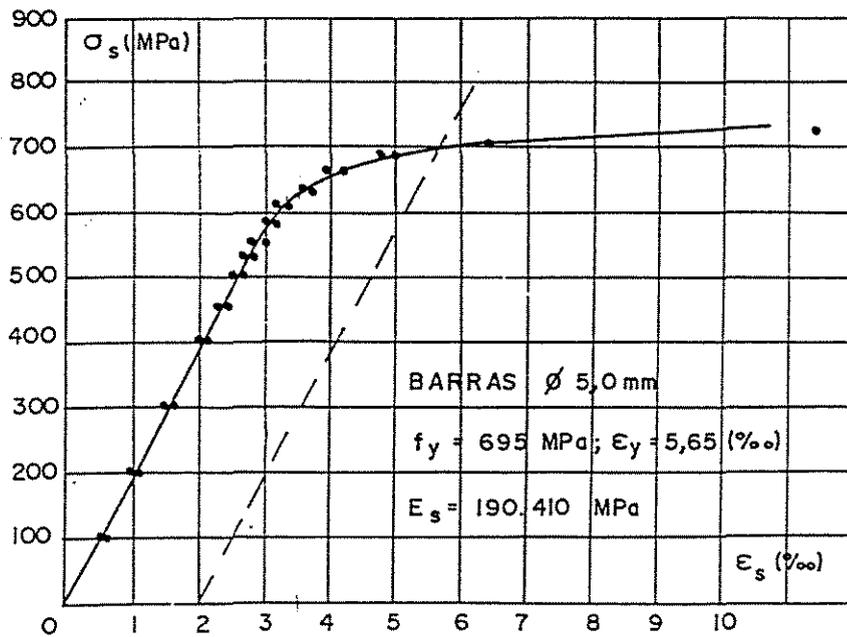


Fig. 4.5: Diagrama tensão-deformação das barras  $\varnothing$  5,0

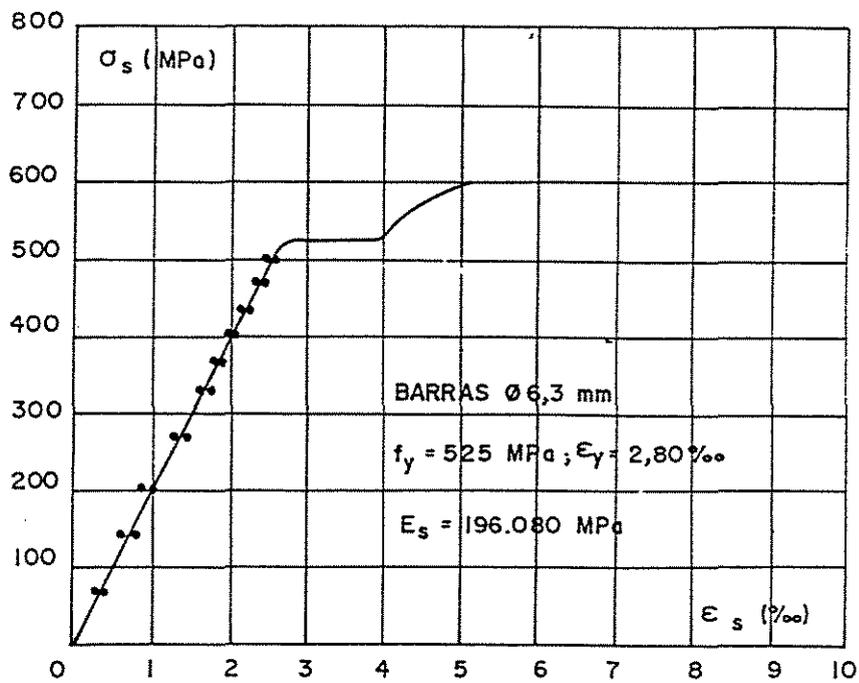


Fig. 4.6: Diagrama Tensão-deformação das barras  $\varnothing$  6,3

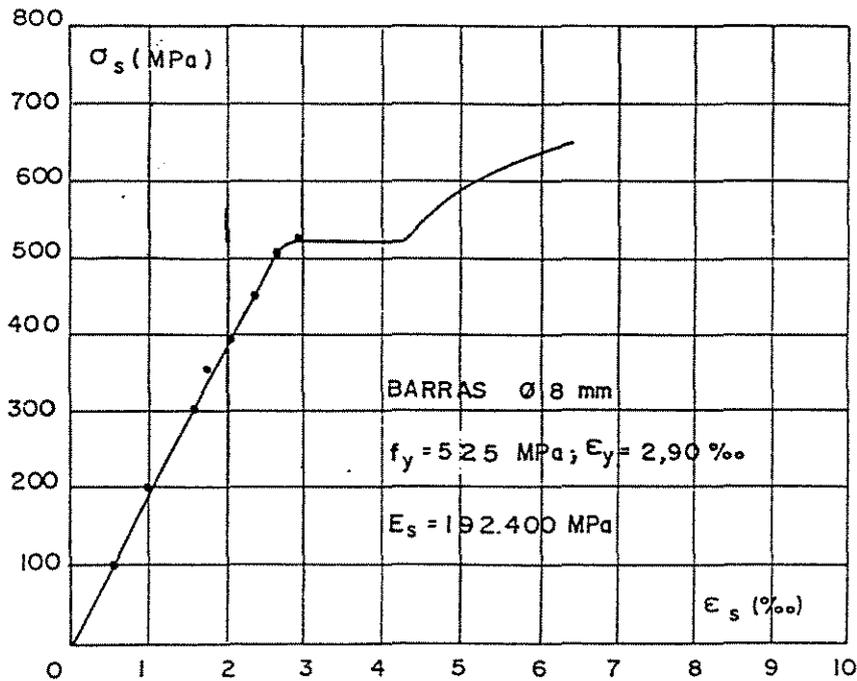


Fig. 4.7: Diagrama tensão-deformação das barras Ø 8,0

#### 4.1.3 Execução e Cura dos Consolos

O cimento e a sílica ativa foram misturados previamente a seco em betoneira de laboratório com eixo inclinado.

A água foi dividida em três partes aproximadamente iguais. Destas partes, uma delas permanecia no estado natural, enquanto as outras duas eram misturadas com superplastificante.

A betoneira utilizada para mistura era de eixo inclinado e capacidade de 150l. O tempo aproximado de mistura foi de 15 minutos, onde a seqüência de materiais é a seguir descrita: agregado graúdo, uma parte de água, cimento mais sílica ativa, uma parte de água e superplastificante, areia e finalmente a terceira parte de água e superplastificante.

Os consolos foram moldados em formas de madeira, que tiveram suas faces internas lubrificadas com uma mão de óleo.

O adensamento do concreto foi feito com a utilização de mesa vibratória.

Para cada par de consolos concretados foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos com 10cm de diâmetro e 20cm de altura para determinação das resistências à compressão aos 7 dias, 28 dias e na data do ensaio dos consolos.

Após 3 dias da concretagem, foi feita a desmoldagem e em seguida, tanto os consolos, quanto os corpos de prova foram submetidos à cura úmida.

Após os 28 dias de idade, os consolos foram retirados do tanque de cura úmida e quando secos receberam pintura em látex branco com o objetivo de se destacar a fissuração que ocorrerá durante o carregamento na prensa.

#### 4.1.4 Instrumentação

Para medida das deformações nas armaduras foram utilizados extensômetros elétricos. A identificação dos pontos instrumentados obedeceu a um critério designado pelo orientador desta pesquisa.

Deste modo, os pontos da armadura principal de tração foram denominados na instrumentação pela letra T; enquanto que os estribos receberam identificação pela letra E, sendo H a letra utilizada para identificar a armadura secundária horizontal de pele (costela). Os detalhes aparecem nas figuras 4.9, 4.11, 4.13, 4.15, 4.17, 4.19, 4.21 e 4.23.

#### 4.1.5 Equipamentos Utilizados

O sistema de aplicação de cargas consistiu numa prensa de 1 MN. Os consolos foram posicionados de maneira invertida, de modo que cada “braço” estivesse apoiado sobre um rolete de aço, recebendo portanto, metade da carga total aplicada pela prensa na

base do pilar. Foi feito o nivelamento do prato metálico da prensa para perfeita aplicação da carga na base do pilar.

#### 4.1.6 Condições de Apoio e Carregamento

Os apoios em forma de cilindros de aço permitem rotação, não influenciando de maneira significativa qualquer tendência de deslocamento horizontal dos modelos ensaiados.

A carga de ruptura aplicada pela prensa foi estimada teoricamente variando de 130kN (o que corresponde a 65kN para um ‘braço’ do modelo) a 250kN. Em razão disso, os incrementos de carga total aplicados variaram de 10kN a 25kN, para os consolos de carga de ruptura maior.

#### 4.1.7 Identificação

A abreviação CD5-3E significa consolo de armadura principal *dobrada* de bitola 5mm e *estribos* de 3mm de diâmetro, ao passo que abreviações do tipo CS6-4E significa consolo de armadura principal *soldada* de 6mm e *estribos* de 4mm.

CONSOLO	CARGAS DE RUPTURA—(kN)			IDADE
	7 dias	28 dias	ensaio	
CD5-3E CD6-3E	63.3	80.5	85.2	30 dias
	69.8	88.1	85.6	
	69.5	89.1	82.8	
	fcm=67.5	fcm=85.9	fcm=84.5	
	s=3.7	s=4.7	s=1.5	
	$\delta=5.4\%$	$\delta=5.6\%$	$\delta=1.8\%$	
CD5-4E CD6-4E	68.2	81.6	80.3	32 dias
	72.4	83.4	86.3	
	71.3	76.1	82.5	
	fcm=70.6	fcm=80.4	fcm=83.0	
	s=2.2	s=3.8	s=3.0	
	$\delta=3.1\%$	$\delta=4.7\%$	$\delta=3.7\%$	
CS6-3E CS6-4E	56.0	63.4	80.6	55 dias
	60.6	71.2	83.4	
	62.1	65.6	79.8	
	fcm=59.6	fcm=66.7	fcm=81.3	
	s=3.2	s=4.0	s=1.9	
	$\delta=5.3\%$	$\delta=6.0\%$	$\delta=2.3\%$	
CS8-4E CS8-5E	56.7	73.1	70.0	56 dias
	66.2	64.9	80.5	
	63.2	75.6	69.3	
	fcm=62.0	fcm=71.2	fcm=73.3	
	s=4.9	s=5.6	s=6.3	
	$\delta=7.8\%$	$\delta=7.9\%$	$\delta=8.6\%$	

Tab. 4.1: Valores das cargas de ruptura dos corpos de prova, em kN.

