

II

Ā
RITA morena

AGRADECIMENTOS

Ao professor Fernando Luiz Lobo Barbosa Carneiro, pela atenção dispensada.

IV

I N D I C E

| | Pág. |
|---|------|
| RESUMO | |
| NOTAÇÕES | |
| CONVENÇÕES | |
| CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO À LINHA DE PESQUISA | 1 |
| CAPÍTULO II - DELINEAMENTO GERAL PARA O ESTUDO DA COMPRESSÃO | 2 |
| CAPÍTULO III - PLANO DE PESQUISA | 4 |
| CAPÍTULO IV - MATERIAIS | 7 |
| Tijolo | 7 |
| Argamassa | 9 |
| Alvenaria | 10 |
| Aço | 11 |
| Concreto | 15 |
| CAPÍTULO V - DIMENSIONAMENTO | 16 |
| CAPÍTULO VI - RESULTADOS TEÓRICOS | 18 |
| Alvenaria | 18 |
| Aço | 20 |
| Cálculo | 21 |
| CAPÍTULO VII - RESULTADOS EXPERIMENTAIS | 23 |
| Pilares Lote P1 - Quadros e Gráficos | 24 |
| Pilares Lote P2 - Quadros e Gráficos | 35 |
| Pilares Lote P3 - Quadros e Gráficos | 46 |

| | Pág. |
|--|------|
| Coeficiente de Segurança da Carga de Rotura | 57 |
| Tensões na Alvenaria na Carga de Rotura | 58 |
| Tensões na Armadura na Carga de Rotura | 59 |
| Considerações da Carga de "Primeiro Estado-Limite" | 60 |
| Coeficiente de Segurança da Carga de Primeiro Estado-Limite | 60 |
| Tensões na Alvenaria na Carga de Primeiro Estado-Limite | 62 |
| Tensões na Armadura na Carga de Primeiro Estado-Limite | 65 |
| CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES | 66 |
| Diagramas Característico e de Cálculo da Alvenaria | 68 |
| Diagramas Característico e de Cálculo da Armadura | 70 |
| Influência da Argamassa de Injeção | 72 |
| Verificação das Colunas à Compressão Axial | 73 |
| Resumo das Principais Sequências para o Cálculo e Verificação à Compressão Axial de Pilares Simples e Armados de Tijolo Cerâmicos Vazados. | 78 |
| Absorção Aparente | 79 |
| Definição de Alvenaria Armada | 80 |
| ANEXO I - ILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA | 81 |
| ANEXO II - ANTEPROJETO PARA CÁLCULO E EXECUÇÃO DE ALVENARIA ARMADA OU PARCIALMENTE ARMADA | 88 |
| BIBLIOGRAFIA | 108 |

RESUMO

O presente trabalho introduz a linha de pesquisa da alvenaria armada de tijolo cerâmico vazado, objetivando o comportamento dessas estruturas à compressão, nos estados-limites de utilização e de rotura.

Executados com os tijolos furados de barro mais comuns nas construções, quinze pilares de seção quadrada foram ensaiados até a rotura, sendo adotados como parâmetros de variação a quantidade e categoria das barras de aço.

A análise dos resultados é feita por diagramas e quadros comparativos dessas peças em serviço, no primeiro estado-limite e próximo à rotura.

Definiram-se os diagramas característicos e de cálculo da alvenaria e da armadura passiva e a fórmula para verificação da compressão axial, e limitou-se o consumo de argamassa para esse tipo de alvenaria armada.

VII

SUMMARY

This thesis starts a research line on reinforced air brick masonry, to study objective the conduct of these structures under compression, at service limit and ultimate limit states.

Fifteen columns of square section, built with air bricks usually used in constructions, were tested until the rupture point. The quantity and the category of reinforcing bars were used as parameters for variation.

The analysis of the results were done using comparative diagrams and tables of these structures at service , at the first limit state and near the rupture point.

The masonry and reinforcing bars characteristics and design diagrams and the axial compression verification formula were completely defined.

VIII
NOTAÇÕES

- ALVENARIA - (brick masonry)
- ARGAMASSA, CONCRETO- (concrete)
- ARMADURA PASSIVA - (steel)
-
- A - área
- A_b - área da seção da alvenaria
- A_e - área da seção efetiva da argamassa
- A_m - área média do elemento
- A_s - área da seção da armadura passiva tracionada
- A'_s - área da seção da armadura comprimida
-
- E - módulo de deformação
- E_b - módulo de deformação da alvenaria
- E_s - módulo de elasticidade do aço da armadura passiva
-
- F - ação
- F - valor de uma ação
- F_u - valor de uma ação última
-
- N - força normal
- N_c - resultante das tensões normais na argamassa
- N_d - valor de cálculo da força normal de compressão
- N_u - força normal última

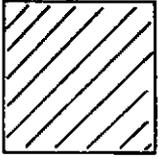
IX

- Q - peso
- Q_b - peso do elemento
- Q_u - peso do elemento úmido em água
- d - dimensão transversal
- d_b - menor dimensão da seção transversal da alvenaria
- f - resistência
- f_{bd} - resistência de cálculo da alvenaria
- f_{bk} - resistência característica da alvenaria
- f_{cc} - resistência à compressão da argamassa ou concreto
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
- f_m - resistência média do elemento
- f_{yd} - valor da resistência de cálculo da armadura passiva
- f_{yk} - valor da resistência característica da armadura passiva
- ℓ - comprimento
- ℓ_b - comprimento de ancoragem da armadura passiva
- ℓ_{bm} - comprimento longitudinal da alvenaria
- ℓ_s - comprimento longitudinal da armadura passiva
- ω - taxa
- ω - taxa mecânica da armadura na alvenaria
- ω_a - taxa de absorção aparente
- ω_b - taxa da relação dos vazios e área bruta da alvenaria

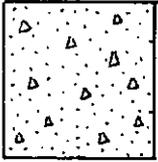
X

- γ - coeficiente de influência
- γ - coeficiente de segurança da carga de rotura
- γ_b - coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria
- γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto
- γ_d - coeficiente de segurança do valor de cálculo
- γ_s - coeficiente de minoração da resistência do aço
- ϵ - deformação relativa
- ϵ_b - deformação relativa da alvenaria
- ϵ_s - deformação relativa da armadura passiva
- σ - tensão normal
- σ_b - tensão normal na alvenaria
- σ_s - tensão normal na armadura passiva
- τ - tensão de aderência
- τ_{bd} - valor de cálculo da tensão de aderência
- Δ - encurtamento
- Δl_b - encurtamento do comprimento longitudinal da alvenaria
- Δl_s - encurtamento do comprimento longitudinal da armadura passiva
- ϕ - diâmetro de uma barra da armadura passiva

CONVENÇÕES



———— ALVENARIA



———— CONCRETO



———— FORÇA APLICADA PELA MÁQUINA
UNIVERSAL DE ENSAIOS

I. Introdução à Linha de Pesquisa

A realidade de um grande número de construções em que pilares, vigas, vergas, caixas d'água, muros de contenção, recebem pequenas cargas, obrigatoriamente sugere uma revisão nas razões fundamentais que determinam o uso do concreto armado.

Um compromisso com as possibilidades técnicas econômicas modela a idéia do aproveitamento do tijolo vazado de barro para estruturas similares em alvenaria armada, com armadura embutida na argamassa dentro dos furos, pois além das barras de aço possuírem uma natural proteção, haveria a união dos dois materiais formando um conjunto solidário.

Esta composição causando muitas discussões e até opiniões contrárias, todas subjetivas, encontra somente um julgamento claro e determinado com a inclusão e desenvolvimento de resultados experimentais.

II - Delimitação Geral para o Estudo da Compressão

Cada material possui características distintas e uso específico em uma obra, e o tijolo furado cerâmico tem sido empregado em construções verticais para separação de espaços (Figura II-1) e, mais raramente, sustentando pequenas coberturas (Figura II-2) ou colaborando na resistência aos esforços horizontais da ação do vento, verificando-se que mantém sua forma e condições ao longo do tempo.

Procurando fazer um estudo com os elementos vazados cerâmicos mais usados nas construções (mais econômicos), encontra-se na EB-20 a definição das características gerais desses elementos (1), e na MB-53 as mecânicas são obtidas através de ensaios de compressão (2), ambas elaboradas na década de 1940.

Escolhida do Tipo 2 da Especificação Brasileira a conhecida "lajota" de tamanho nominal 95x200x200 mm (Figura II - 3), dimensões estas mais qualificadas para peças de alvenaria armada, e sendo a resistência uma condição fundamental no quadro estrutural foram realizados ensaios de compressão com diversas lajotas nas variadas posições.

A maior resistência revelada pelo elemento carregado sobre as faces dos furos serviu de impulso para a elaboração de um primeiro estudo, que seria a compressão de pequenos pilares.

Num assunto de tão rara bibliografia, o aparecimento de um Anteprojeto de Norma de Alvenaria Armada (3), embora elaborado de maneira teórica, determinou o encaminhamento dos trabalhos com a consequente investigação do conjunto específico dos artigos e a comprovação de suas fórmulas.

O tipo de tijolo selecionado, considerado o mais econômico, encontra um primeiro desacordo com esse Anteprojeto de Norma no item 8.3: "As dimensões horizontais dos furos verticais a serem injetados com argamassa, e nos quais serão dispostas barras da armadura vertical, serão pelo menos 5 x 7,5 cm". Isso não impede no entanto que os resultados concretos obtidos possam afinar os conceitos para esse tipo de estrutura.