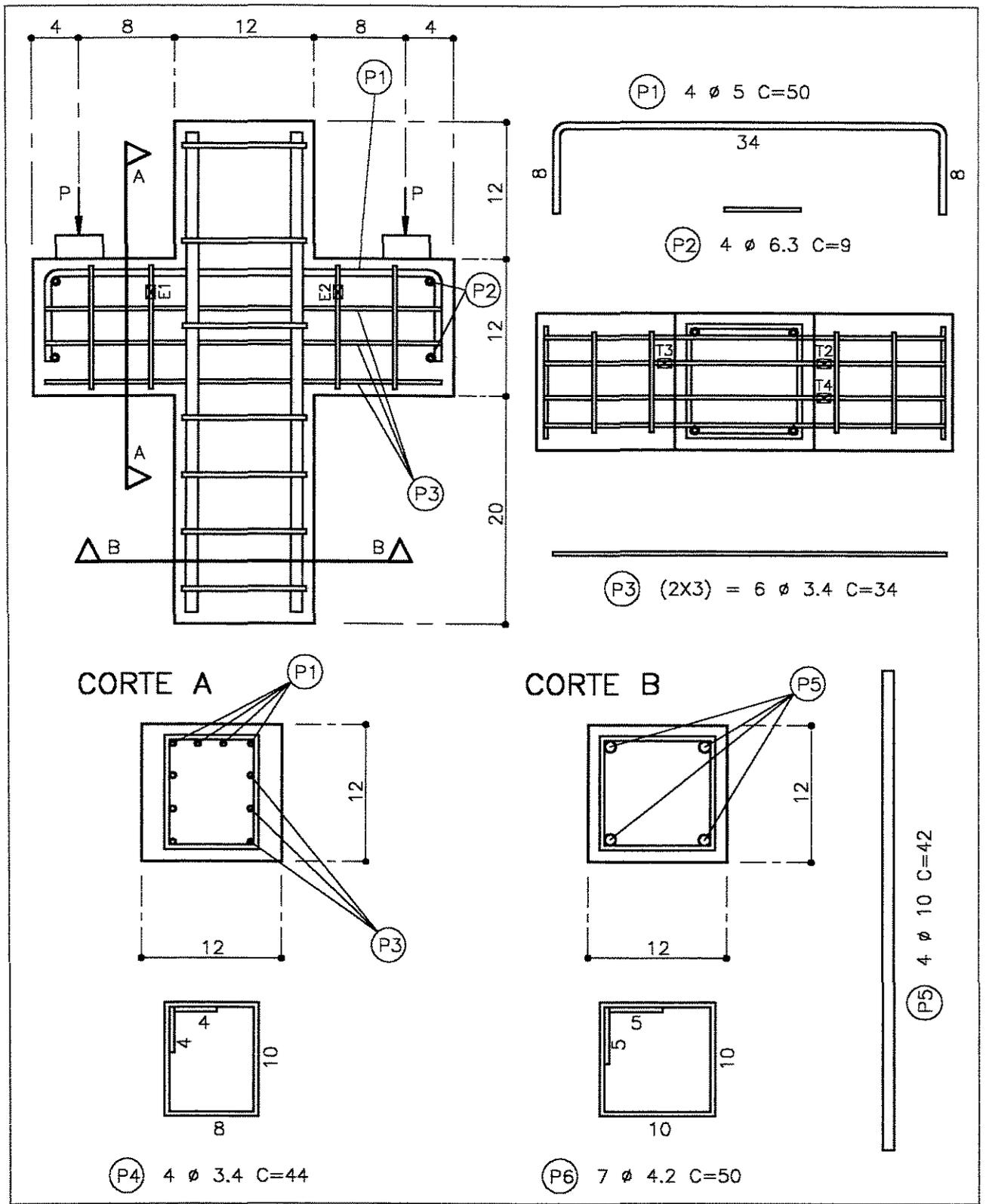


Fig. 4.8: Detalhes das armaduras do consolo CD5-3E

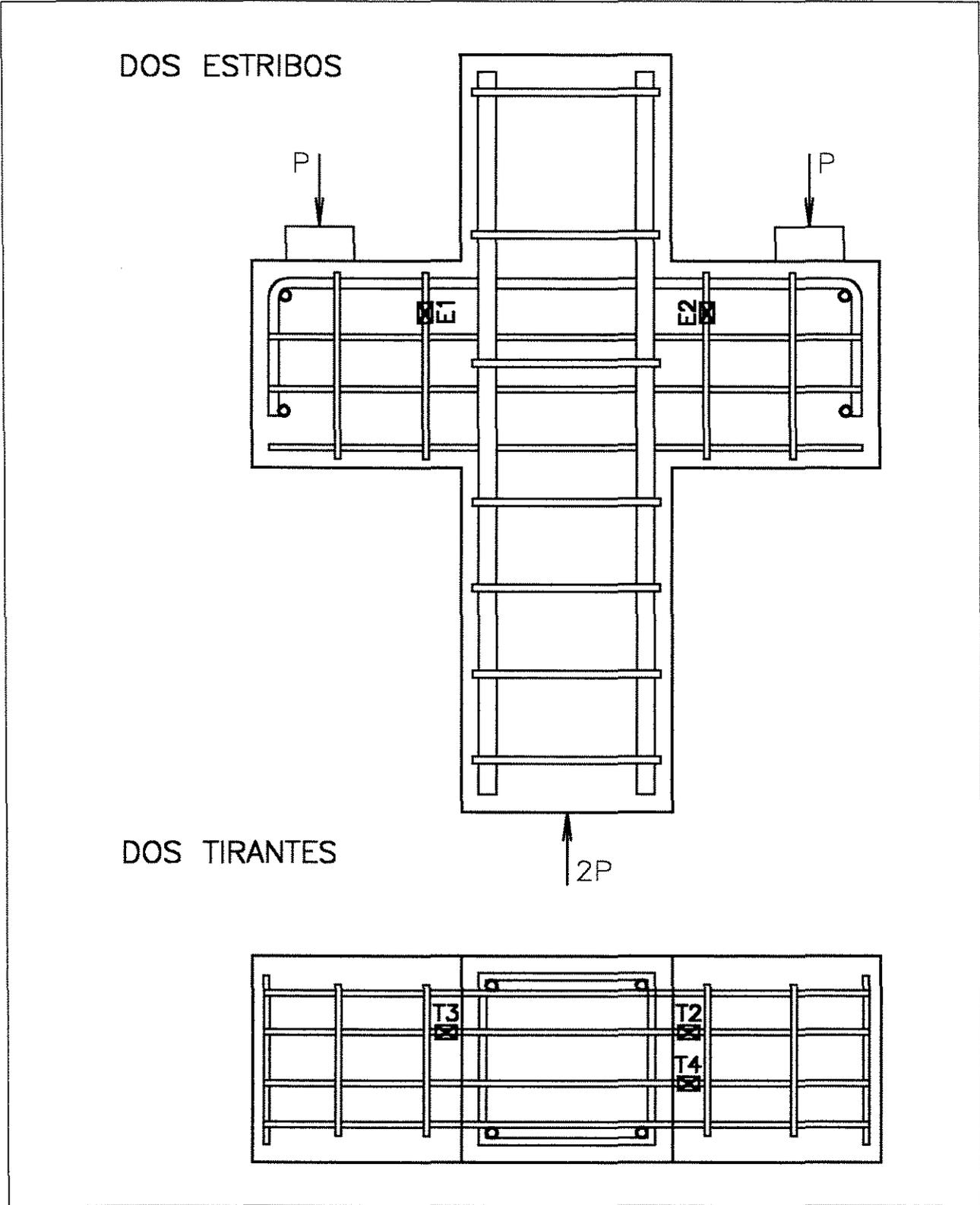


Fig. 4.9: Detalhes da instrumentação do consolo CD5-3E

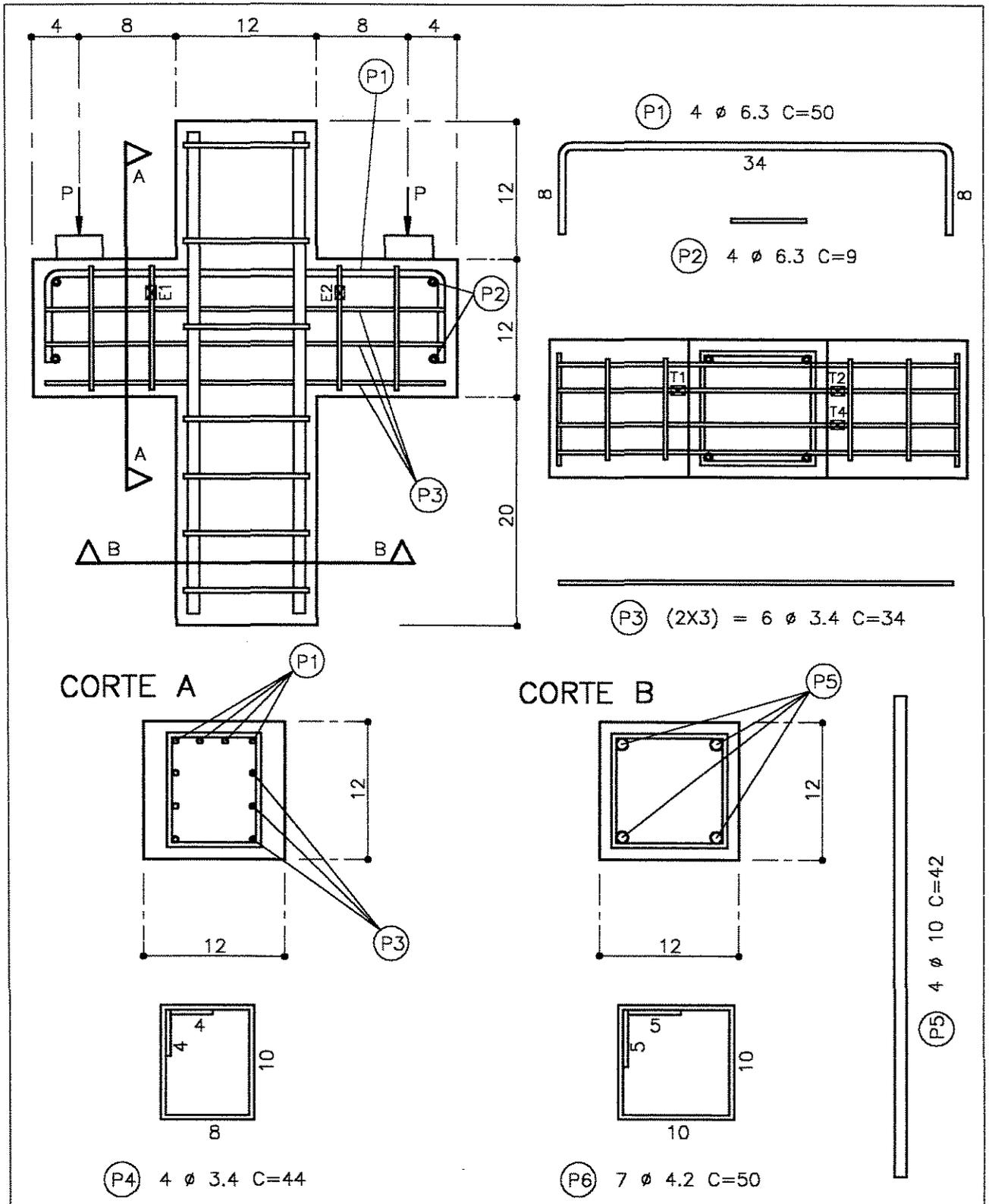


Fig. 4.10: Detalhes das armaduras do consolo CD6-3E

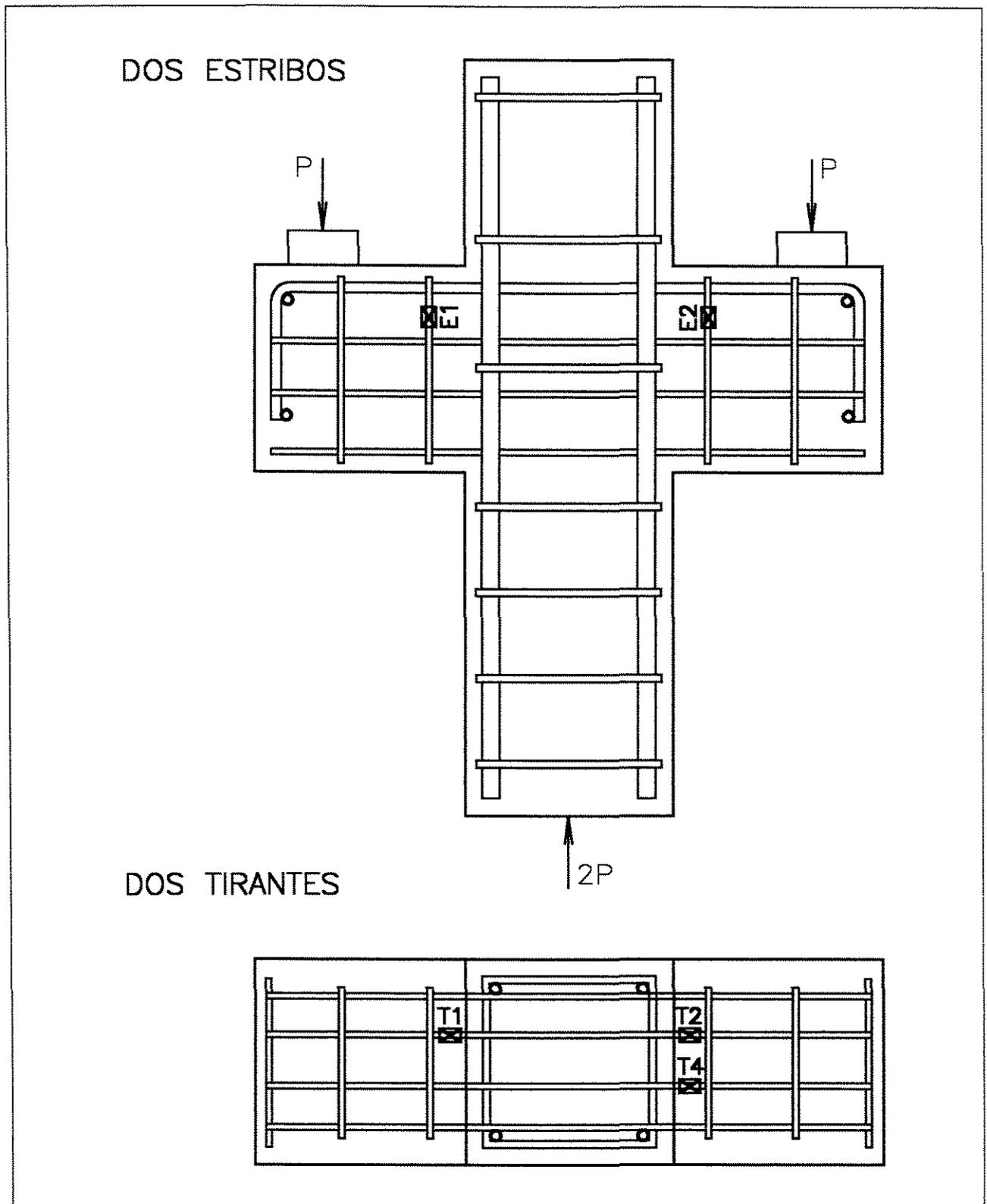


Fig. 4.11: Detalhes da instrumentação do consolo CD6-3E

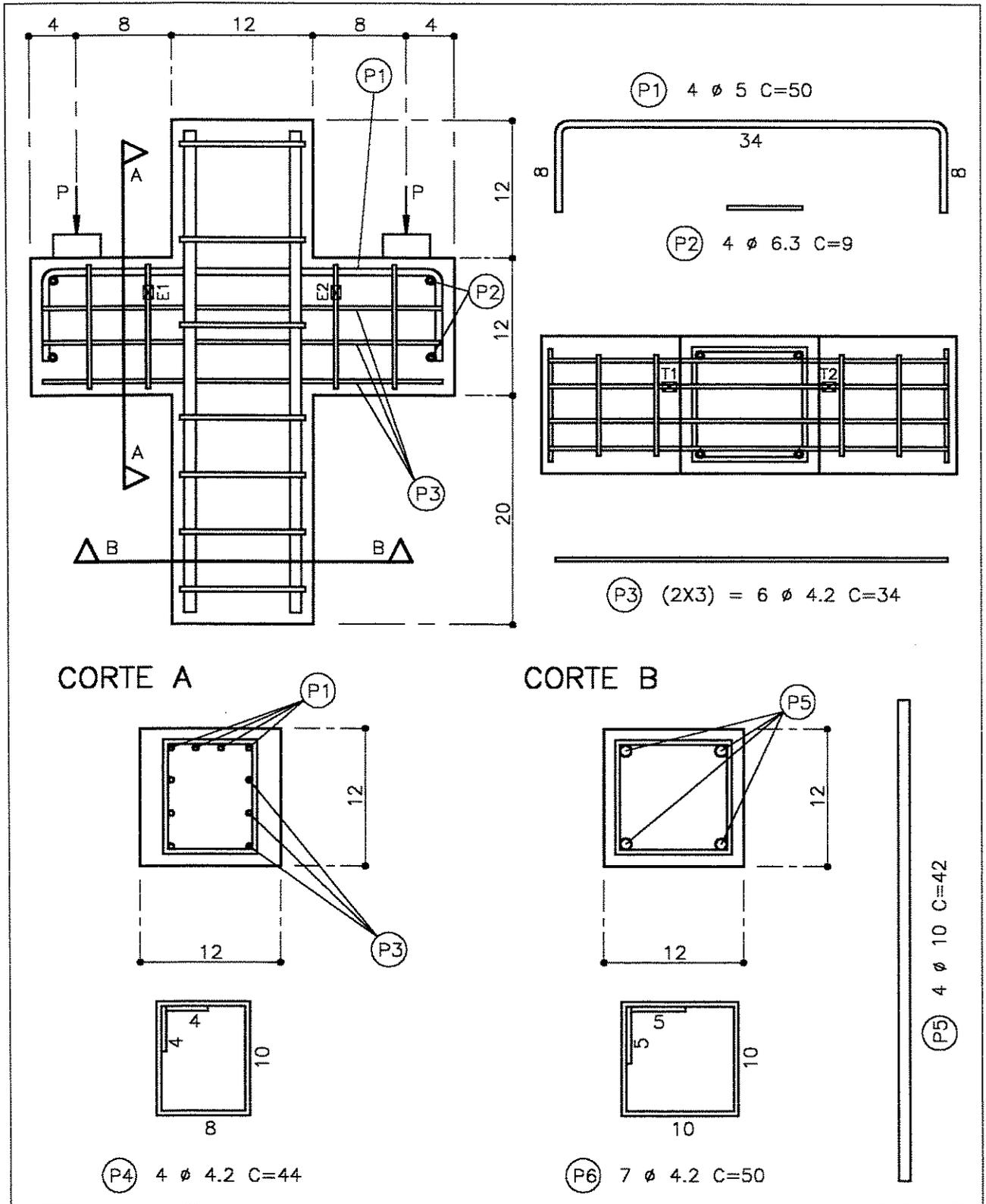


Fig. 4.12: Detalhes das armaduras do consolo CD5-4E

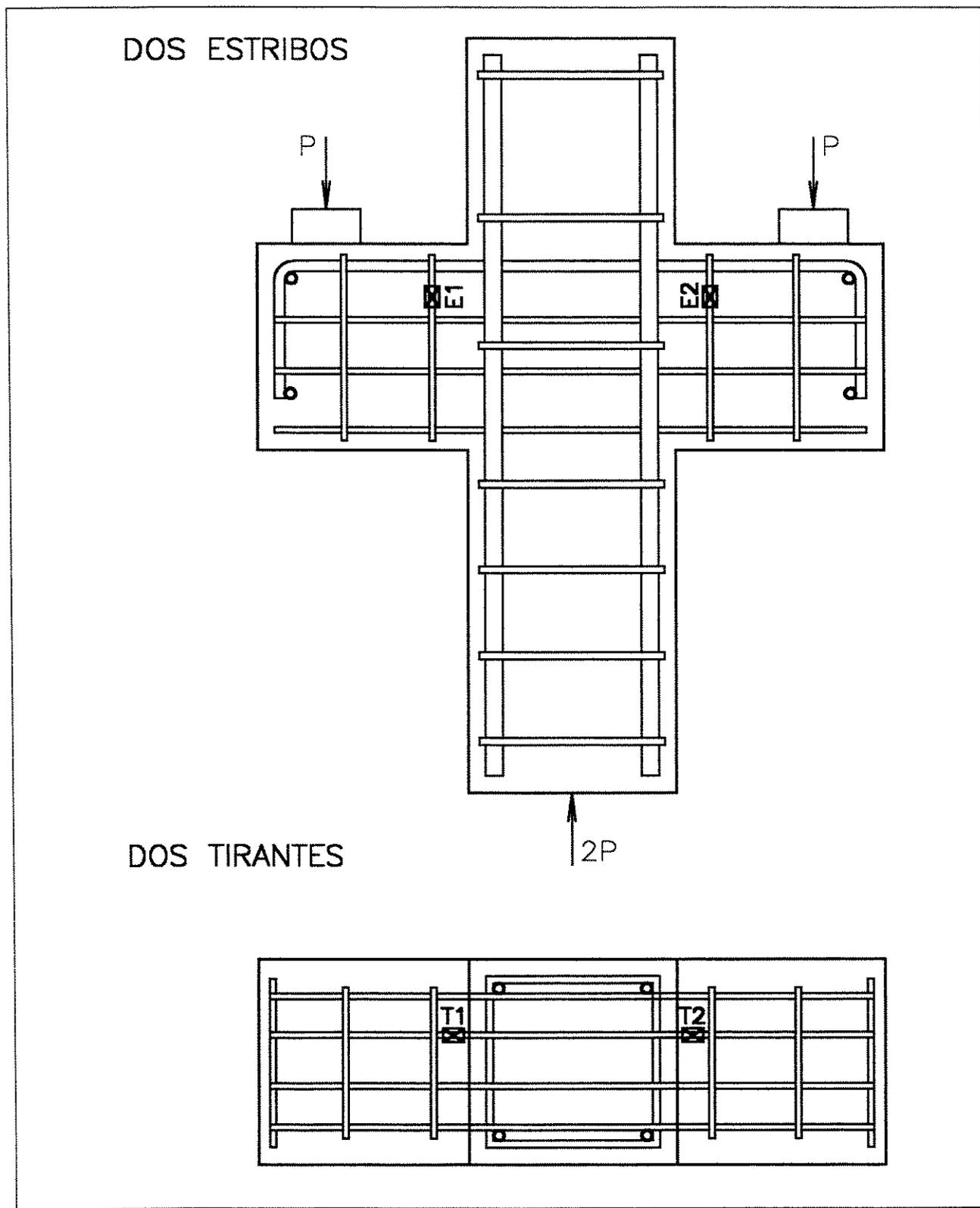


Fig. 4.13: Detalhes da instrumentação do consolo CD5-4E

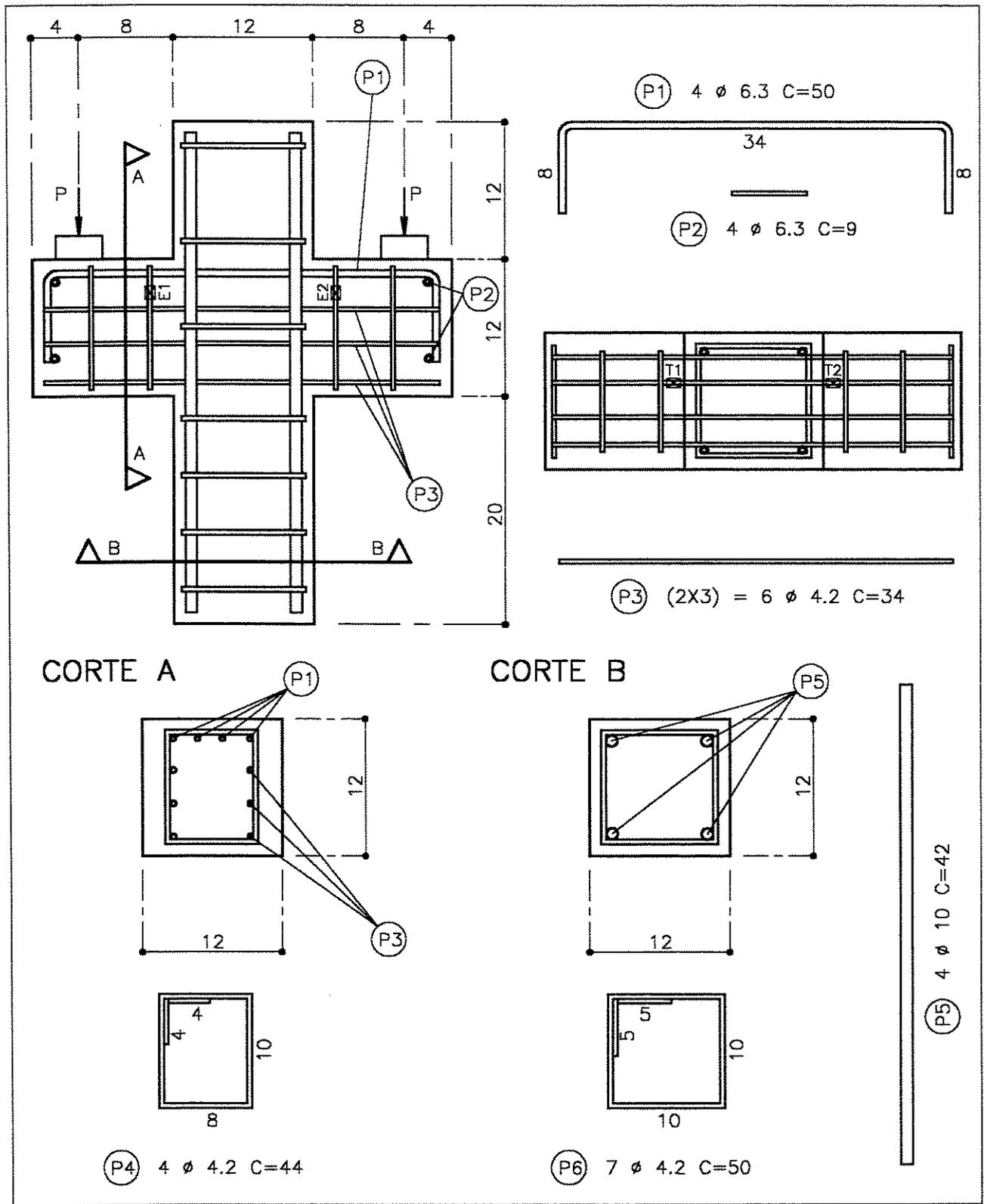


Fig. 4.14: Detalhes das armaduras do consolo CD6-4E

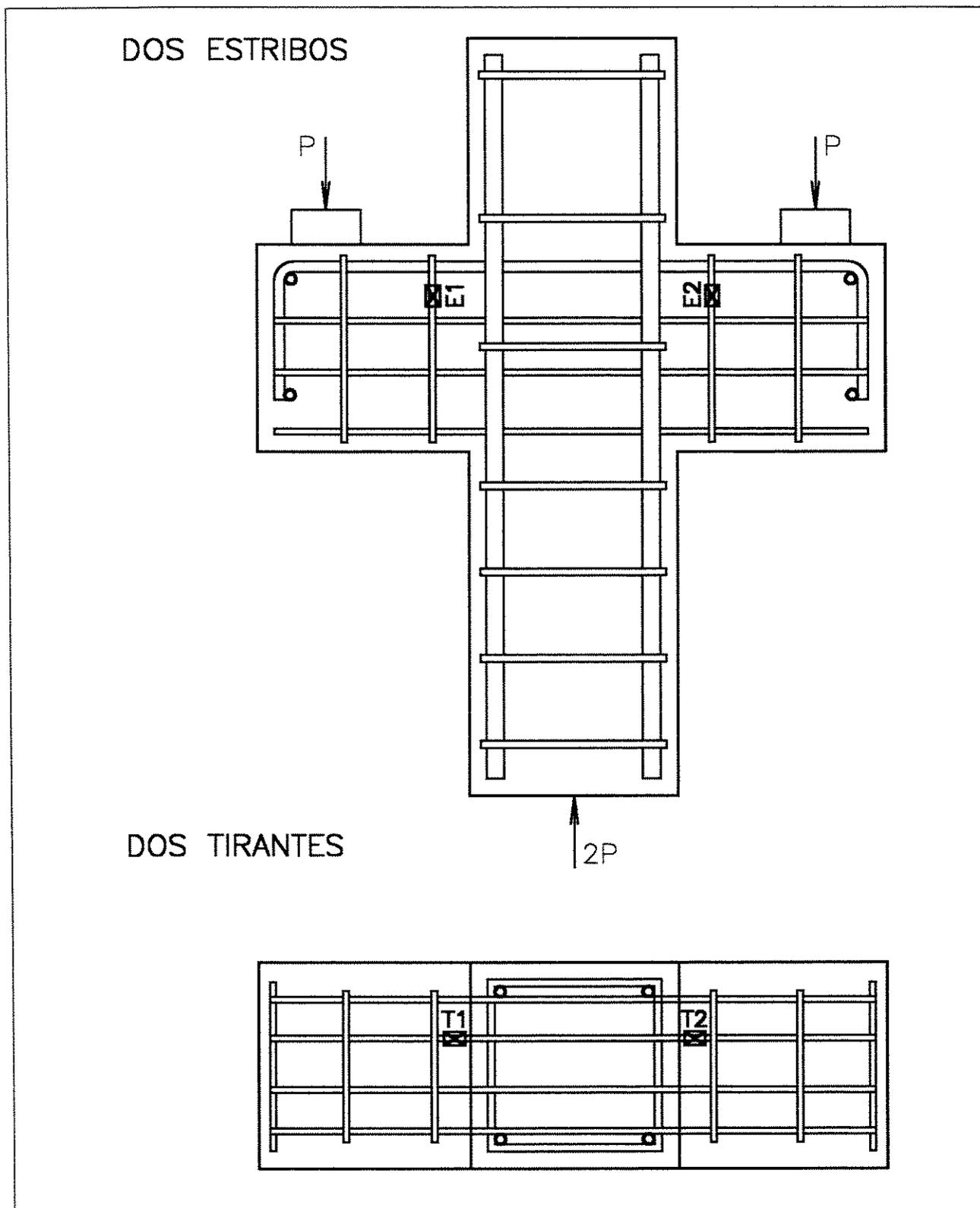


Fig. 4.15: Detalhes da instrumentação do consolo CD6-4E

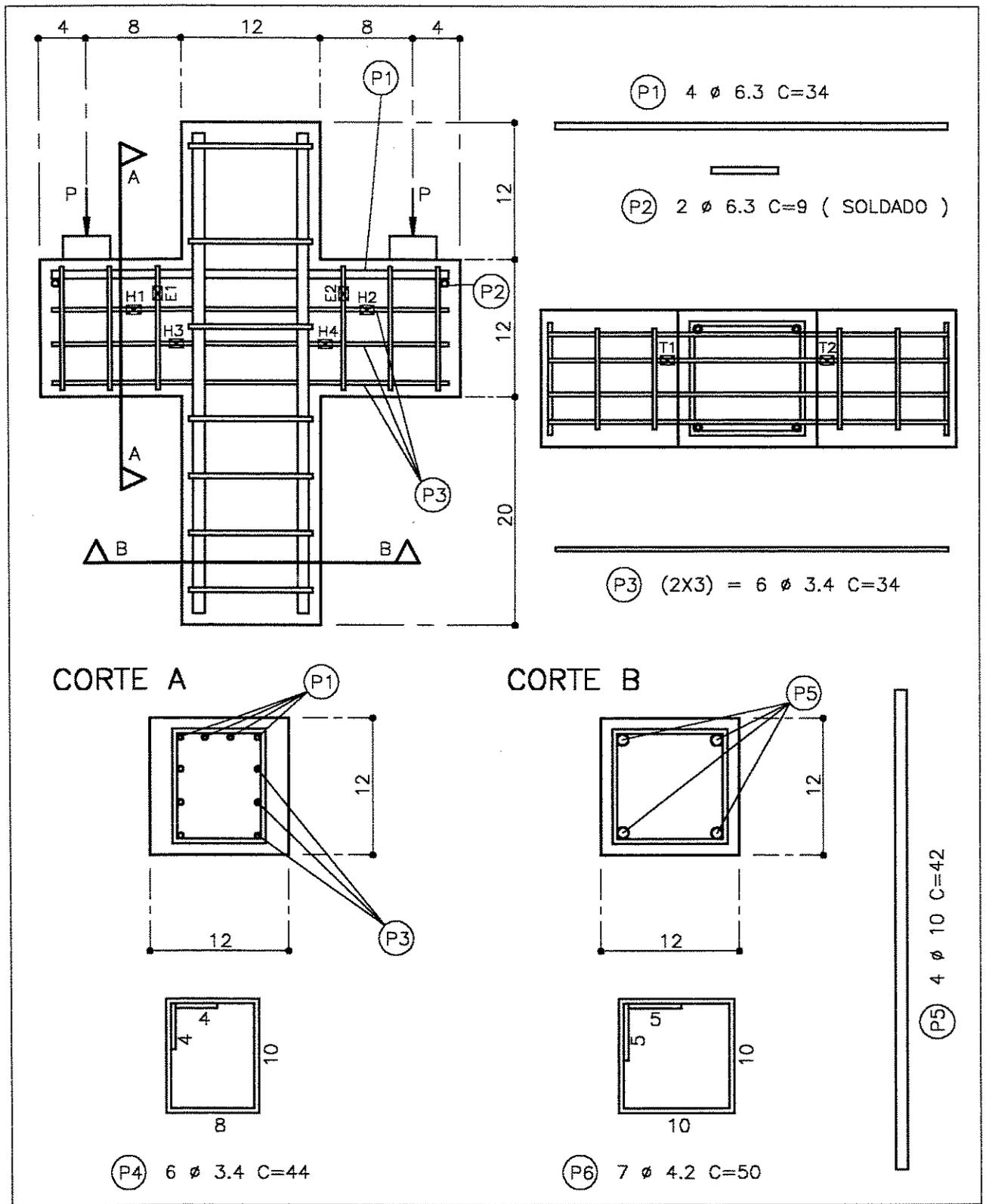


Fig. 4.16: Detalhes das armaduras do consolo CS6-3E

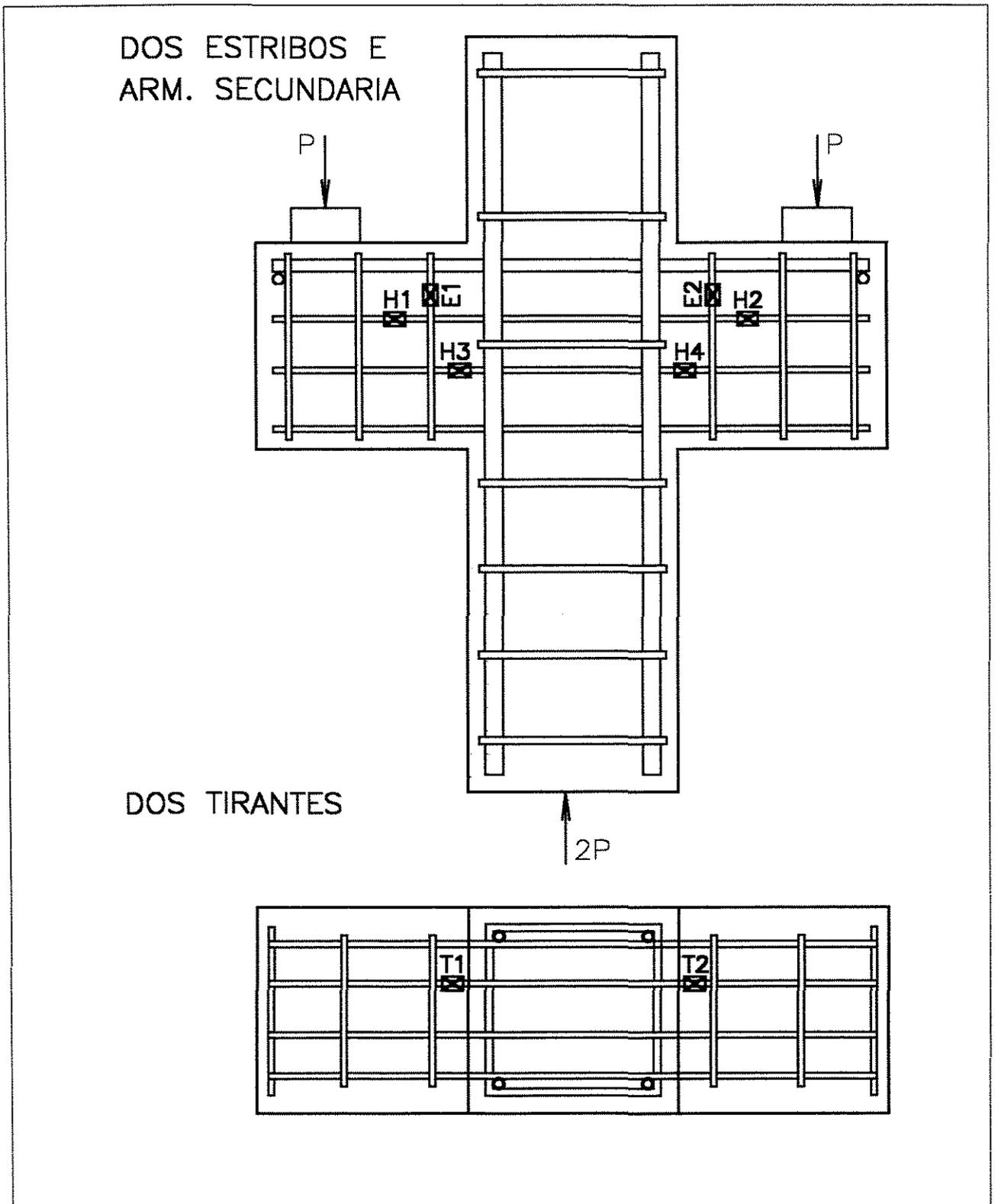


Fig. 4.17: Detalhes da instrumentação do consolo CS6-3E

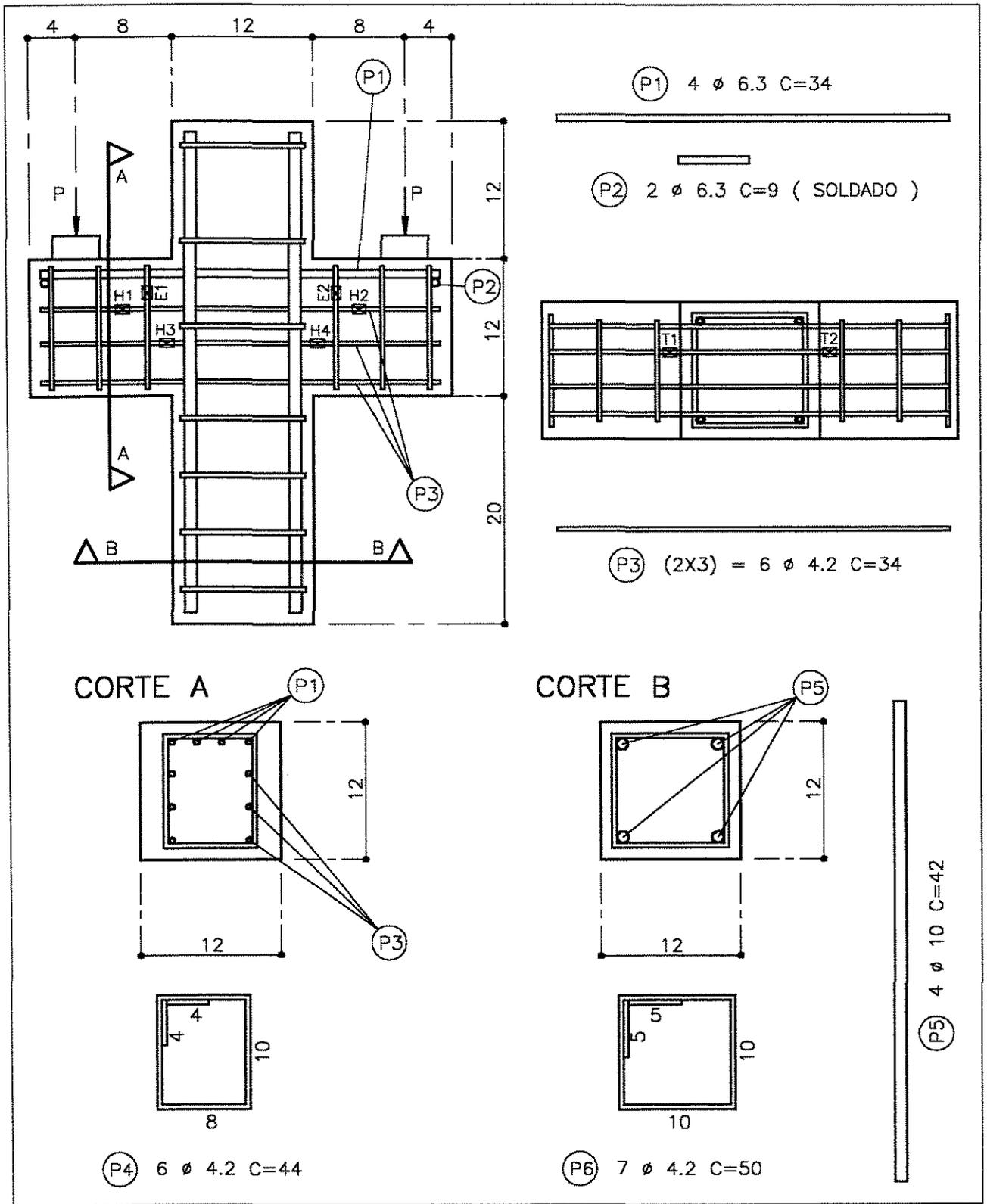


Fig. 4.18: Detalhes das armaduras do consolo CS6-4E

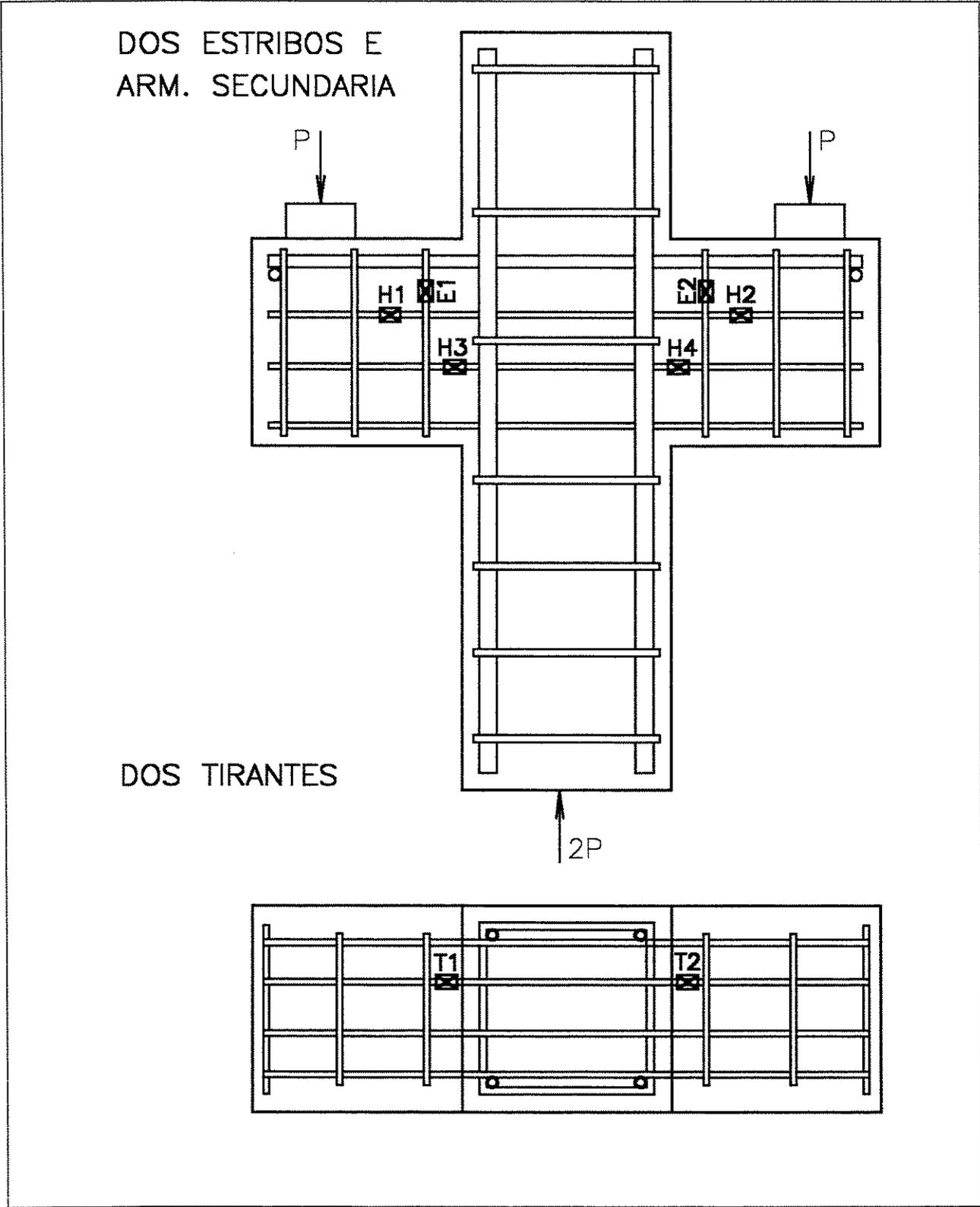


Fig. 4.19: Detalhes da instrumentação do consolo CS6-4E

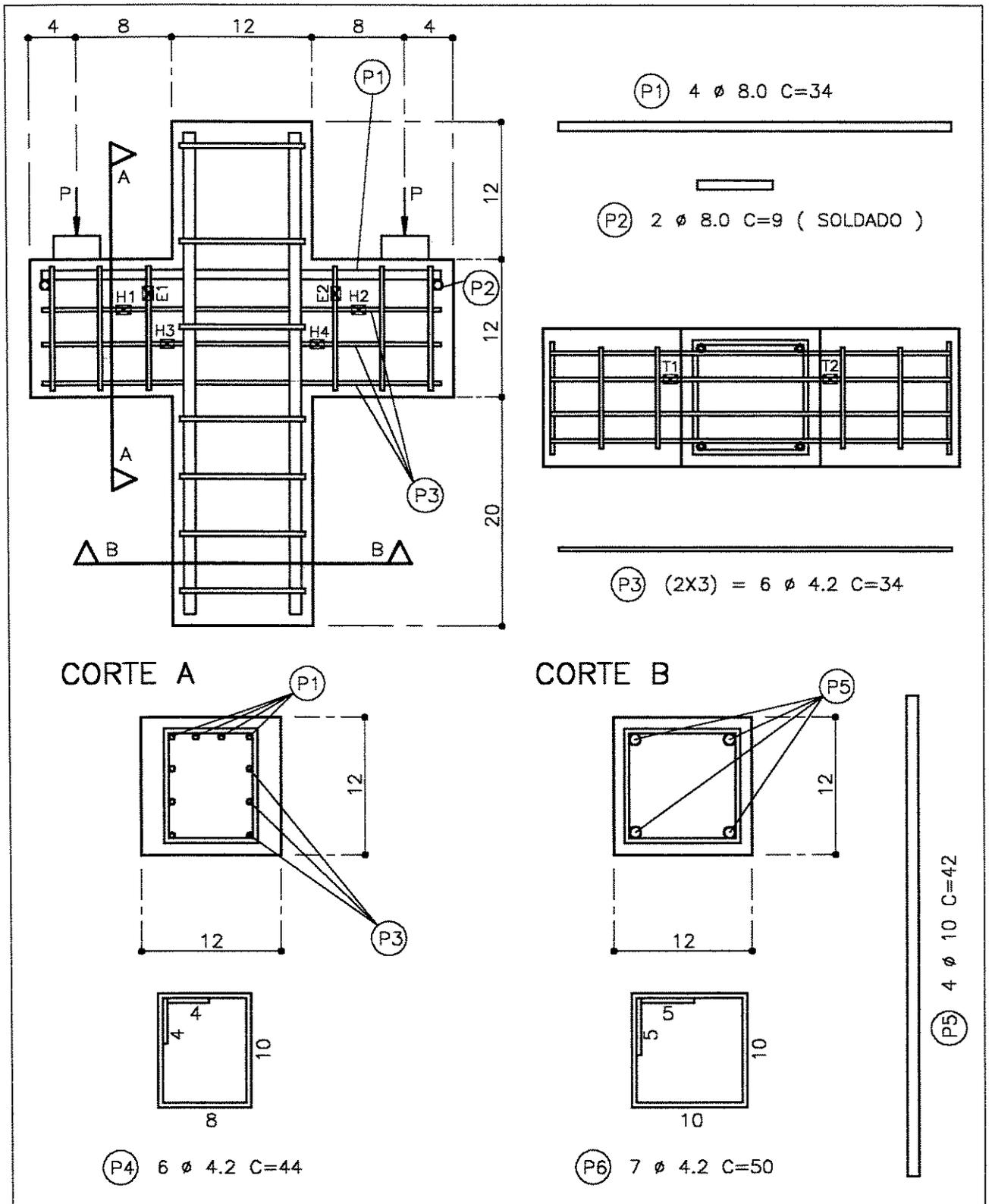


Fig. 4.20: Detalhes das armaduras do consolo CS8-4E

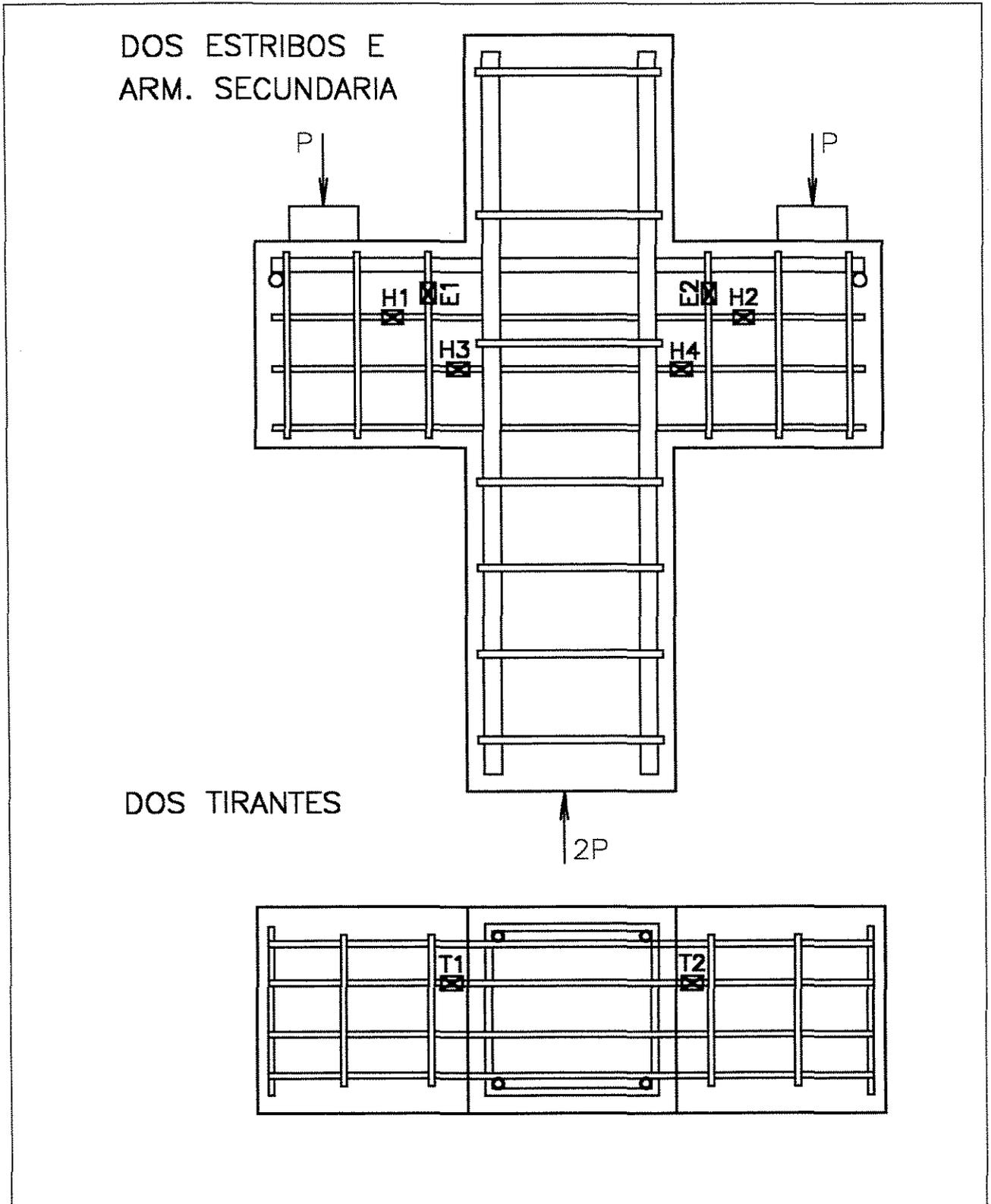


Fig. 4.21: Detalhes da instrumentação do consolo CS8-4E

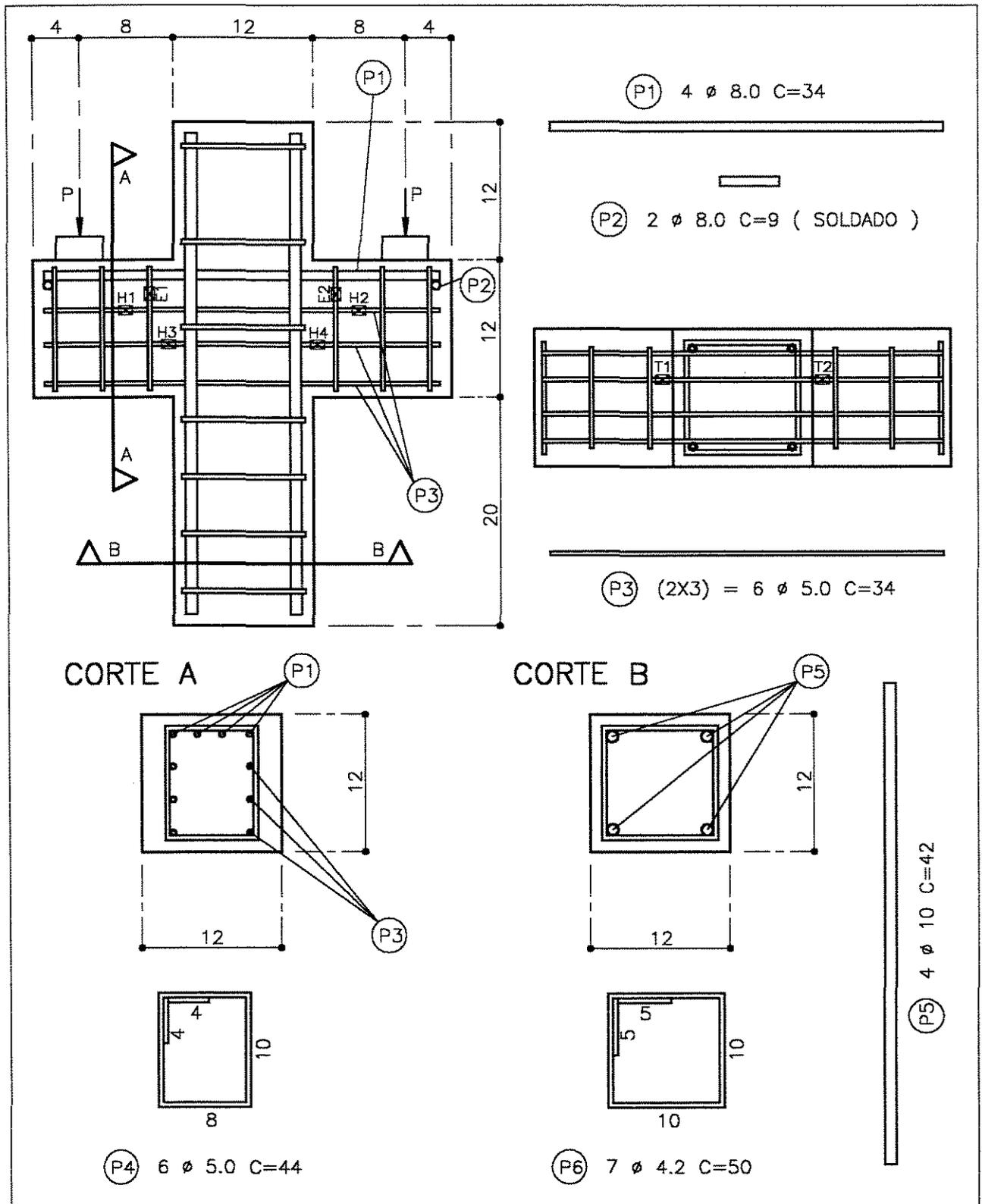


Fig. 4.22: Detalhes das armaduras do consolo CS8-5E

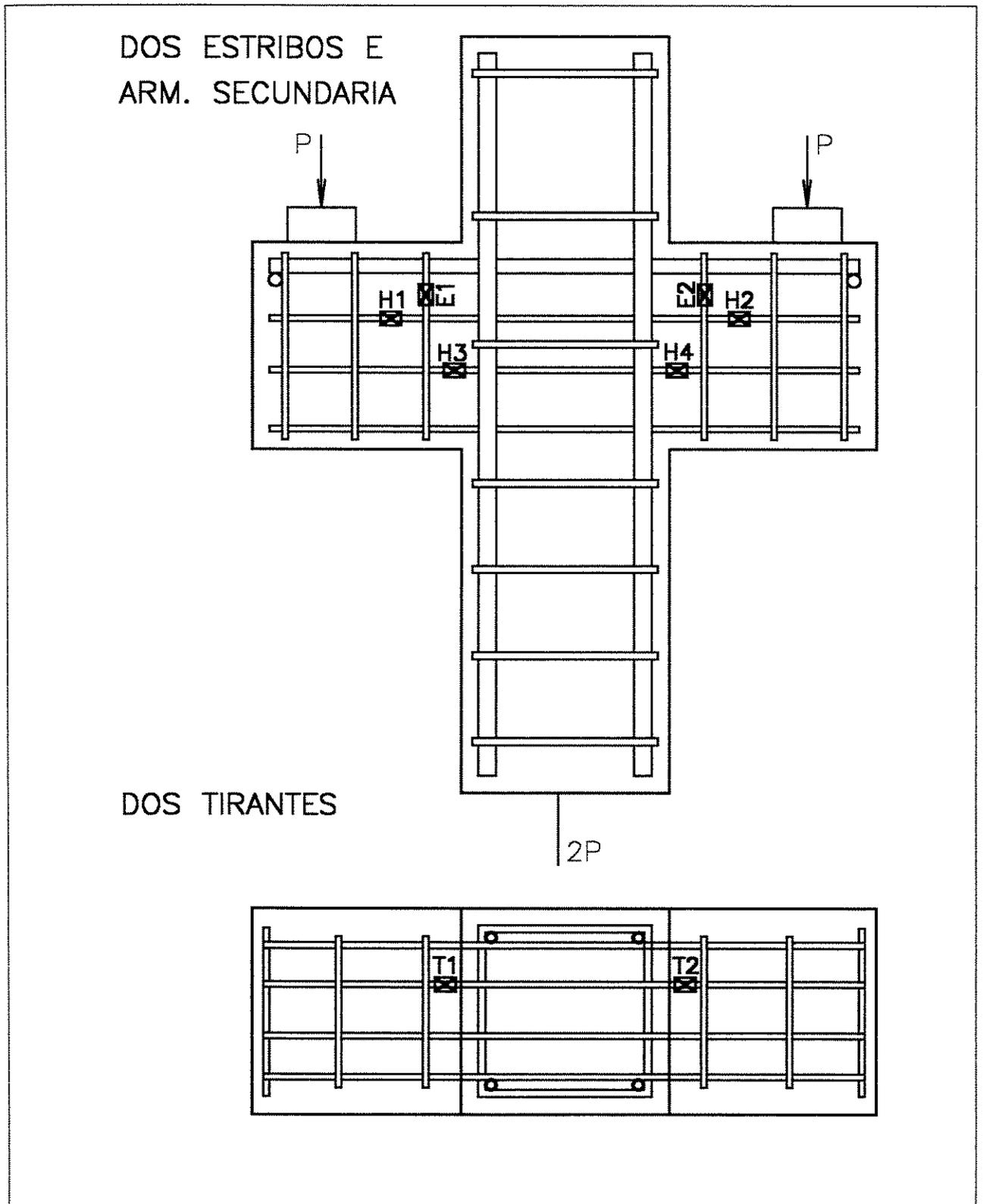


Fig. 4.23: Detalhes da instrumentação do consolo CS8-5E

## 5: Resultados

As primeiras fissuras ocorriam no ponto de ligação do consolo com o pilar, aliás, exatamente como previsto. Desse modo, as fissuras prolongavam-se em ângulo quase vertical (um pouco inclinado para o interior do pilar) em função do acréscimo de carga aplicada. Com o incremento de carga, novas fissuras apareceram em pontos mais afastados do primeiro ponto citado, ou seja, o local de início dessas novas fissuras estava mais próximo do ponto de aplicação de carga no consolo. Quando da entrada da armadura principal em regime de escoamento, observou-se para quase todos os consolos ensaiados, que a dimensão (abertura) das maiores fissuras foi de no máximo 0,1 mm.