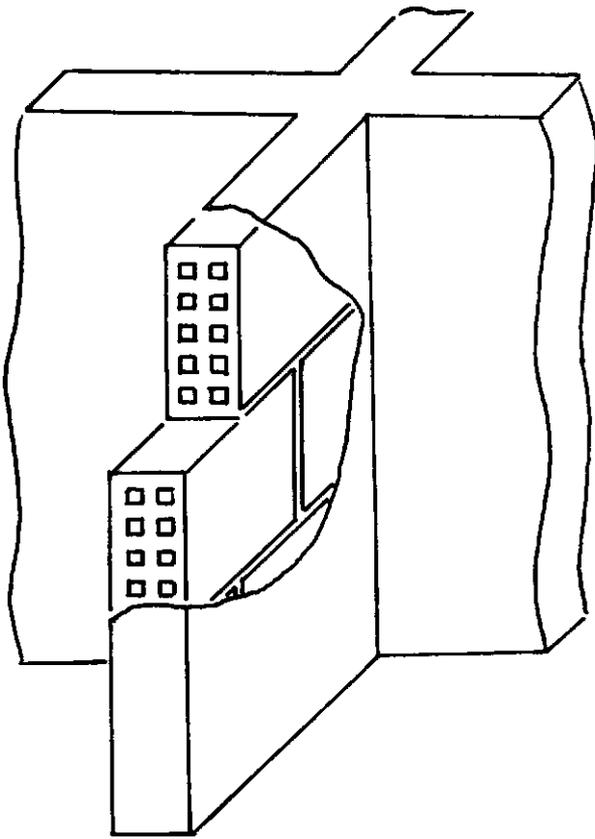


FIGURA II - 1

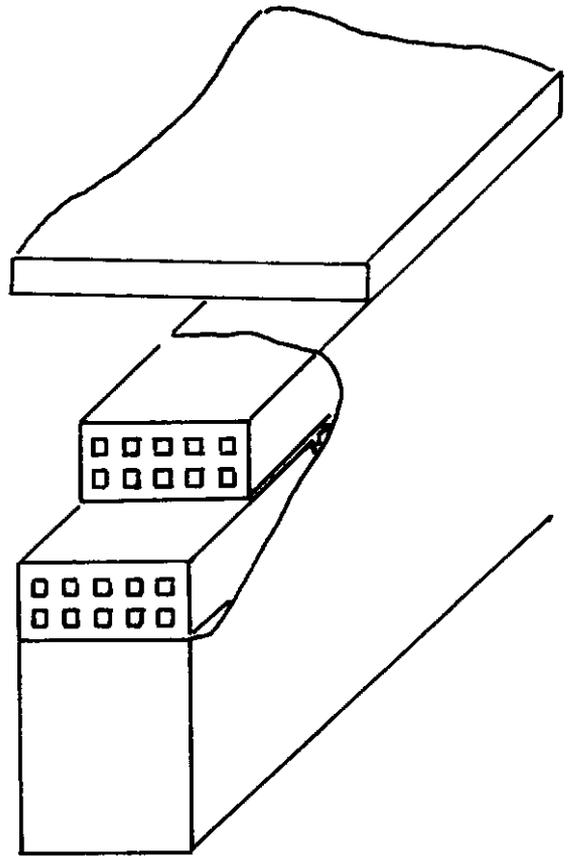
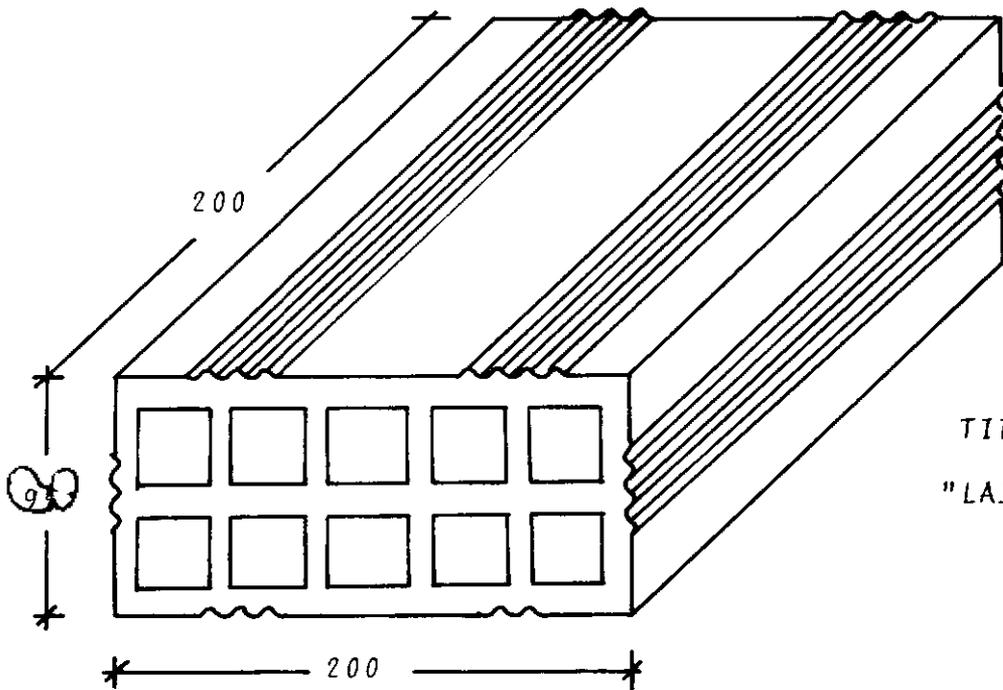


FIGURA II - 2



TIPO - 2
"LAJOTA"

FIGURA II - 3

III - Plano de Pesquisa

Consistiu no ensaio de 15 pilares que foram carregados até a rotura.

A cada lote de lajotas correspondeu um grupo de 5 colunas de mesmas características geométricas, e mecânicas através do diâmetro das barras.

Foram tomados como parâmetros de variação, além das lajotas de distintos fabricantes, a quantidade e categoria das barras de aço utilizadas.

A identificação dos pilares foi feita pela simbologia a seguir:

| | |
|-------|----------------------------|
| P | - pilar |
| 1,2,3 | - lajotas diversas |
| A | - sem armadura |
| B | - 4 barras de aço natural |
| C | - 6 barras de aço natural |
| D | - 4 barras de aço encruado |
| E | - 6 barras de aço encruado |

Para a montagem, as seções foram aproximadamente 200x200 mm formadas por 2 lajotas com os furos em pé e alternadas, isto é, com mata-junta na vertical, estribos nas juntas horizontais e em cada extremidade foram feitos blocos de concreto para assegurar a ancoragem da armadura longitudinal (Figura III - 1.).

As cargas foram aplicadas nas peças por meio da máquina universal de ensaios Amsler e os incrementos de carga foram de 10,0 kN para os pilares simples e de 20,0 kN para os armados.

Para conseguir maiores informações para uma análise melhor do funcionamento desse conjunto, foram feitas medições de:

- Tensões na Armadura passiva de compressão

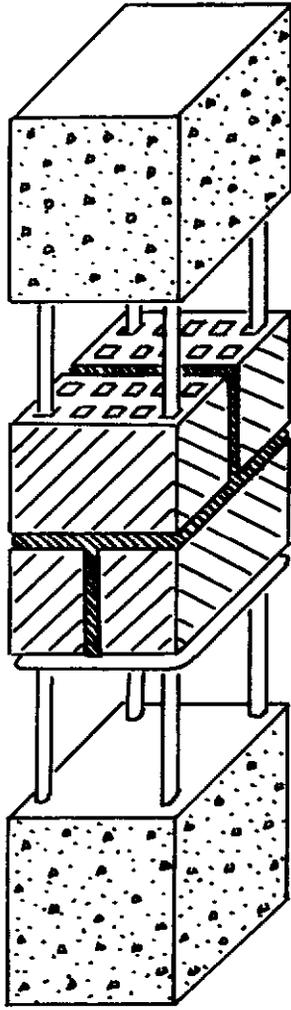


FIGURA III -1

Foram empregados extensômetros elétricos de resistência Kyowa com base de medida de 5 mm colados nas barras longitudinais na altura média das colunas. As leituras observadas por esses extensômetros dariam não só o valor da tensão na armadura, como seriam comparadas com as da alvenaria para a verificação do funcionamento do conjunto pela ligação com a argamassa de injeção.

Foi colado 1 extensômetro em cada barra da armadura vertical exceto nas colunas de 6 barras que foram colados só 3.

- Deformações na Alvenaria

Na mesma região da seção média dos pilares foram feitas medidas das deformações na alvenaria e para isso utilizou-se um defômetro Huggenberger de base de medida 250mm para que pudesse abranger tijolo e argamassa. Essas bases foram coladas em todas as faces das colunas, numa média de 8 por peça.

- Sensibilidade dos Instrumentos

| | |
|-------------------------|-----------------------|
| Extensômetros elétricos | - 10×10^{-6} |
| Defômetro | - 4×10^{-6} |

IV - Materiais

- TIJOLO

Escolheram-se 3 lotes de lajotas que pudessem apresentar os aspectos mais diversos, pois na análise dos resultados essas diferenças poderiam ou não ter alguma influência.