A forma de ruptura observada em todos os consolos ensaiados foi por flexão, ou seja, esgotamento da capacidade resistente da armadura de tração.

A partir do instante em que foi excedida a carga de escoamento notou-se a perda gradativa das leituras de alguns pontos instrumentados, fundamentalmente daqueles da armadura principal de tração, em razão dos altos valores de deformação da armadura – fato confirmado pela grande abertura das fissuras em estágios de carregamento próximos à ruptura – 0,2 a 0,3 mm.

Com a aproximação da carga de ruptura, observou-se um crescimento acelerado na extensão das fissuras, paralelamente ao fato de terem sido ouvidos sons agudos e de curta duração (estalos), provavelmente devidos ao corte do agregado graúdo, ou ainda em razão da ruptura parcial das bielas de compressão. Notou-se, também, a perda completa de todas

as leituras correspondentes aos extensômetros afixados nas barras da armadura principal, muito embora, até o instante da ruína da peça, pode-se ler as deformações de vários outros pontos instrumentados, tais como estribos e armadura secundária horizontal.

Através da colagem de pastilhas metálicas na face dos consolos em uma linha imaginária correspondente ao eixo da biela de compressão, tentou-se averiguar a deformação neste trecho. Contudo, não se obtiveram resultados compatíveis, tendo ocorrido adicionalmente o desprendimento prematuro das pastilhas, tornando inútil qualquer tentativa de conclusão a esse respeito.

Cada figura a seguir traz os resultados de tensões nas armaduras instrumentadas em função da metade (  $P$  ) da carga total aplicada pela prensa (  $2P$  ), bem como a metade do valor (  $P_r$  ) da carga de ruptura (  $2P_r$  ), bem como as retas de tensão teórica referentes às pesquisas e formulações dos três autores referidos e detalhados neste trabalho.

### CD5-3E

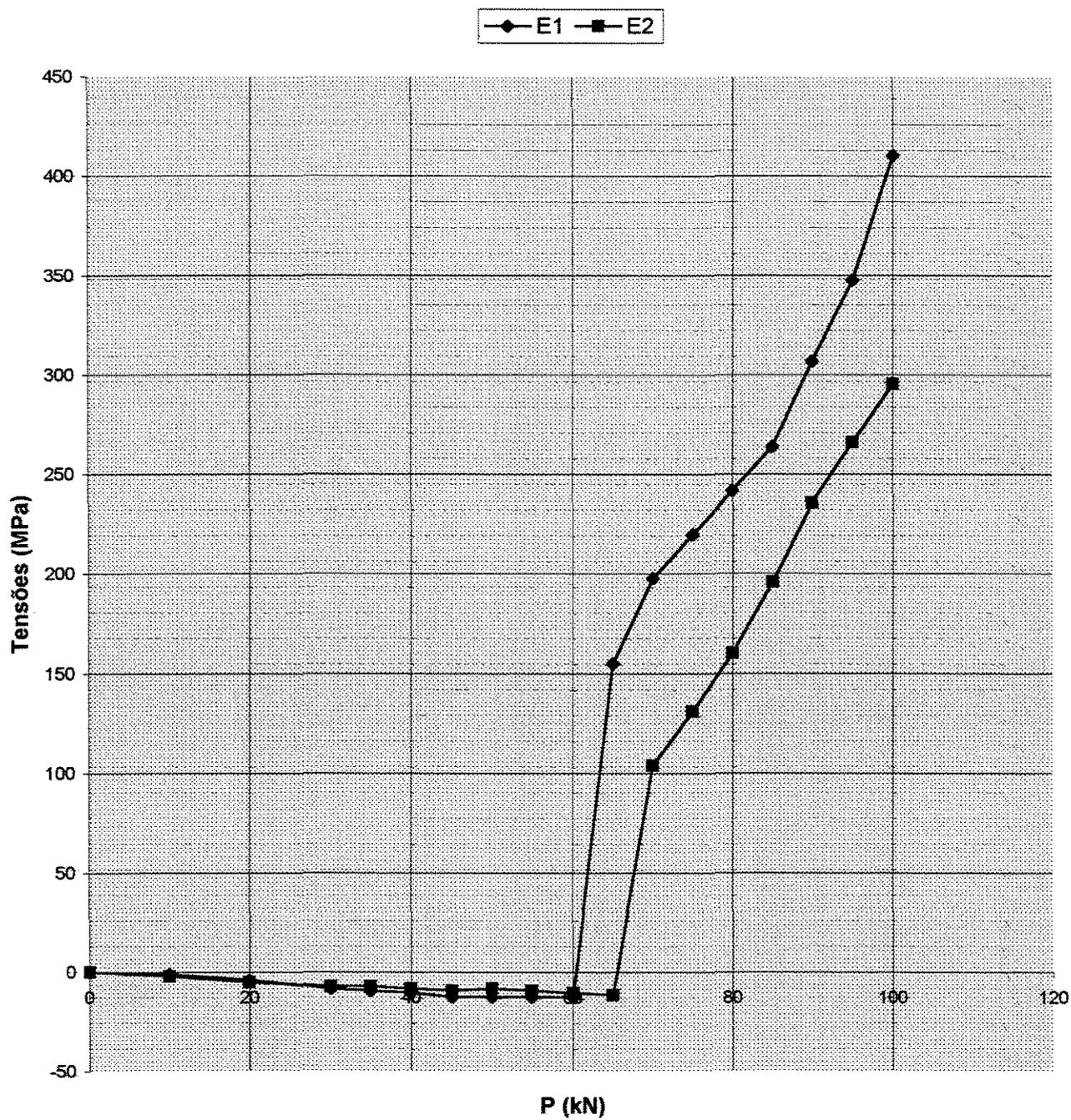


Fig. 5.1-a: Tensões nos estribos do consolo CD5-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 105$  kN

### CD5-3E

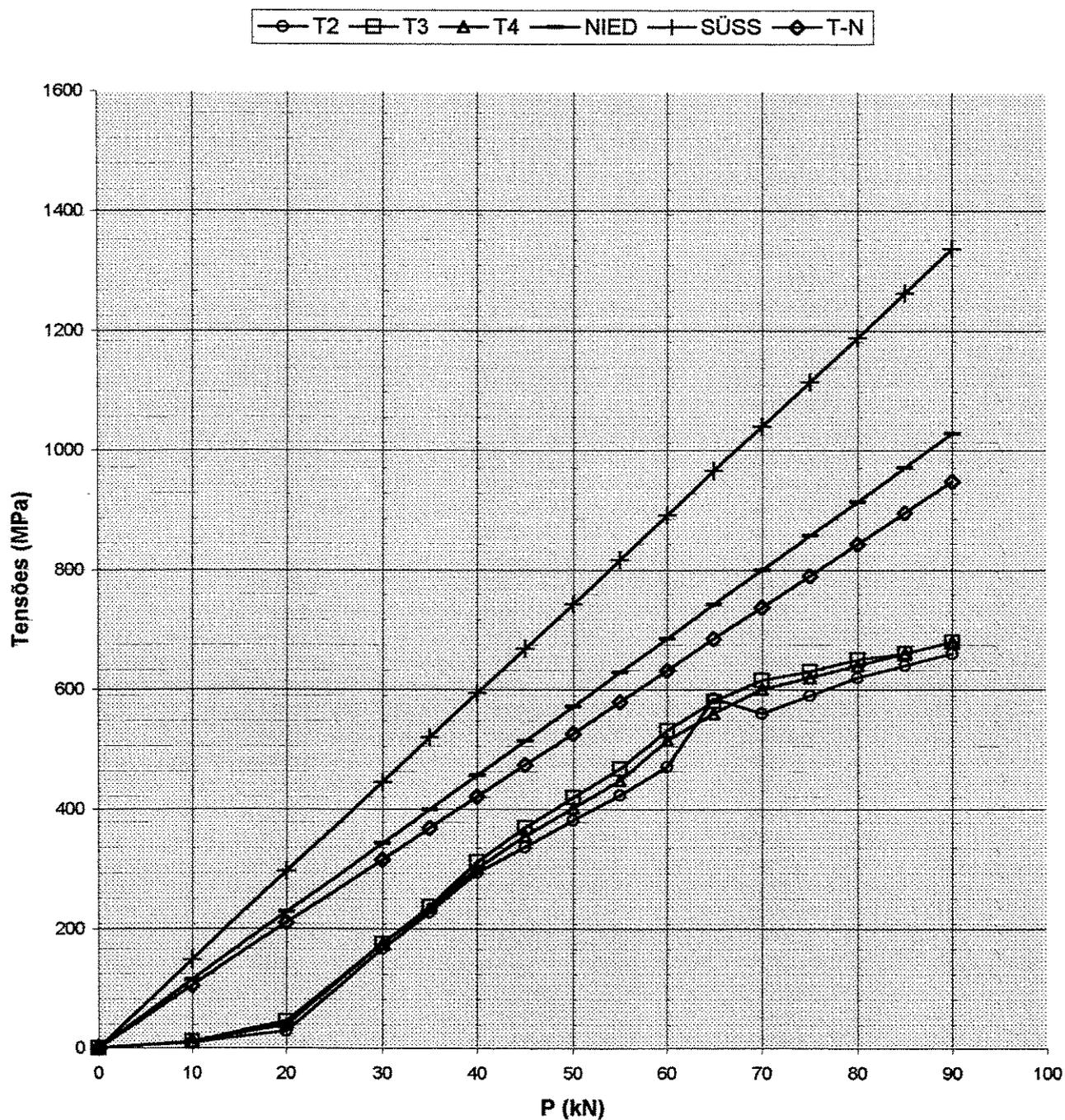


Fig. 5.1-b: Tensões nos tirantes do consolo CD5-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 105$  kN

### CD6-3E

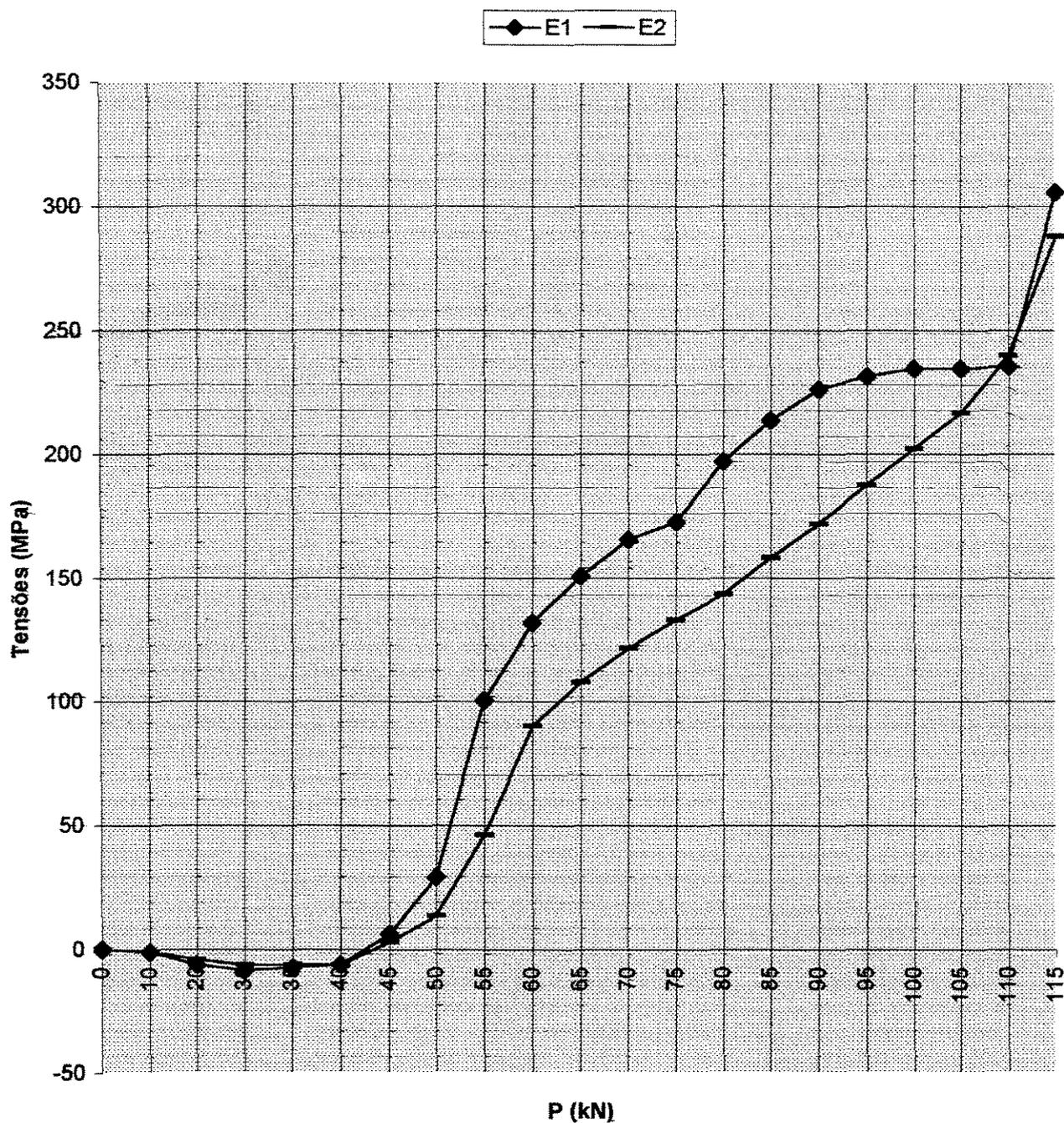


Fig. 5.2-a: Tensões nos estribos do consolo CD6-3E;  $P_u = 85$  kN;  $P_r = 120$  kN

CD6-3E

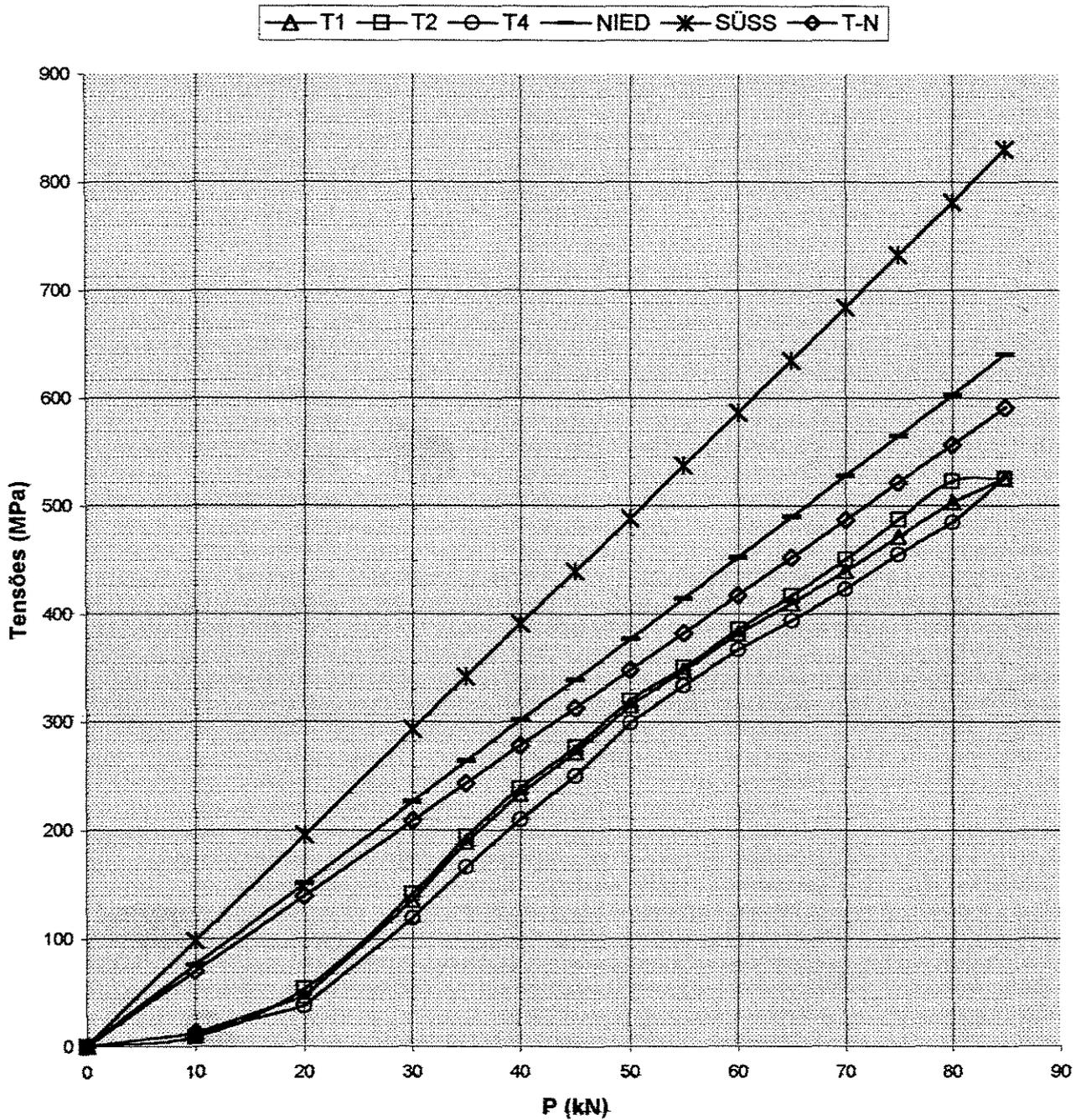


Fig. 5.2-b: Tensões nos tirantes do consolo CD6-3E;  $P_u = 85$  kN;  $P_r = 120$  kN

CD5-4E

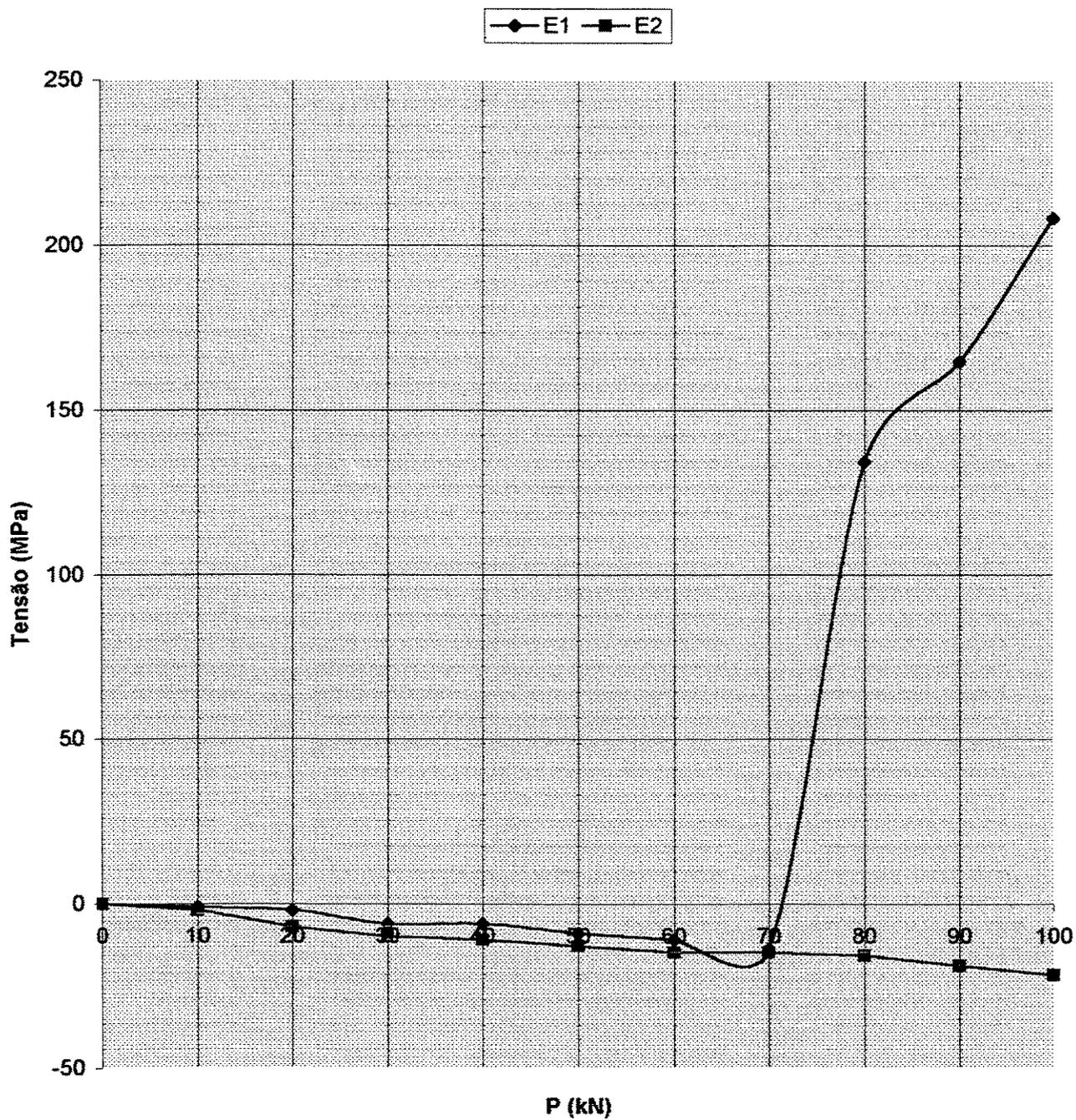


Fig. 5.3-a: Tensões nos estribos do consolo CD5-4E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 100$  kN