Como os tijolos na execução das peças ficariam com os furos na vertical, o ensaio de compressão foi realizado sobre as faces vazadas. Não existe a normalização do elemento nesta posição, pois a MB-53 diz no item 4.a: "os tijolos furados e celulares deverão ter para faces de trabalho as que são paralelas ao eixo dos furos".

As lajotas possuem dimensões conforme a (Figura IV - 1), e o método para ensaiá-las foi denominado "Ensaio COPPE".

Para o cálculo da área foi considerado que os tijolos furados com área útil igual a pelo menos 75% da área bruta, seriam calculados com a seção cheia.

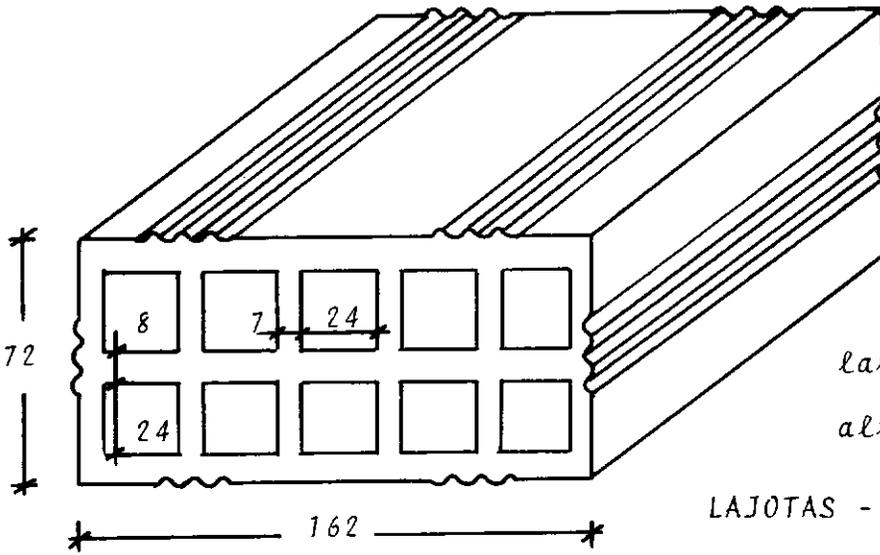
Nos dois quadros abaixo, o primeiro (Quadro IV - 2) reúne informações gerais sobre os elementos e o seguinte (Quadro IV - 3) as características do ensaio efetuado nas faces dos furos.

Quadro IV - 2

| LOTES | FURAÇÃO | COLORAÇÃO | DUREZA APARENTE |
|---------|----------------------|-------------|-----------------|
| Lote P1 | 10 furos prismáticos | rosa clara | duros |
| Lote P2 | 10 furos prismáticos | avermelhada | macios |
| Lote P3 | 10 furos cilíndricos | violeta | esfarelento |

Quadro IV - 3

| LOTES | QUANT. | ω_b (%) | A_m (mm ²) | f_m (N/mm ²) |
|---------|--------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| Lote P1 | 50 | 50,61 | 5900 | 13,8 |
| Lote P2 | 50 | 47,50 | 7600 | 7,0 |
| Lote P3 | 50 | 53,01 | 8600 | 8,7 |

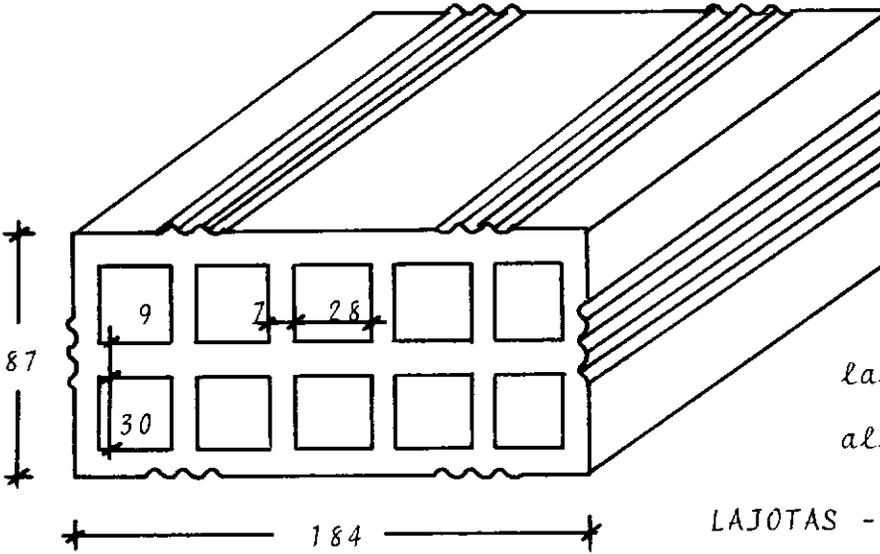


VARIAÇÃO

largura $160 \pm 8\text{mm}$

altura $71 \pm 4\text{mm}$

LAJOTAS - Lote P1

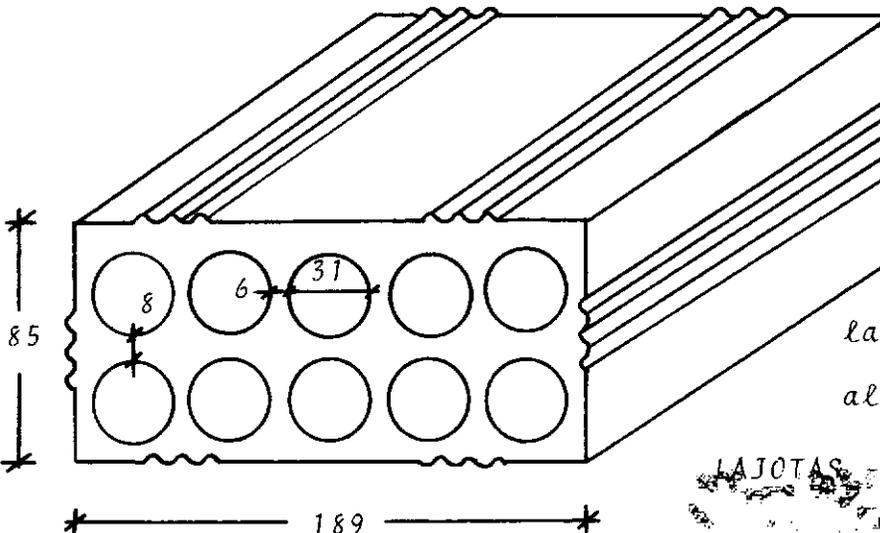


VARIAÇÃO

largura $185 \pm 5\text{mm}$

altura $87 \pm 3\text{mm}$

LAJOTAS - Lote P2



VARIAÇÃO

largura $189 \pm 6\text{mm}$

altura $86 \pm 4\text{mm}$

LAJOTAS - Lote P3

FIGURA IV-1

- ARGAMASSA

Para a definição do traço das argamassas de assentamento e de injeção fina recorreu-se ao Anteprojeto nos itens 7.3 e 7.4

"Argamassa de assentamento em volume"

1 parte de cimento;

1/4 a 1/2 parte de cal hidratada ou cal extinta;

areia na proporção de 2 1/4 a 3 vezes a soma dos volumes de cimento e de cal.