### CD5-4E

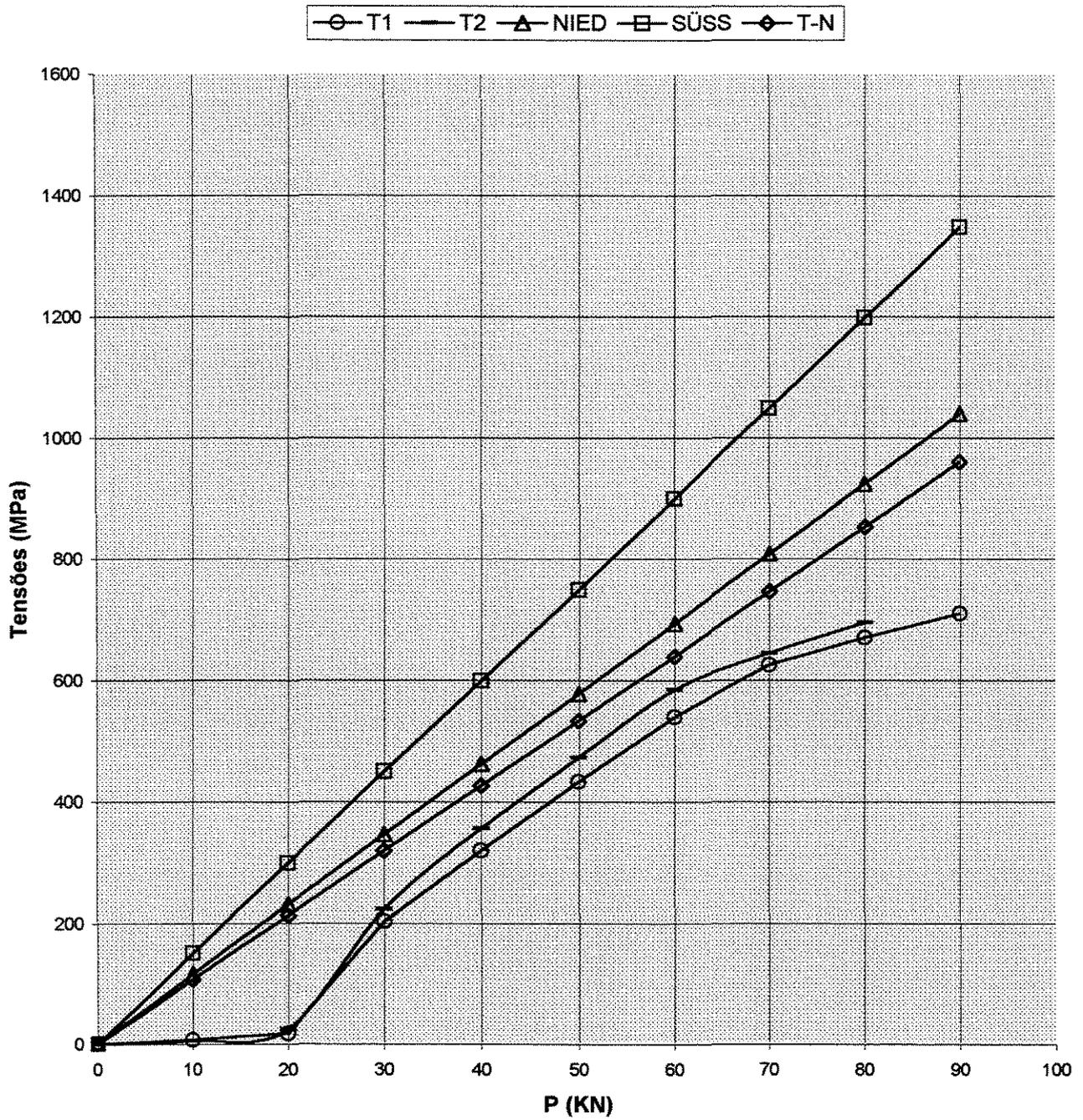


Fig. 5.3-b: Tensões nos tirantes do consolo CD5-4E,  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 100$  kN

### CD6-4E

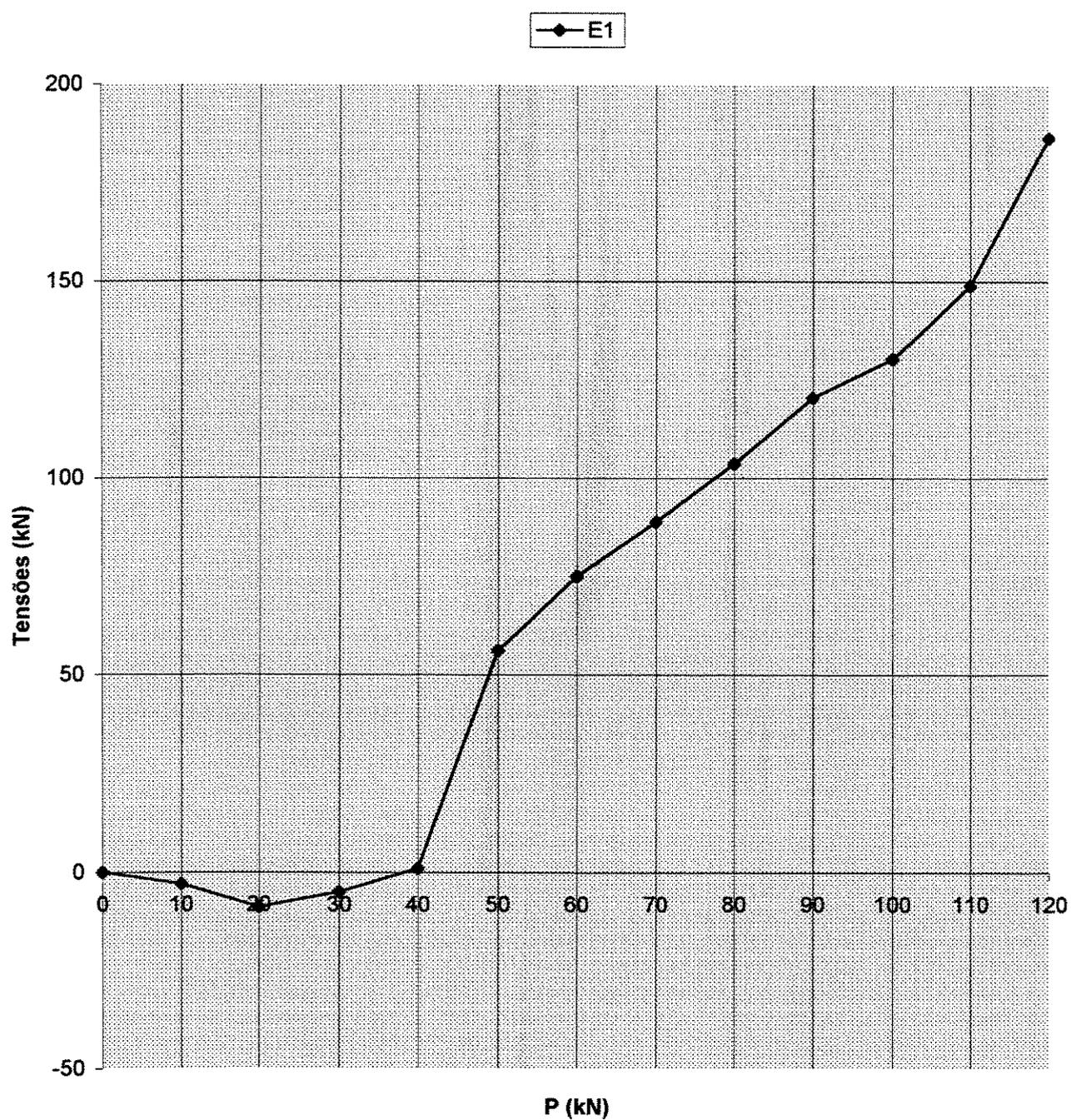


Fig. 5.4-a: Tensões nos estribos do consolo CD6-4E;  $P_u = 80$  kN;  $P_r = 124$  kN

### CD6-4E

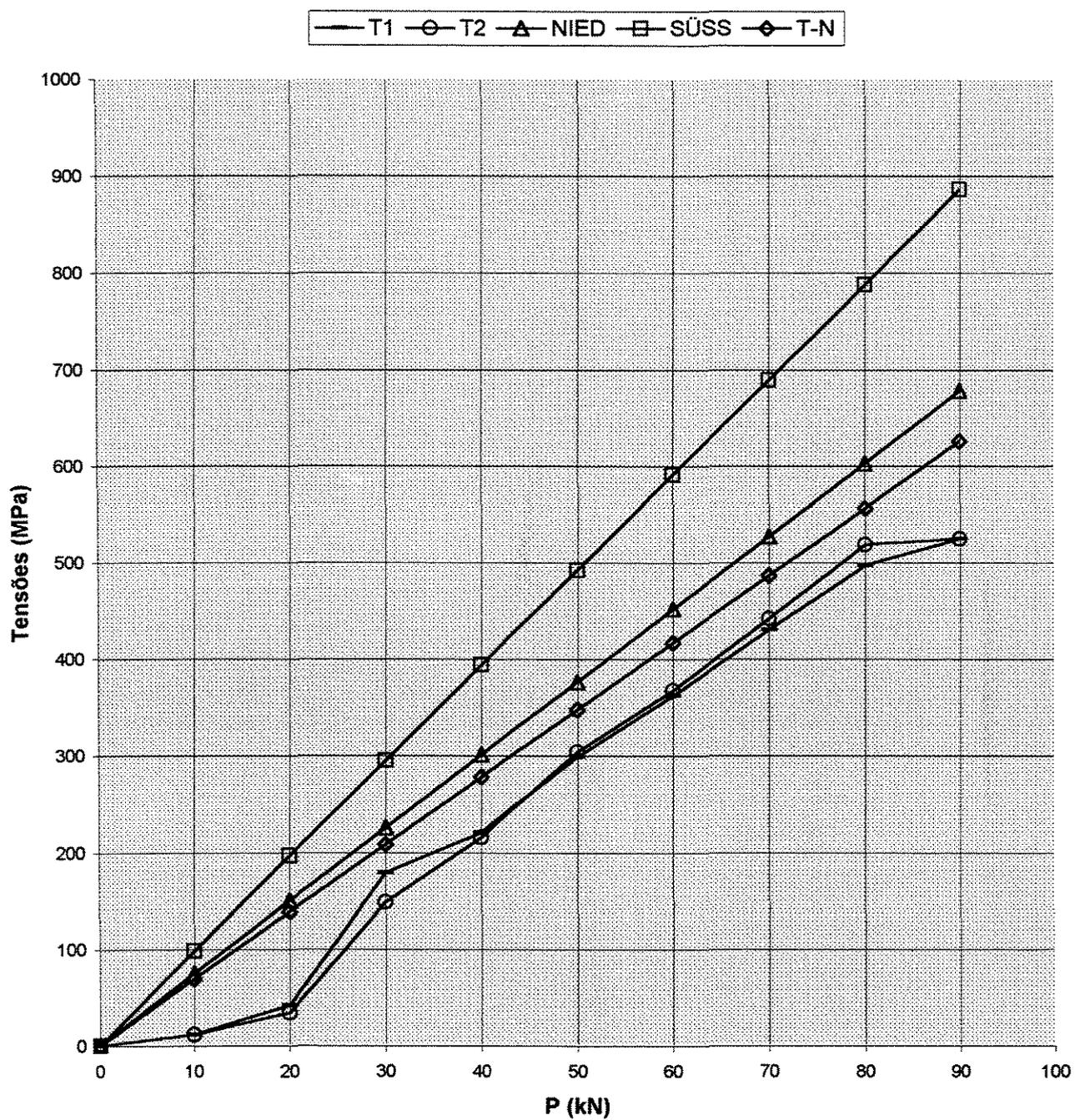


Fig. 5.4-b: Tensões nos tirantes do consolo CD6-4E;  $P_u = 80$  kN;  $P_r = 124$  kN

### CS6-3E

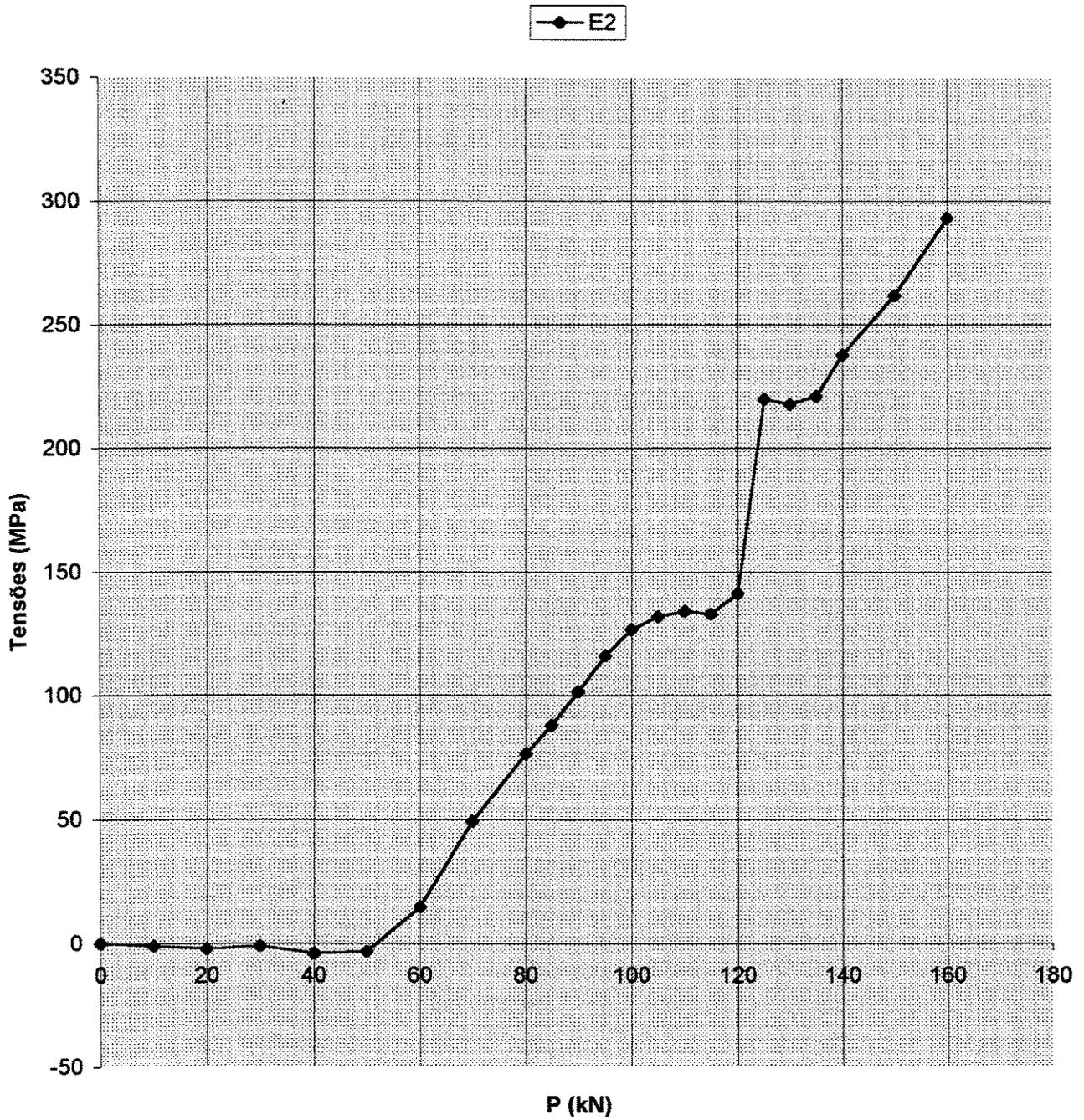


Fig. 5.5-a: Tensões nos estribos do consolo CS6-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 170$  kN

### CS6-3E

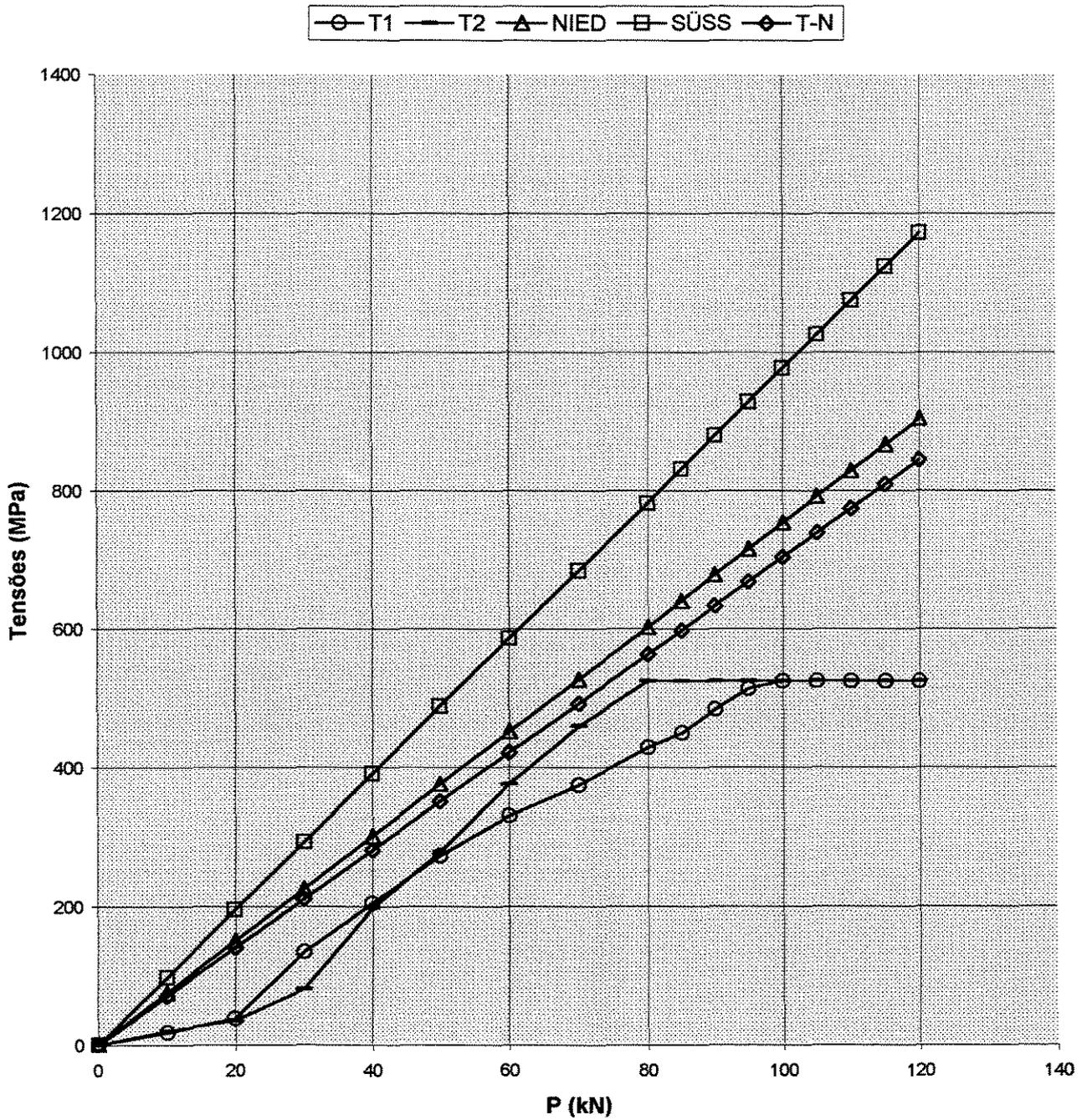


Fig. 5.5-b: Tensões nos tirantes do consolo CS6-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 170$  kN

### CS6-3E

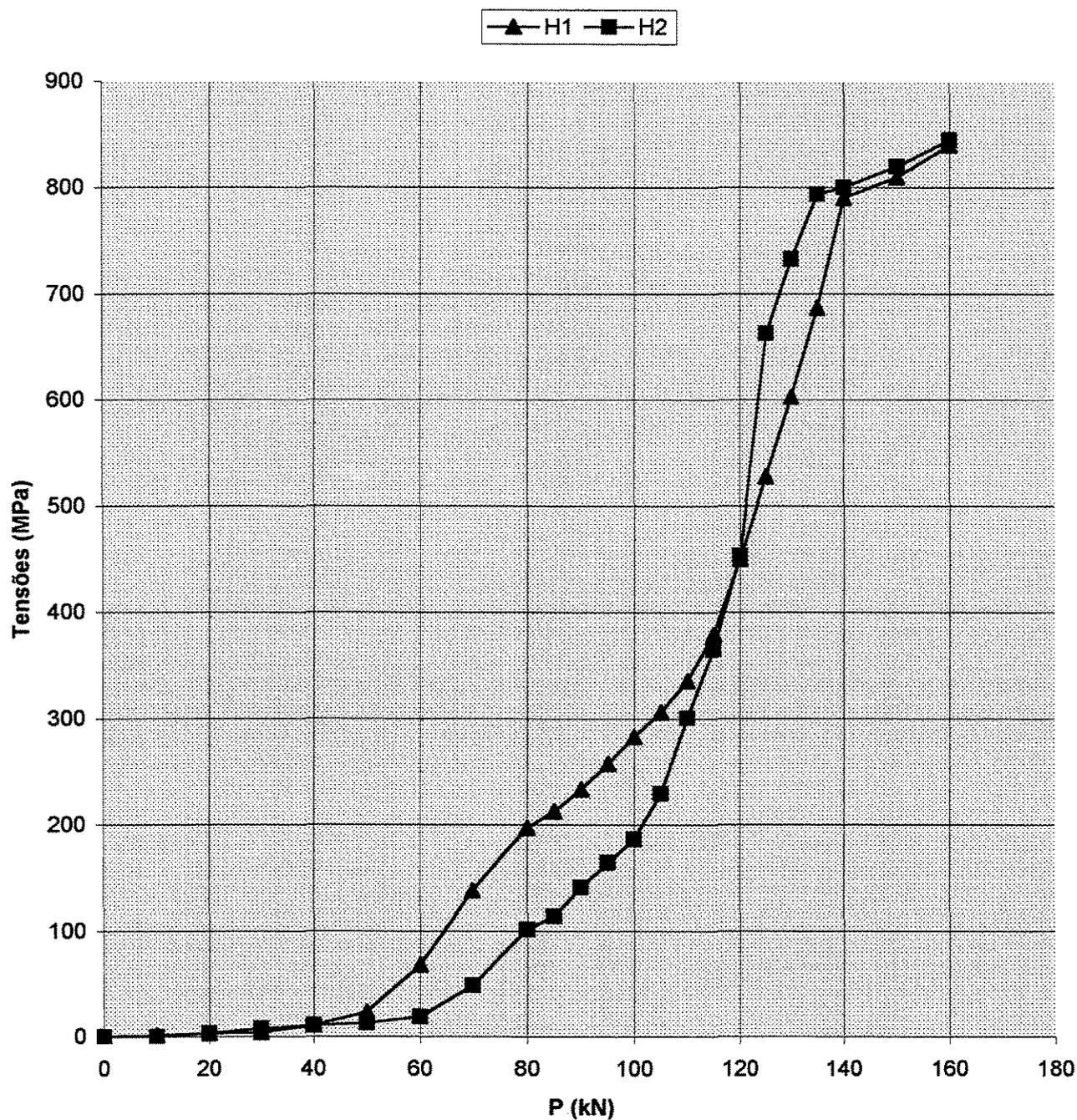


Fig. 5.6-a: Tensões nas costelas do consolo CS6-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 170$  kN

CS6-3E

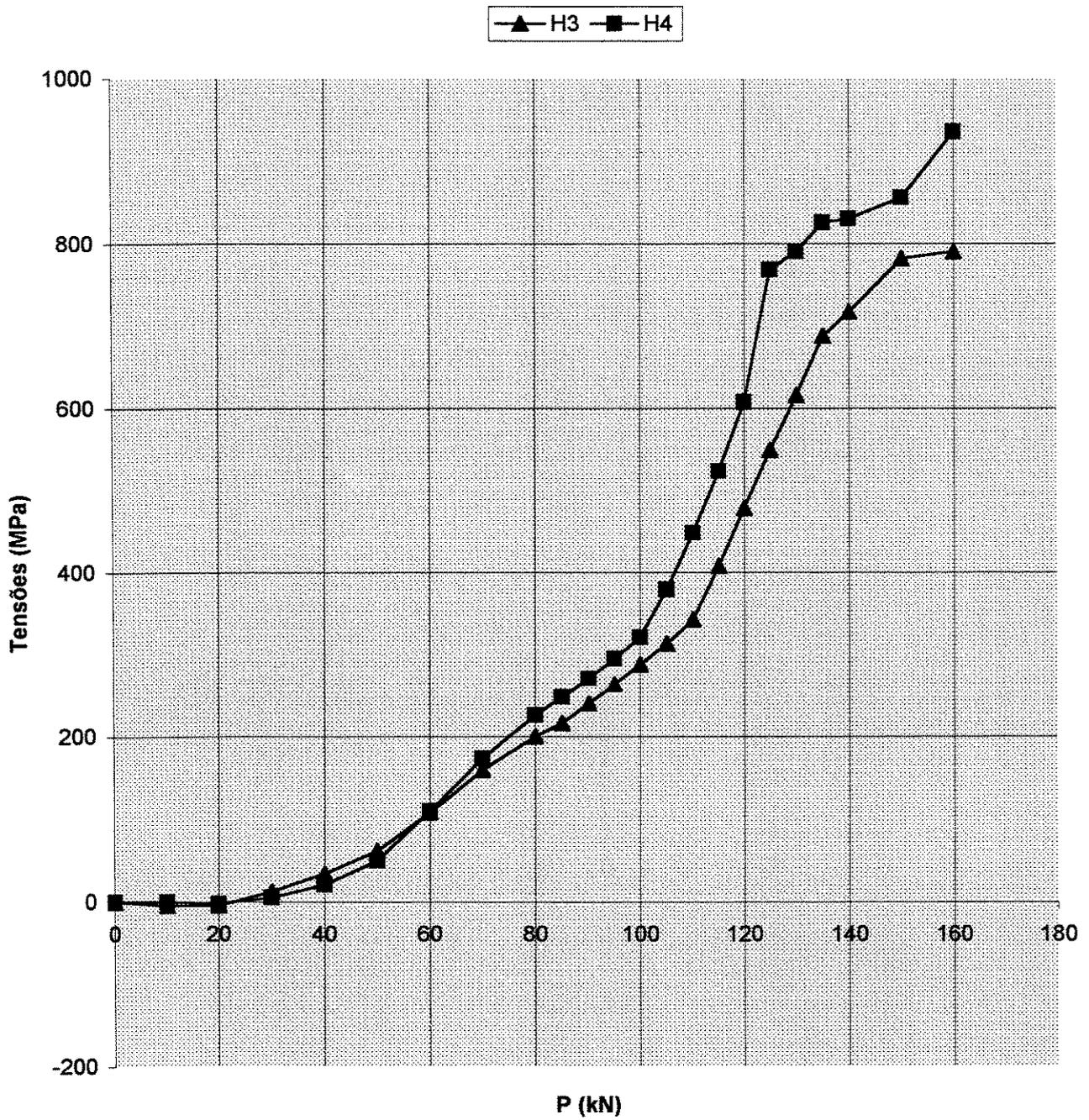


Fig. 5.6-b: Tensões nas costelas do consolo CS6-3E;  $P_u = 90$  kN;  $P_r = 170$  kN

CS6-4E

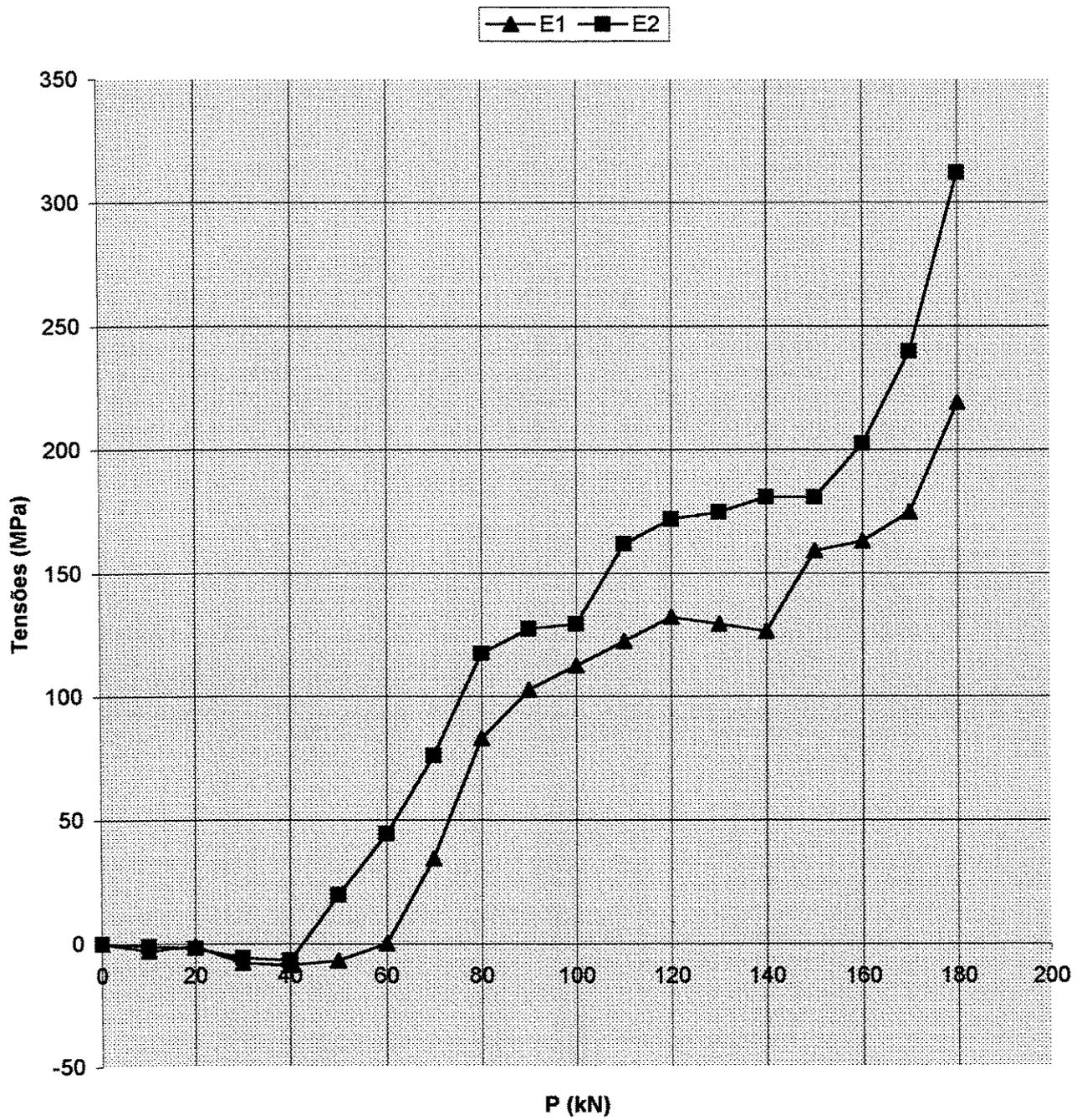


Fig. 5.7-a: Tensões nos estribos do consolo CS6-4E,  $P_u = 100$  kN;  $P_r = 190$  kN

### CS6-4E

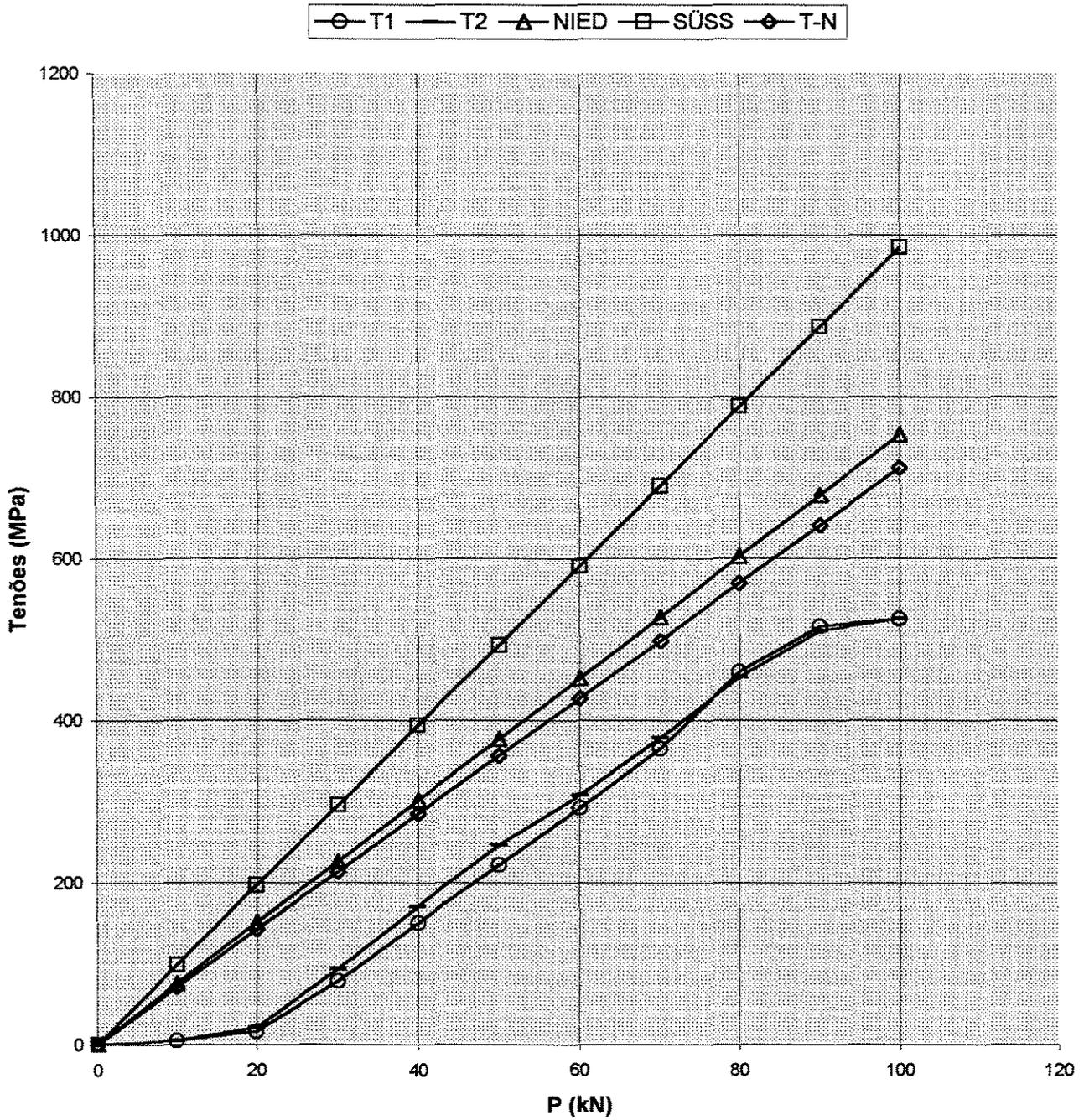


Fig. 5.7-b: Tensões nos tirantes do consolo CS6-4E;  $P_u = 100$  kN;  $P_r = 190$  kN

### CS6-4E

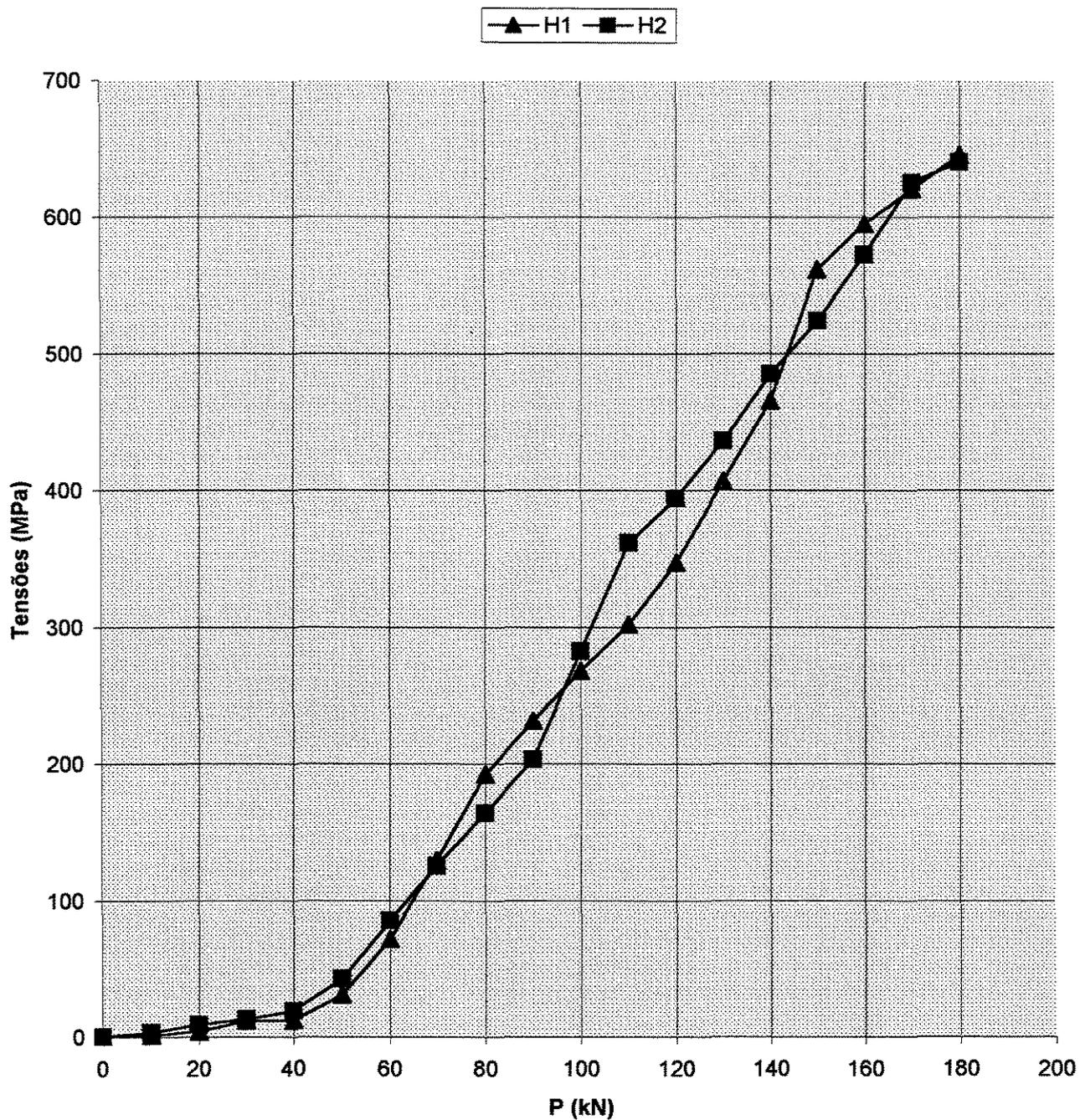


Fig. 5.8-a: Tensões nas costelas do consolo CS6-4E;  $P_u = 100$  kN;  $P_r = 190$  kN

### CS6-4E

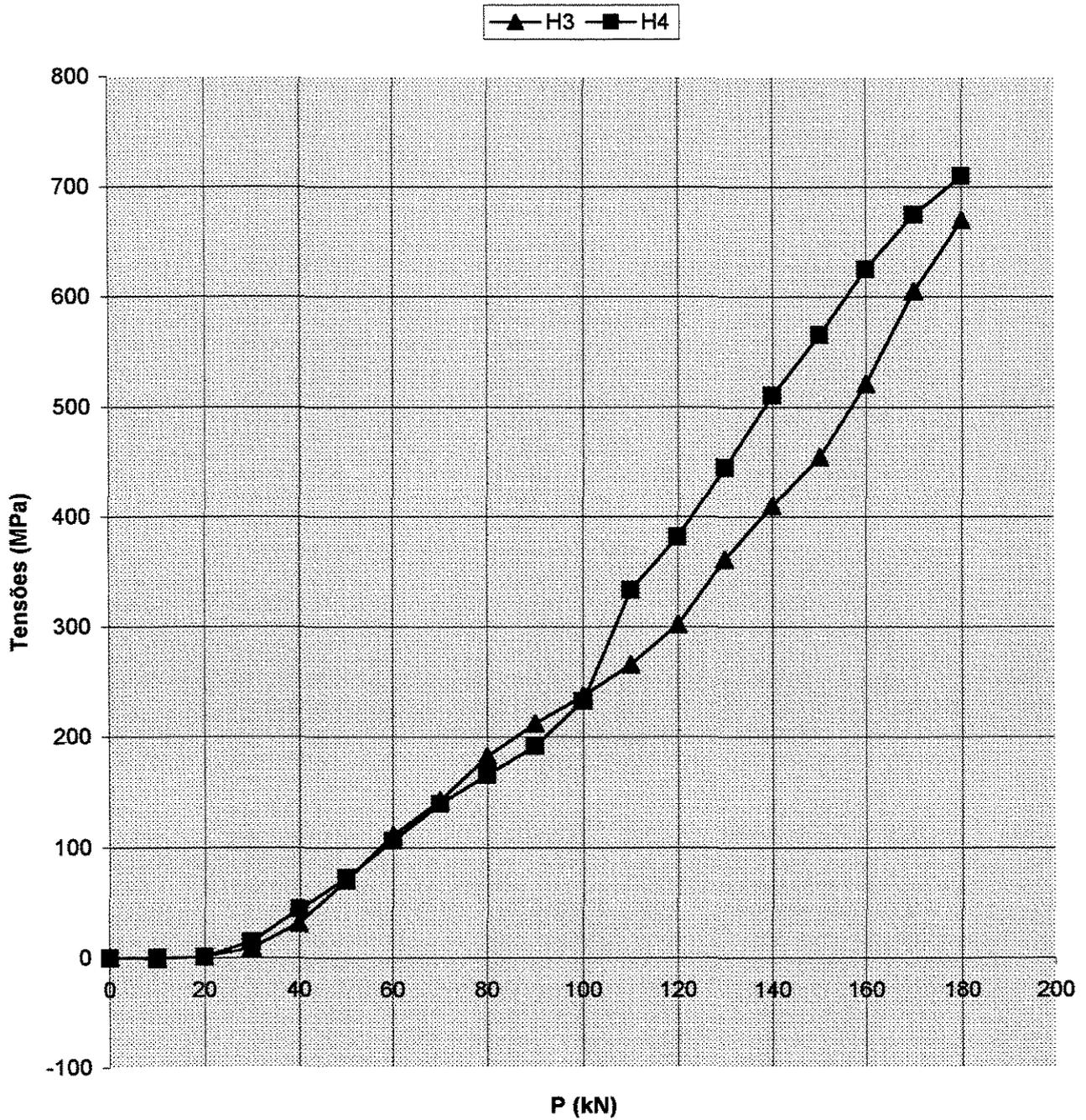


Fig. 5.8-b: Tensões nas costelas do consolo CS6-4E;  $P_u = 100$  kN;  $P_r = 190$  kN

### CS8-4E

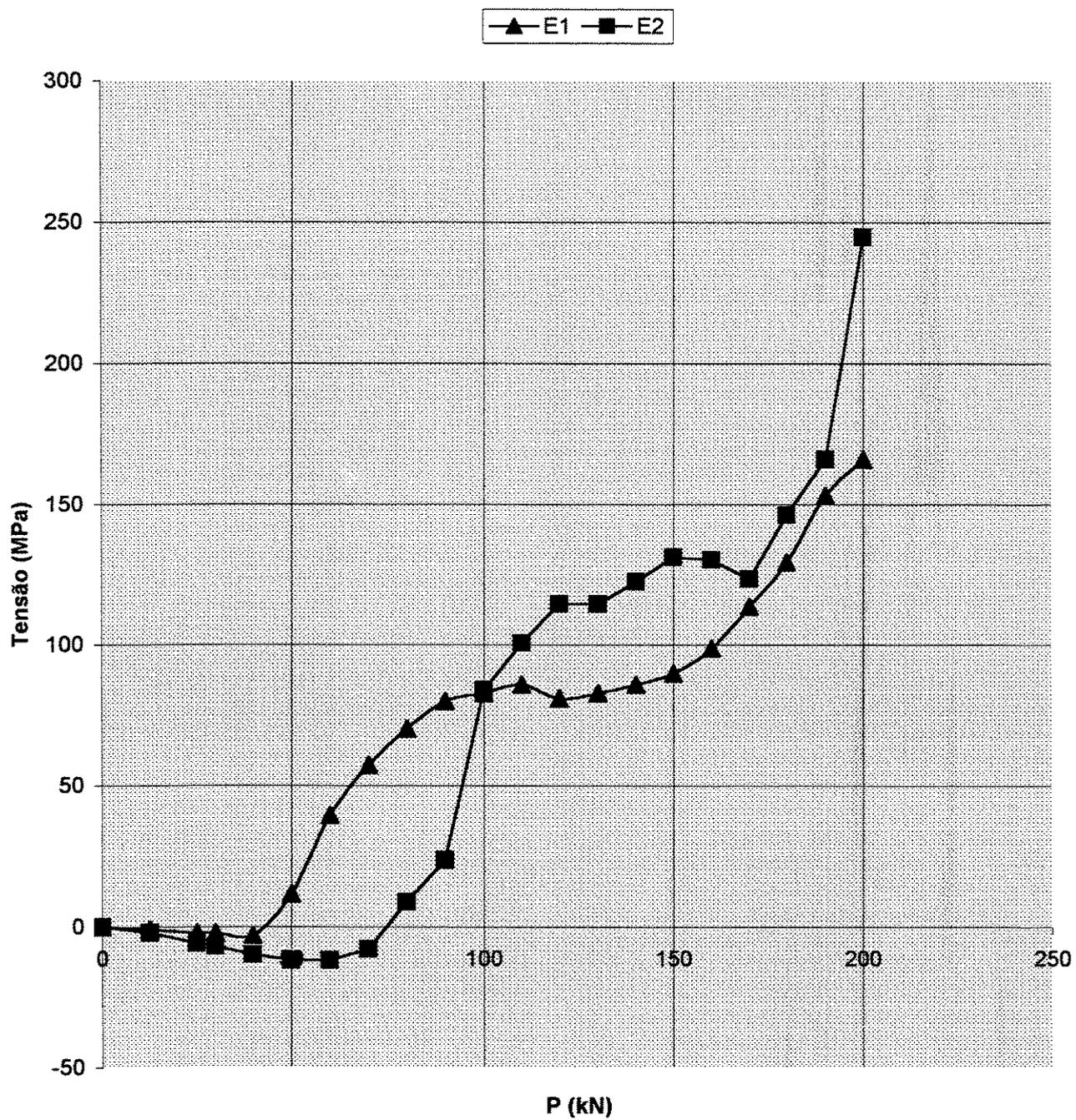


Fig. 5.9-a: Tensões nos estribos do consolo CS8-4E;  $P_u = 130$  kN;  $P_r = 200$  kN