Argamassa de injeção fina

1 parte de cimento;

0 a 1/4 de parte, no máximo, de cal hidratada ou cal extinta;

areia na proporção de 2 1/4 a 3 vezes a soma dos volumes de cimento e de cal."

O traço adotado para essas argamassas foi de 1 : 0,18 : 1,7 em peso de cimento, cal e areia, com fator água-cimento 0,40 para o assentamento e 0,65 para a injeção.

O cimento portland foi de marca Nassau, a cal hidratada de rótulo Puracal e a areia de granulometria media na.

Foram moldados para cada uma das colunas 3 corpos de prova cilíndricos de 50 x 100 mm, de cada uma das argamassas executadas, e ensaiados à compressão.

Constam dos quadros IV - 4, IV - 5, IV - 6 os valores médios desses corpos de prova ensaiados no dia da rotura dos pilares, com os índices a para argamassa e i para injeção fina.

Quadro IV - 4

| LOTE P1 | IDADE (dias) | f_{cc} (N/mm ²) |
|---------|--------------|-------------------------------|
| P1-A a | 36 | 25,0 |
| P1-B a | 34 | 25,7 |
| P1-B i | 34 | 11,8 |
| P1-C a | 34 | 28,4 |
| P1-C i | 34 | 12,6 |
| P1-D a | 34 | 19,8 |
| P1-D i | 34 | 15,1 |
| P1-E a | 34 | 29,6 |
| P1-E i | 34 | 12,6 |

Quadro IV - 5

| LOTE P2 | IDADE (dias) | f_{cc} (N/mm ²) |
|---------|--------------|-------------------------------|
| P2-A a | 35 | 28,0 |
| P2-B a | 34 | 24,8 |
| P2-B i | 34 | 14,9 |
| P2-C a | 34 | 21,5 |
| P2-C i | 34 | 14,2 |
| P2-D a | 34 | 27,5 |
| P2-D i | 34 | 14,3 |
| P2-E a | 37 | 18,2 |
| P2-E i | 37 | 16,0 |

Quadro IV - 6

| LOTE P3 | IDADE (dias) | f_{cc} (N/mm ²) |
|---------|--------------|-------------------------------|
| P3-A a | 35 | 19,3 |
| P3-B a | 38 | 20,5 |
| P3-B i | 38 | 10,8 |
| P3-C a | 38 | 20,4 |
| P3-C i | 38 | 11,9 |
| P3-D a | 38 | 25,6 |
| P3-D i | 38 | 11,8 |
| P3-E a | 38 | 24,6 |
| P3-E i | 38 | 13,6 |

- ALVENARIA

As tensões características da alvenaria (tijolo + argamassa), para cada pilar, são dadas pela fórmula tirada do item 5.11, e resumidas no(Quadro IV - 8):

$$f_{bk} = f_m \frac{f_{cc} / f_m}{0,45 + f_{cc} / f_m} \quad (IV - 7)$$

$$\left[\sigma_{R, alv.} = \sigma_{R, el.} \frac{\sigma_{R, arg.} / \sigma_{R, el.}}{0,45 + \sigma_{R, arg.} / \sigma_{R, el.}} \right]$$

Quadro IV - 8

| LOTE P1 | f_{bk} (N/mm ²) | LOTE P2 | f_{bk} (N/mm ²) | LOTE P3 | f_{bk} (N/mm ²) |
|---------|-------------------------------|---------|-------------------------------|---------|-------------------------------|
| P1-A | 11,0 | P2-A | 6,3 | P3-A | 7,2 |
| P1-B | 11,1 | P2-B | 6,2 | P3-B | 7,3 |
| P1-C | 11,3 | P2-C | 6,1 | P3-C | 7,3 |
| P1-D | 10,5 | P2-D | 6,3 | P3-D | 7,5 |
| P1-E | 11,4 | P2-E | 6,0 | P3-E | 7,5 |

Os m\u00f3dulos de deforma\u00e7\u00e3o da alvenaria (tijolo + argamassa), para cada lote de lajotas, foram tomados dos pilares sem armadura pelos diagramas tens\u00e3o-deforma\u00e7\u00e3o tra\u00e7ados, usando os dados das leituras das instrumenta\u00e7\u00f5es e conforme as (Figuras IV - 9, IV - 10 e IV - 11) e o quadro abaixo.

Quadro IV - 12

| LOTES PILARES | E_b (N/mm ²) |
|---------------|----------------------------|
| Lote P1 | 6515 |
| Lote P2 | 7311 |
| Lote P3 | 6189 |

- A\u00c7O

Foram utilizados os a\u00e7os das categorias CA-24 e CA-50B para as barras verticais, sendo que todos os estribos foram de CA-50B. Para essa armadura principal adotou-se a bitola de 12 mm (1/2") e 6 mm (1/4") para a transversal, de acordo com o quadro a seguir.