CS8-4E

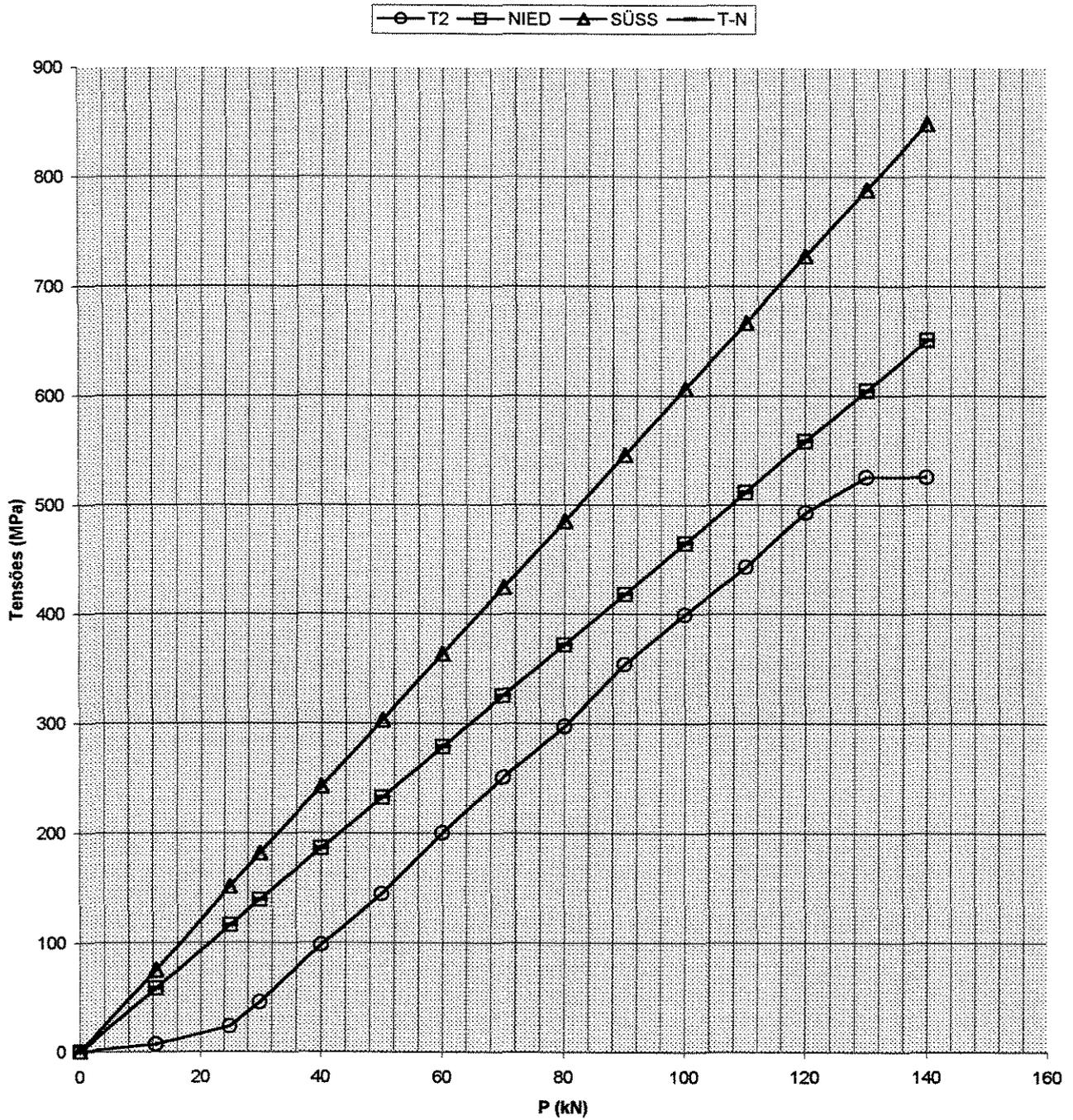


Fig. 5.9-b: Tensões nos tirantes do consolo CS8-4E,  $P_u = 130$  kN;  $P_r = 200$  kN

### CS8-4E

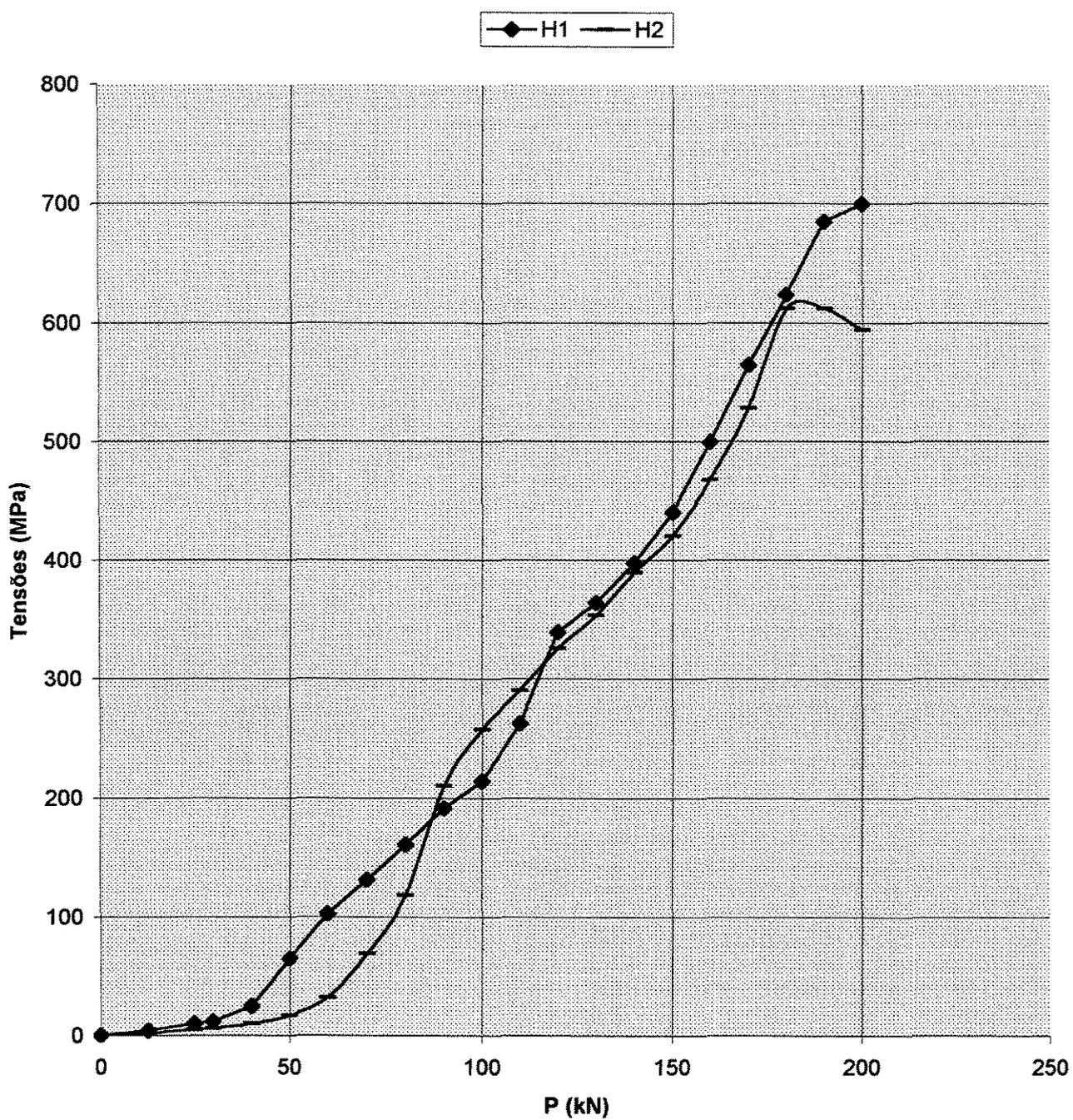


Fig. 5.10-a: Tensões nas costelas do consolo CS8-4E;  $P_u = 130$  kN;  $P_r = 200$  kN

CS8-4E

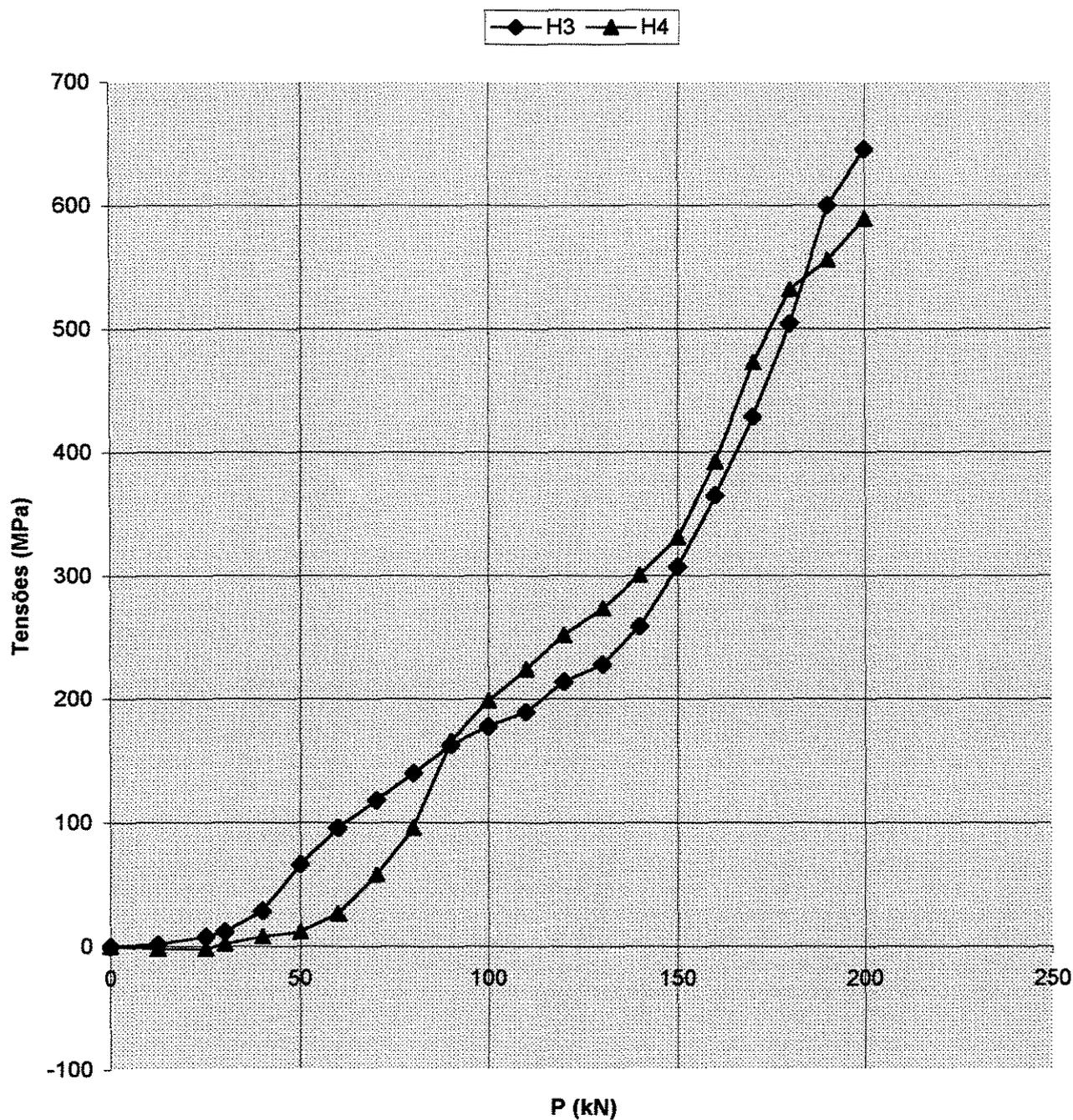


Fig. 5.10-b: Tensões nas costelas do consolo CS8-4E;  $P_u = 130\text{kN}$ ;  $P_r = 200\text{ kN}$

### CS8-5E

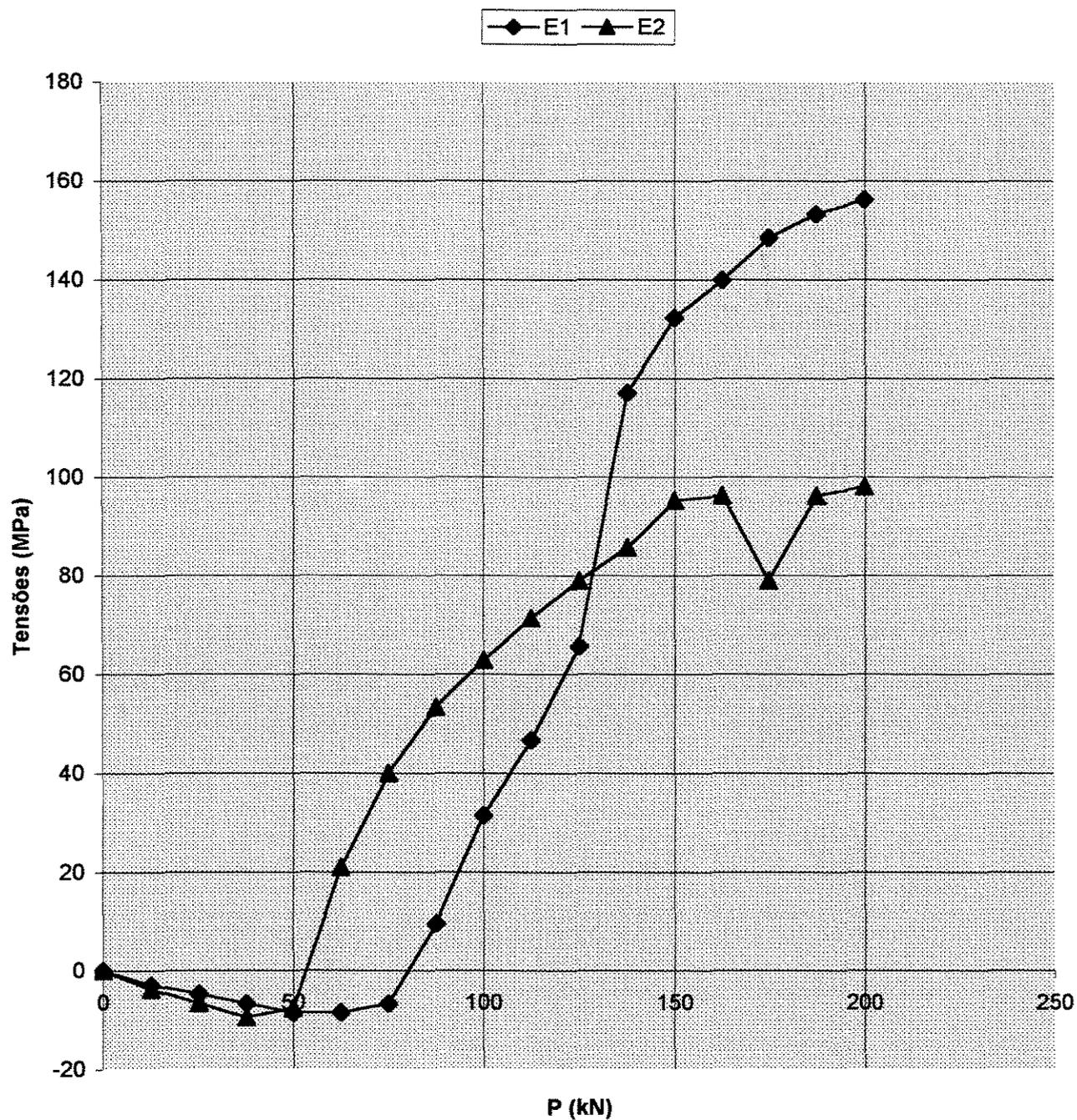


Fig. 5.11-a: Tensões nos estribos do consolo CS8-5E;  $P_u = 150$  kN;  $P_r = 220$  kN

### CS8-5E

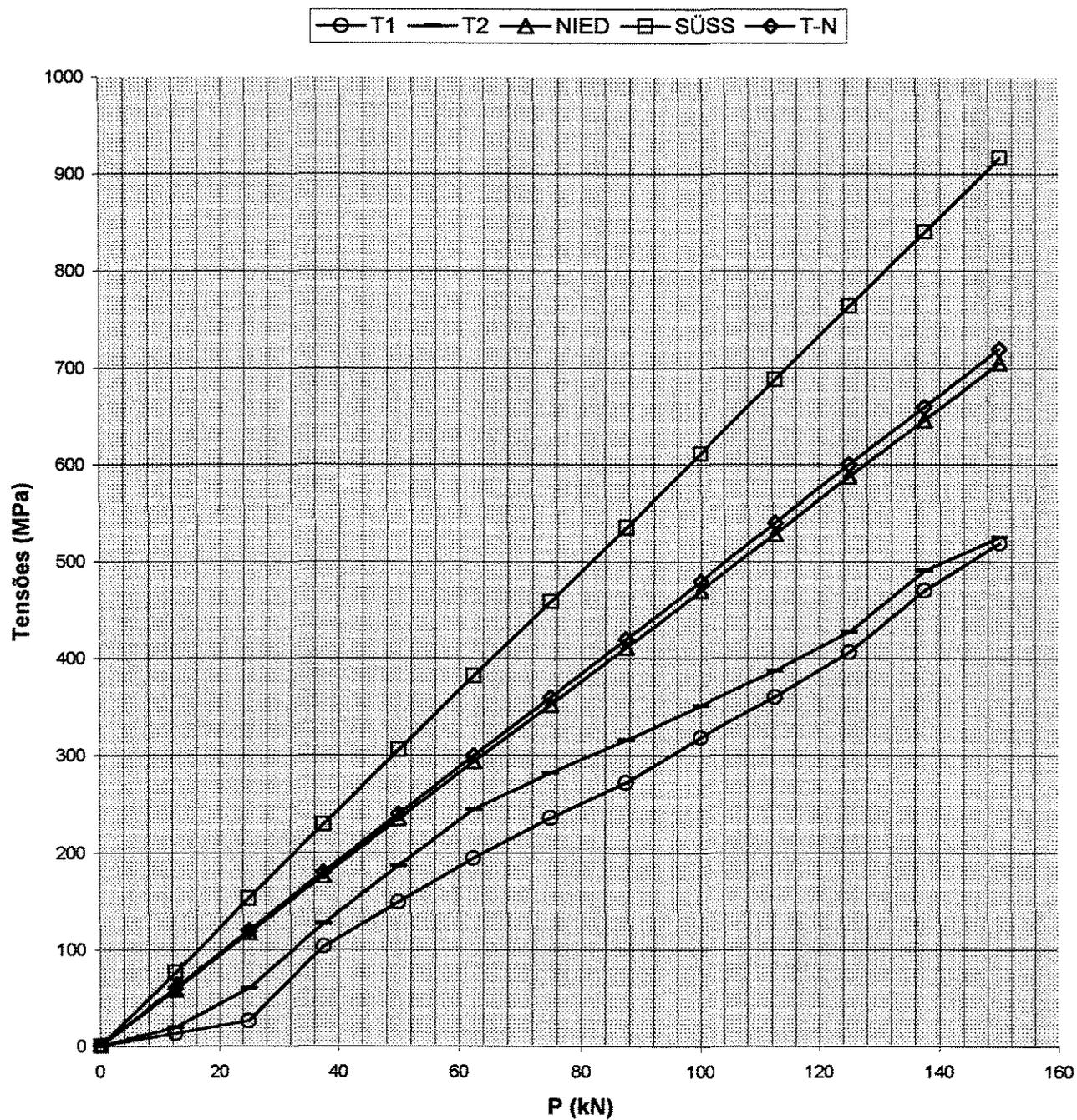


Fig. 5.11-b: Tensões nos tirantes do consolo CS8-5E;  $P_u = 150$  kN;  $P_r = 220$  kN

### CS8-5E

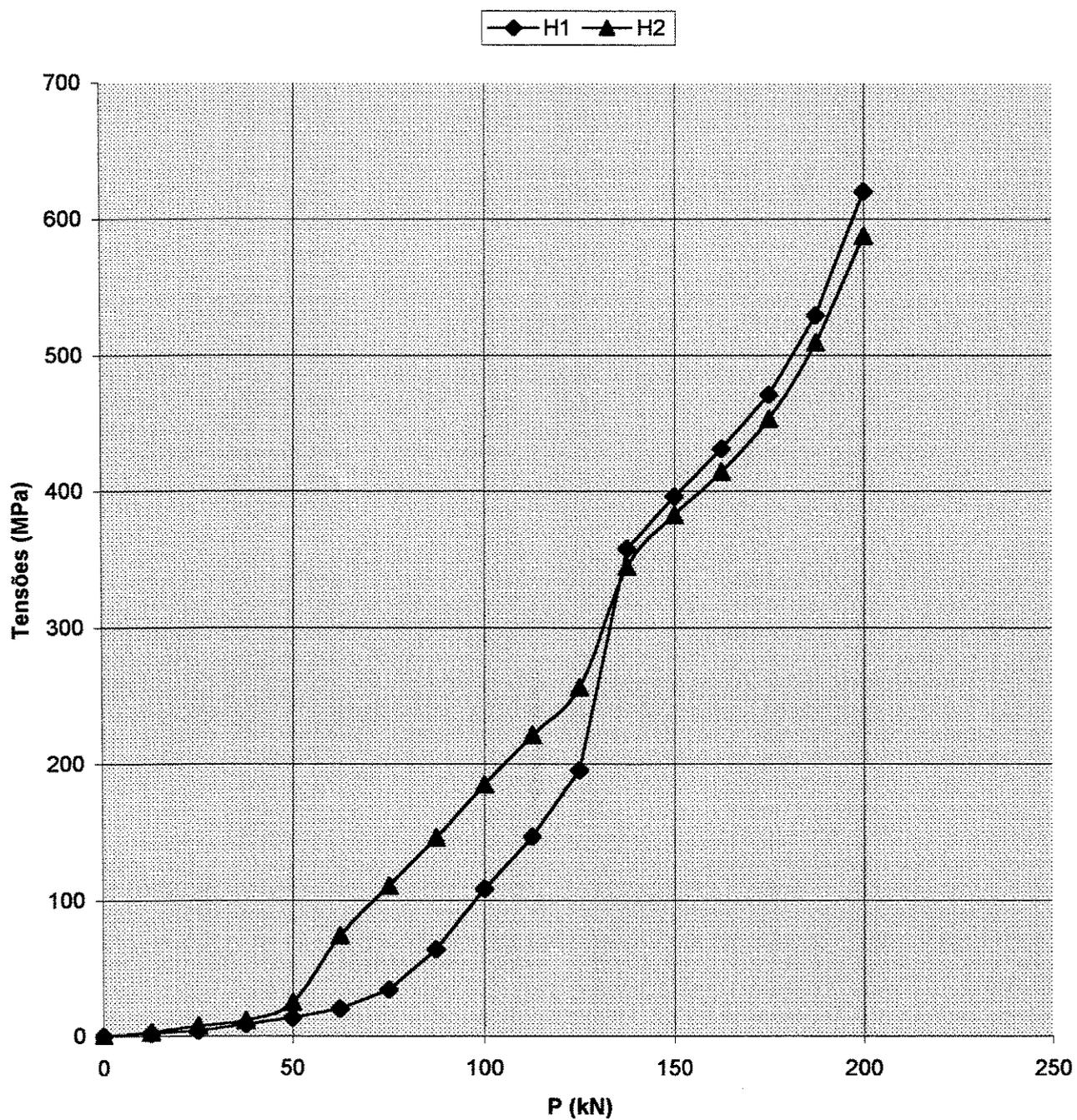


Fig. 5.12-a: Tensões nas costelas do consolo CS8-5E;  $P_u = 150$  kN;  $P_r = 220$  kN

CS8-5E

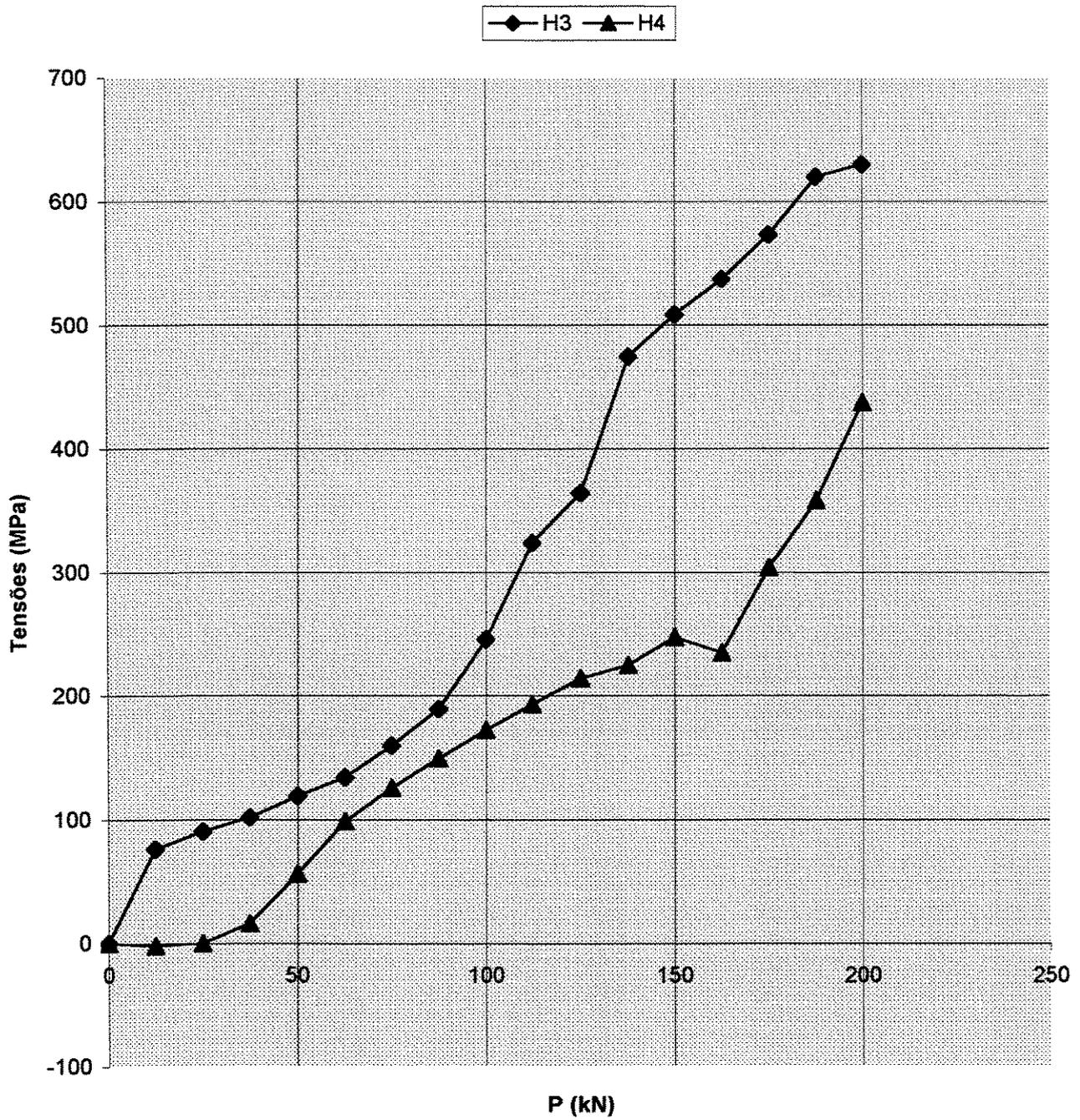


Fig. 5.12-b: Tensões nas costelas do consolo CS8-5E;  $P_u = 150$  kN;  $P_r = 220$  kN

## 5.1: Resultados do Programa Experimental

Durante a revisão bibliográfica realizada, particularmente nas proposições de Süssekind, há referências de boa aproximação encontrada nos resultados dos ensaios, comparativamente àquelas propostas pela teoria e equações de dimensionamento, desde que respeitadas as limitações geométricas de relação altura/engaste, posição da carga, etc.

Para os modelos de consolos ensaiados neste trabalho, os resultados obtidos não se encontram próximos dos valores teóricos previstos por Süssekind. Em todos os modelos ensaiados, a instrumentação da armadura principal de tração (tirantes) revelou valores de tensão sempre muito inferiores aos previstos pela teoria, conforme explicita a tabela 5.1.

Pelas proposições de Franz e Niedenhoff, a reta teórica de tensões da armadura principal do tirante se aproxima, satisfatoriamente, das tensões reais atuantes no ensaio, embora, em todos os modelos ensaiados, as tensões reais tenham se situado num patamar inferior ao previsto pela teoria, como detalhado na tabela 5.1.

Embora ainda a favor da segurança, por revelar valores de tensões durante o ensaio, inferiores aos propostos pela teoria, conforme a tabela 5.1, as proposições do artigo de Thomaz e Naegeli, quanto à tensão na armadura principal, foram as que mais se aproximaram dos valores obtidos experimentalmente.

Em todos os modelos ensaiados, verificaram-se altos valores de tensão na armadura de pele – costela, atingindo valores de escoamento quando verificada a carga de ruptura, conforme explicitado nas linhas 7,9,11 e 13 da tabela 5.1.

Para consolos com mesma área de armadura principal de tirante, ou seja, CD6-3E, CD6-4E, CS6-3E e CS6-4E, diferenciados apenas pela forma de ancoragem da referida armadura, realizada através de dobra, ou por solda de barra transversal, foi constatada entre os modelos ensaiados, evolução muito similar quanto ao panorama geral de fissuras. Também foram verificados através do ensaio valores próximos entre si de carga última. Contudo, os consolos de armadura principal soldada apresentaram cargas de ruptura/ruína muito maiores que aqueles com armadura dobrada, conforme detalhado na tabela 5.1.



## 6: Discussão

A instrumentação afixada na armadura principal de tirante permitiu o acompanhamento da evolução das tensões com a aplicação do carregamento, revelando valores passíveis de comparação com os de projeto. Verifica-se que, pelas proposições de Süsskind, existe uma grande margem de segurança, visto que os valores teóricos de tensão na armadura do tirante estão muito acima daqueles revelados experimentalmente.

A tabela 6.1, retirada das linhas 1,2,20 e 21 da tabela 5.1, demonstra a referida diferença de valores de tensões experimentais e teóricas, bem como o correspondente percentual relativo.

	CONSOLO							
	CD5-3E	CD6-3E	CD5-4E	CD6-4E	CS6-3E	CS6-4E	CS8-4E	CS8-5E
Tensão experimental de escoamento: $f_y$ (MPa)	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>
Valor experimental de carga que produz $f_y$ : $P_u$ (kN)	90	85	90	80	90	100	130	150
Tensão teórica gerada por $P_u$ -cnf/ Süss:(MPa)	<u>1336</u>	<u>830</u>	<u>1348</u>	<u>788</u>	<u>879</u>	<u>985</u>	<u>788</u>	<u>917</u>
diferença = (tensão teórica - $f_y$ ) / $f_y$ : (%)	<b>+92%</b>	<b>+58%</b>	<b>+94%</b>	<b>+50%</b>	<b>+67%</b>	<b>+88%</b>	<b>+50%</b>	<b>+75%</b>
Média das diferenças =	<b>+ 72 "%"</b>							
Desvio Padrao das diferenças	<b>18,3</b>							

Tab. 6.1: Diferença dos valores experimentais e teóricos, conforme Süsskind.

Verifica-se que, pelas proposições de Franz e Niedenhoff, existe uma maior aproximação entre os valores teóricos e os valores obtidos experimentalmente.

A tabela 6.2, retirada das linhas 1,2,22 e 23 da tabela 5.1, demonstra a referida diferença de valores de tensões experimentais e teóricas, bem como o correspondente percentual relativo.

	CONSOLO							
	CD5-3E	CD6-3E	CD5-4E	CD6-4E	CS6-3E	CS6-4E	CS8-4E	CS8-5E
Tensão experimental de escoamento: $f_y$ (MPa)	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>
Valor experimental de carga que produz $f_y$ : $P_u$ (kN)	90	85	90	80	90	100	130	150
Tensão teórica gerada por $P_u$ -cnf/ Nied.:(MPa)	<u>1028</u>	<u>641</u>	<u>1039</u>	<u>603</u>	<u>678</u>	<u>753</u>	<u>604</u>	<u>705</u>
diferença = (tensão teórica - $f_y$ ) / $f_y$ : ( % )	<b>+48%</b>	<b>+22%</b>	<b>+49%</b>	<b>+15%</b>	<b>+29%</b>	<b>+43%</b>	<b>+15%</b>	<b>+34%</b>
Média das diferenças =	<b>+ 32 "%"</b>							
Desvio Padrão das diferenças	<b>13,9</b>							

Tab. 6.2: Diferença dos valores experimentais e teóricos, conforme Franz e Niedenhoff.

A tabela 6.3, com as proposições de projeto do artigo de Thomaz e Naegeli foram as que revelaram maior aproximação entre os valores teóricos e os valores obtidos experimentalmente.

	CONSOLO							
	CD5-3E	CD6-3E	CD5-4E	CD6-4E	CS6-3E	CS6-4E	CS8-4E	CS8-5E
Tensão experimental de escoamento: $f_y$ (Mpa)	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>695</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>	<u>525</u>
Valor experimental de carga que produz $f_y$ : $P_u$ (kN)	90	85	90	80	90	100	130	150
Tensão teórica gerada por $P_u$ -cnf/ T e N.:(MPa)	<u>953</u>	<u>589</u>	<u>963</u>	<u>559</u>	<u>630</u>	<u>715</u>	<u>602</u>	<u>722</u>
diferença = (tensão teórica - $f_y$ ) / $f_y$ : ( % )	<b>+37%</b>	<b>+12%</b>	<b>+39%</b>	<b>+6%</b>	<b>+20%</b>	<b>+36%</b>	<b>+15%</b>	<b>+38%</b>
Média das diferenças =	<b>+ 25 "%"</b>							
Desvio Padrão das diferenças	<b>13,5</b>							

Tab. 6.3: Diferença dos valores experimentais e teóricos, conforme Thomaz e Naegeli

Com relação à forma de ancoragem das barras de aço que compõem a armadura principal de tirante, foram adotadas duas técnicas: por dobra simples e por solda de barra transversal na extremidade da armadura de tirante. Para os quatro modelos ensaiados com a mesma armadura principal, ou seja, CD6-3E, CD6-4E, CS6-3E e CS6-4E, o ensaio permitiu analisar que os valores de carga que produz o início do escoamento são muito próximos entre si, permitindo afirmar eficiências praticamente equivalentes, como mostra a tabela de nº 6.4, embora para os consolos soldados, tais valores sejam um pouco maiores.

	CD6-3E	CD6-4E	CS6-3E	CS6-4E
Área total de aço da armadura de tirante	1,208 cm <sup>2</sup>			
Tensão experimental de escoamento: fy (MPa)	525	525	525	525
Valor experimental de carga que produz a tensão de escoamento fy: Pu (kN)	85	80	90	100
Valor médio das cargas que produzem fy: (kN)	89			
Desvio Padrão das cargas que produzem fy	8,5			

Tab. 6.4: Valores experimentais de carga que produz o início do escoamento.

Na tabela 6.5, pretende-se comparar os valores de carga última, Pu, ou seja, a carga que produz o início do escoamento, com os valores de carga de ruptura, Pr. Nota-se que para os consolos soldados CS6-3E e CS6-4E, existe um maior distanciamento entre as referidas cargas, em relação aos consolos de mesma área de tirante (CD6-3E e CD6-4E), sugerindo que a ancoragem por solda permite a aplicação de maiores valores de carga até a ruptura.

	CD6-3E	CD6-4E	CS6-3E	CS6-4E	CS8-4E	CS6-5E
Área total de aço da armadura de tirante: (cm <sup>2</sup> )	1,208				1,980	
Pu: (kN)	85	80	90	100	130	150
Valor médio de Pu: (kN)	89				140	
Pr: (kN)	120	124	170	190	200	220
(Pr-Pu)/Pu: (%)	41%	55%	89%	90%	54%	47%

Tab. 6.5: Valores experimentais de carga última e carga de ruptura.

Fazendo uma analogia entre o conjunto de consolos com armadura de tirante com área total de aço de 1,208cm<sup>2</sup>, e os de área total de 1,980cm<sup>2</sup>, pode-se calcular um valor teórico de carga última dos consolos CS8-4E e CS8-5E, a partir da proporcionalidade das áreas entre cada grupo, ou seja:

$$P_u = (1,980/1,208)*89 = 146 \text{ kN}$$

	CD6/CS6	-	CS8
Área de aço: (cm <sup>2</sup> )	1,208		1,980
Pu médio experimental: (kN)	89		<b>140</b>
Valor teórico esperado de Pu: (kN)	--x--		<b>146</b>

Assim, nota-se uma satisfatória proximidade entre o valor teórico (146 kN) e o valor experimental (140 kN) obtido nos ensaios.

Um tópico particularmente interessante é a alta solicitação das armaduras de costela, não tanto quando da carga que produz o início do escoamento da armadura principal, mas, especificamente quando da aproximação da carga de ruptura, de forma que as armaduras de costela chegam a atingir valores de tensão próximos ao de escoamento, como mostra a tabela 6.6

		CS6-3E	média	CS6-4E	média	CS8-4E	média	CS6-5E	média
Valores de tensão para carga Pr (Mpa)	Tensão em H1	844	864	642	642	700	648	621	603
	Tensão em H2	844		642		595		584	
	Tensão em H3	788	863	670	690	585	616	631	535
	Tensão em H4	938		711		647		438	

Obs: H4 do consolo CS6-3E atingiu o escoamento, pois  $f_y=910$  MPa.

Tab. 6.6: Valores experimentais de tensões nas armaduras de costela, quando da carga de ruptura.

Em razão do esgotamento da capacidade resistente da armadura principal de tirante, com a entrada em regime de escoamento, ocorre uma rotação do consolo num sentido de giro acompanhando o carregamento. O grupo de costelas denominadas H1 e H2 estão posicionadas a uma altura medida a partir da base inferior do consolo, aproximadamente igual a 2/3 da altura útil d. O outro grupo de costelas denominadas H3 e H4 estão posicionadas a uma altura medida a

partir da base inferior do consolo, aproximadamente igual a  $1/3$  da altura útil  $d$ . Em razão dessa diferença, seriam esperados diferentes valores de tensões, de forma proporcional às respectivas alturas úteis. Assim, como mostra a tabela 6.6, é surpreendente que os dois grupos apresentem valores de tensão semelhantes, fato que fornece subsídios para esclarecimento por um outro trabalho de pesquisa.

## 7: Conclusão

Muito embora os valores de  $f_{ck}$  do concreto utilizado nos ensaios tenham sido aproximadamente triplicados em relação aos valores de resistência convencional, o desenvolvimento de fissuras apresentado seguiu satisfatoriamente o panorama geral de fissuração que se verifica em ensaios de consolos curtos de concreto de resistência convencional relatados na literatura técnica. Quando da aplicação da carga que produz o início do escoamento, para todas as taxas de armadura principal de tirante dos consolos ensaiados, as dimensões de abertura das fissuras não ultrapassaram 0,1mm. Tal fato dispensa qualquer precaução adicional quanto a sua utilização, mesmo para peças não protegidas utilizadas em ambiente agressivo. Durante o paulatino carregamento de cada modelo de consolo, verificou-se que o panorama geral de fissuração das peças que foram mais armadas com relação a estribos e costelas, apresentaram menores aberturas de fissuras. Esse tópico está de acordo com diversas referências bibliográficas que fazem menção à importância da armadura de pele para promover um maior enrijecimento da peça.

Ficou bem caracterizado o funcionamento estrutural seguindo o modelo de treliça, de forma que o modo de ruptura verificado em todos os modelos de consolos ensaiados, foi por flexão, ou seja, esgotamento da capacidade resistente da armadura de tração.

Enquanto constatado nos ensaios de todos os modelos que os estribos praticamente não foram solicitados durante a aplicação do carregamento, ao contrário, as

armaduras de pele (costelas), quando da aplicação da carga de ruptura, apresentaram altos valores de tensão, chegando a atingir patamares próximos aos valores de tensão de escoamento.

Muito embora a Norma NBR-9062 que trata de Pré-Moldados faça menção proibitiva quanto à utilização de aços encruados, não foi identificada qualquer anomalia nos modelos ensaiados neste trabalho de pesquisa, de forma que a fissuração, bem como os valores de carga última e forma de ruptura seguiram satisfatoriamente as previsões de projeto.

Os consolos armados com barras de aço do tirante ancoradas com dobras apresentaram valores de carga última similares àqueles com armadura ancorada por solda de barra transversal. Já para valores de carga de ruptura, os consolos com armadura principal ancorada por solda, apresentaram valores bem maiores que aqueles com armadura principal ancorada por dobra.

## Referências Bibliográficas

- 1- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR.9062/1985: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado-Procedimento
- 2- CEB-FIB. *Model Code for Concrete Structures*. Comité Euro-Internacional du Béton, 1990
- 3- COOK, William D., MITCHELL, Denis. *Studies of disturbed regions near discontinuities in reinforced concrete members*. A.C.I Structural Journal, N.85S23, p206-216, march-april 1988
- 4- FATTUHI, Nijadi I. *Reinforced corbels made with high-strength concrete and various secondary reinforcements*. A.C.I. Structural Journal, N.91-S37, p376-383, July-August 1994.
- 5- FATTUHI, Nijadi I., HUGHES, Barry P. *Reinforced Steel Fiber Concrete Corbels with various shear span-to-depth ratios*. A.C.I Materials Journal, p590-596, N.86-M57, nov-dec 1989.
- 6- FERNANDES, Gilson B. *Consolos curtos, notas de aula da disciplina concreto armado II*. Limeira, 1980
- 7- FRANZ, G., NIEDENHOFF, H. Die Bewehrung von Konsolen und gedrunenen Balken. *Beton und Stahlbetonbau*. V.58, N.5, p.111-120, Mai 1963. (*The reinforcement of brackets and short deep beams*. C&CA Library Translation N.114, Cement and Concrete Association, London, Dec.1964, pp.19)

- 8- JENNEWEIN, M. *Standardisierte Nachweise von häufigen DBereichen. Schlu (beta) bericht zum Forschungsvorhaben*. Universitat Stuttgart, 1990.
- 9- MARCONI, Marina de Andrade, LAKATOS, Eva Maria. *Metodologia do Trabalho Científico*. 6. ed. São Paulo: Editora Atlas, 2001.
- 10- MEHTHA, P. Kumar. *Concrete: Structure, properties and materials*. New Jersey, 1986.
- 11- SÜSSEKIND, José Carlos. *Curso de concreto*. Porto Alegre, 1980
- 12- SCHLAICH, J, WEISCHEDE, D. *A practical Method for the Design and Detailing of Structural Concrete*. Bulletin d'Information n°150, Comité Euro-Internacional du Béton. Paris, 1982.
- 13- SCHLAICH, J, SCHÄFER, K, JENNEWEIN, M. *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. P.C.I. Journal, N.3, 1987
- 14- SCHLAICH, J, SCHÄFER, K. *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Beton Kalender, 1989
- 15- THOMAZ, Eduardo, NAEGELI, Cristina Haguenuer. *Análise de consolos em concreto armado segundo o método de modelos de treliça*. Revista Ibracon, anoIII, N°.7, jan-fev-mar 1993.
- 16- WALRAVEN, J, C, LEHWALTER, N. *Die Tragfähigkeit von Betondruckstreben in Fachwerkmodellen am Beispiel von gedrunenen Balken*. Beton und stahlbetonbau 84, H.4, 1989.

## **Abstract**

Sad, Fabio Kassouf. Short bracket of high strength concrete. Campinas, Civil Engineering College, State University of Campinas, 2003. 120 pages. Paper.

It is presented in this work three theoretical summaries from distinguished authors which explains the behavior and the measurements of concrete bracket built with conventional strength.

It was also realized a study of the properties, use advantages and use growth of the high strength concrete.

We claim to contribute with the searches, verifying if the behavior and the measurements of concrete bracket with conventional strength – which are foreseen by literature – can be usually extended to the concrete bracket of high strength.

After realization of the bibliographic review and the subject study, it was proposed an experimental investigation program constituted for several concrete test cubes with diverse combinations of distribution of steel and with application of load until the ruins, whose results allowed us the analysis and the comparison with the theoretical studies.

**Keywords:** short bracket, concrete of high strength.