Quadro IV - 13

| ARMADURA | CATEGORIA | A_s (mm ²) | f_{yk} (N/mm ²) |
|----------|-----------|--------------------------|-------------------------------|
| Longit. | CA-24 | 131,0 | 305,6 |
| Longit. | CA-50B | 153,0 | 553,4 |
| Transv. | CA-50B | 38,0 | 633,9 |

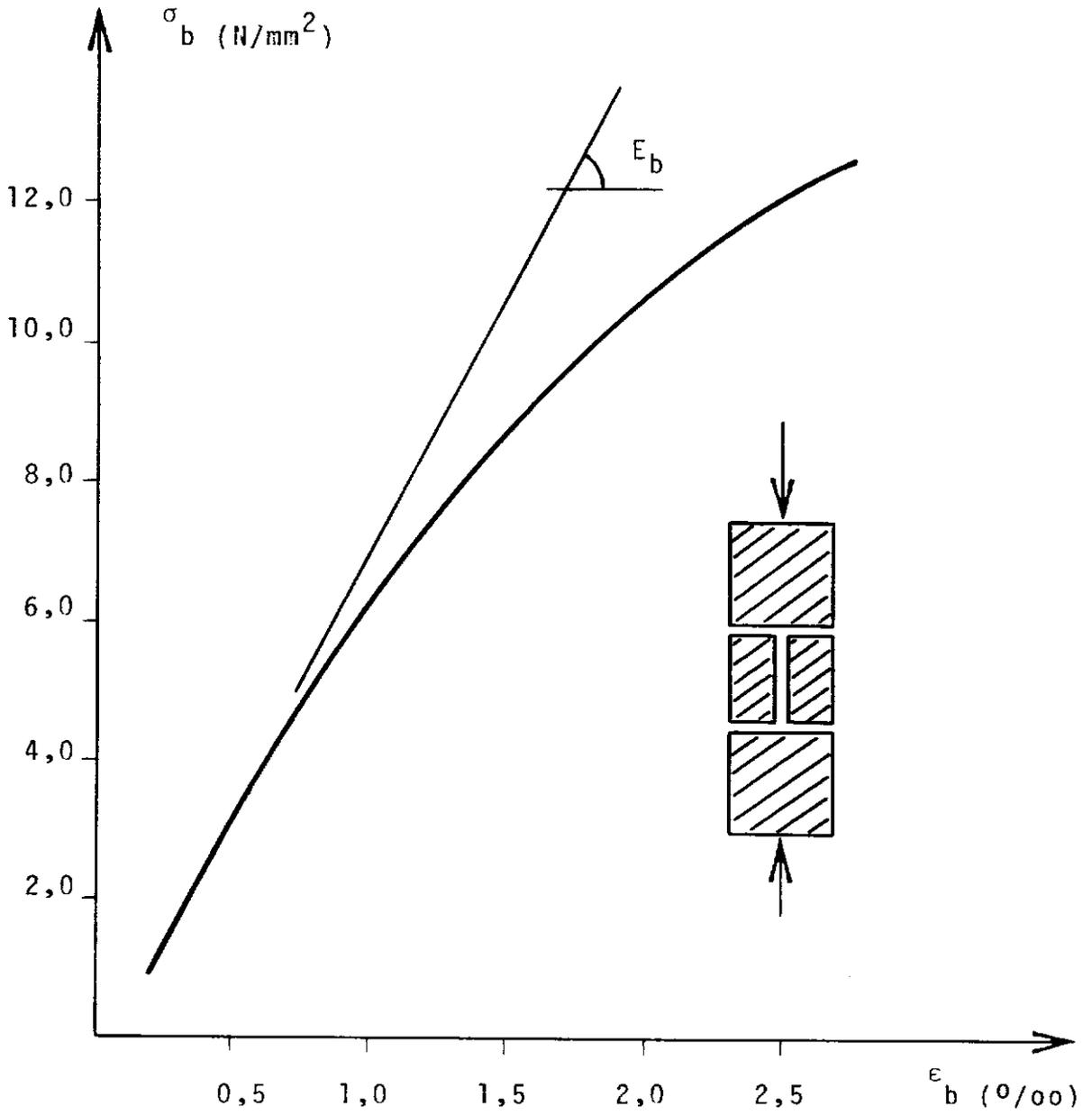


FIGURA IV - 9: LOTE P1

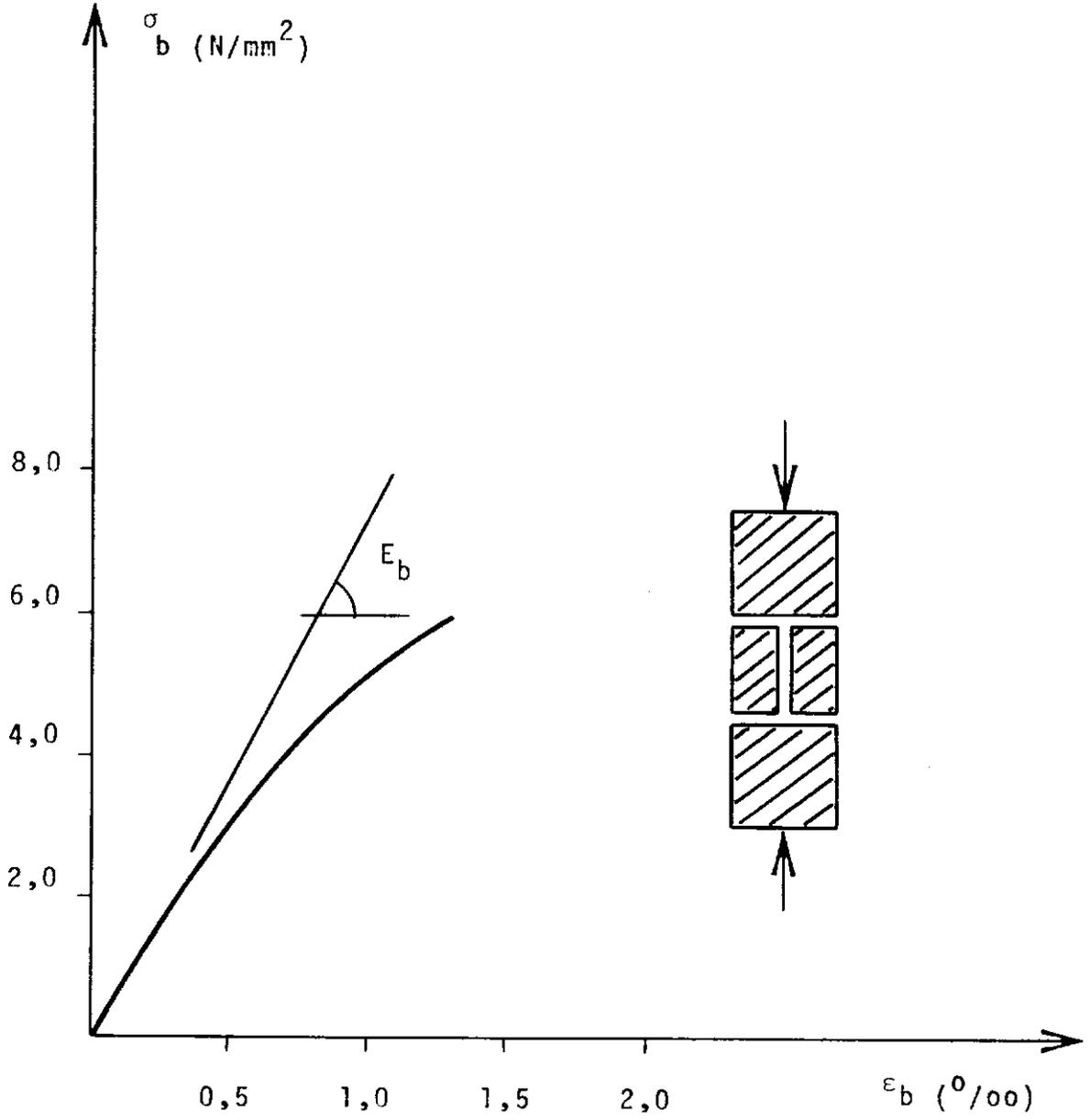


FIGURA IV - 10 : LOTE P2

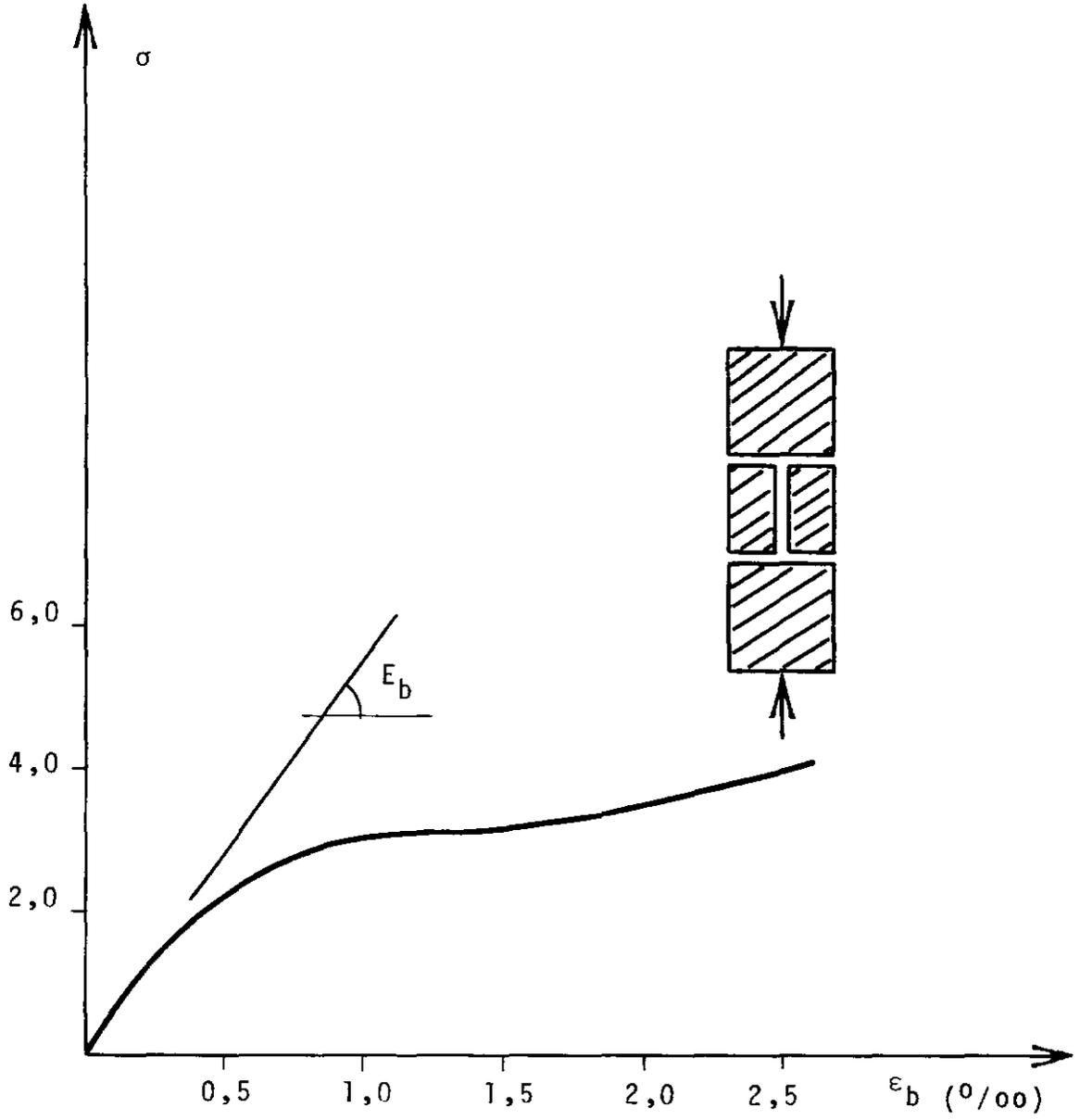


FIGURA IV - 11 : LOTE P3

- CONCRETO

O traço adotado foi 1 : 2,5 : 3,5 em peso de cimento, areia e brita, com fator água-cimento de 0,55.

O cimento portland foi de marca Nassau, a areia de granulometria mediana e a brita de diâmetro máximo de 19 mm (nº 1).

Como a concretagem das bases inferiores e das cabeças foram feitas em duas etapas devido à execução, separou-se de cada etapa 6 corpos de prova de 150 x300 mm cada, com resultados abaixo.

Quadro IV - 14

| BASES | IDADE (dias) | f_{cc} (N/mm ²) |
|----------|--------------|-------------------------------|
| inferior | 60 | 25,0 |
| superior | 30 | 27,0 |

V - Dimensionamento

Para a escolha das dimensões dos pilares foi verificado primeiro que as cargas seriam aplicadas pela máquina universal de ensaios Amsler de 100t, com uma altura útil máxima de 1,86 m.

Com 2 lajotas dispostas com os furos na vertical poderia se atingir uma seção transversal de no máximo 200 x 200 mm.

Na consulta do item 6.12 do Anteprojeto, essas colunas são classificadas como: "secundárias que não suportem pisos e nem cargas concentradas de tesouras ou vigas de estruturas de cobertura".

No item 4.2, dispensa-se verificação à flambagem, sempre que a relação entre a altura livre h entre os apoios transversais (pisos ou tetos) e a menor espessura d da seção transversal da alvenaria não revestida for inferior a 10, tendo sido verificado que essa relação era 9 para todos os pilares.

A instabilidade da armadura vertical foi parcialmente combatida por estribos colocados em todas as juntas horizontais, com uma distância mínima de 200 mm.

Os cálculos da ancoragem das barras longitudinais, para o comprimento dos blocos de concreto, foram feitos pelos artigos R.43, 51, R.43, 513-1 e R.51,53, das recomendações do CEB (4).

- Aço natural: $f_{yk} = 240,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$, $\phi = 12 \text{ mm}$.

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 240/1,15 = 208,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0,28 \sqrt{f_{cd}} = 0,28 \sqrt{16,7} = 1,14 \text{ N/mm}^2$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{208,7}{1,14} = 549 \text{ mm}$$

Por R. 51,53, $l_b = 0,6 \cdot 549 = 329 \text{ mm}$

- Aço encruado: $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$, $\phi = 12 \text{ mm}$.

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0,41 \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,41 \sqrt[3]{16,7^2} = 2,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,8}{2,67} = 488 \text{ mm}$$

Por R. 51, 53, $\ell_b = 0,6 \cdot 488 = 293 \text{ mm}$.

Foi adotado um comprimento médio de 250 mm para os blocos de concreto, e os extensômetros foram colocados na seção média dos pilares procurando um distanciamento dos efeitos da ancoragem incompleta e, pelo "princípio de Saint-Venant" das proximidades da junção da alvenaria com os blocos de concreto.

VI - Resultados Teóricos

O Anteprojeto no item 4.1 diz: "O cálculo das peças de alvenaria armada ou parcialmente armada solicita da compressão axial será feito em função das cargas de serviço, sem majoração, e das tensões admissíveis fixadas no capítulo 5".

Para as colunas:

$$N_d = A_b (f_{bd} + 0,5 \omega \cdot f_{yd}) \quad (\text{VI} - 1)$$

$$\left[\bar{N} \leq S_{alv.} \left(\bar{\sigma}_{alv.} + 0,5 \cdot \mu \cdot \bar{\sigma}_f \right) \right]$$

Para a flambagem, já citada (capítulo V), no item 4.2: "A carga axial admissível \bar{N} deverá ser reduzida, multiplicando-se o valor calculado, segundo 4.1, pelos coeficientes:", tendo já sido verificado que a relação entre as alturas das peças e a menor espessura da seção transversal não ultrapassou o valor de 10.

- ALVENARIA

Em continuação do item 4.1: "Será considerada a seção transversal útil da alvenaria não revestida, acrescida, quando for o caso, da seção transversal dos furos verticais preenchidos com argamassa de enchimento ou injeção. No caso de alvenaria constituída por elementos maciços, ou elementos furados com seção útil igual a pelo menos 75% da seção bruta, será considerada a seção bruta de alvenaria não revestida."

Para todos os pilares, será considerada a seção útil da alvenaria formada por 2 lajotas, acrescida da área efetiva da argamassa de injeção fina. Essa área estará diminuída da área da armadura formada por barras de 12mm.

$$A_b = 2 A_m + A_e \quad (\text{VI} - 2)$$

Quadro VI - 3

| PILARES | A_m (mm ²) | A_e (mm ²) | A_b (mm ²) |
|------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| P1-A | 11800 | - | 11800 |
| P1-B, P1-D | 11800 | 1852 | 13652 |
| P1-C, P1-E | 11800 | 2777 | 14577 |
| P2-A | 15200 | - | 15200 |
| P2-B, P2-D | 15200 | 2908 | 18108 |
| P2-C, P2-E | 15200 | 4361 | 19561 |
| P3-A | 17200 | - | 17200 |
| P3-B, P3-D | 17200 | 2567 | 19767 |
| P3-C, P3-E | 17200 | 3850 | 21050 |

As tensões de cálculo da alvenaria, são dadas pelas tensões características (IV - 7) adotando uma tensão de argamassa de 12,5 N/mm² conforme o item 5.14, multiplicadas por um coeficiente de segurança dado pelo item 5.21:

$$f_{bd} = 0,15 f_{bk} \quad (VI - 4)$$

$$\left[\bar{\sigma}_{alv.} = 0,15 \sigma_{R, alv.} \right]$$

Esse coeficiente visto pela relação inversa, apesar de não ser desmembrado no Anteprojeto, pode ser o produto de 2 fatores:

- 1,65 para majoração das cargas, coeficiente adotado pela NB-1, citada no item 3.
- 4,0 para o material (tijolo + argamassa)

Quadro VI - 5

| LOTES | f_{bk} (N/mm ²) | f_{bd} (N/mm ²) |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|
| Lote P1 | 9,2 | 1,4 |
| Lote P2 | 5,6 | 0,8 |
| Lote P3 | 6,6 | 1,0 |

- AÇO

Continuando o já citado item 4.1: "A contribuição da armadura longitudinal no cálculo do esforço de compressão axial admissível só será considerada nas colunas de alvenaria armada, e tomando-se apenas metade da área da seção transversal dessa armadura".

Pelo item 5.5: "As tensões admissíveis na armadura, tanto à tração como à compressão, serão:

a) Aço CA-24: $f_{yd} = 120,0 \text{ N/mm}^2$

$$\left[\bar{\sigma}_f = 1200 \text{ K gf/cm}^2 \right]$$

b) Aço CA-32, CA-40, CA-60:

$$f_{yd} = 160,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\left[\bar{\sigma}_f = 1600 \text{ K gf/cm}^2 \right] "$$

Apesar de não ser mencionada a categoria CA-50, será considerada como incluída no item b, pois é citada no item 7.5.

A taxa da armadura longitudinal, em 4.1 é dada por:

$$\omega = \frac{A'_s}{A_b} \quad (VI - 6)$$

$$\left[\mu = \frac{S_f}{S_{alv.}} \right]$$

Quadro VI - 7

| PILARES | A_s (mm ²) | A_b (mm ²) | ω |
|------------|--------------------------|--------------------------|----------|
| P1-B, P1-D | 452 | 13652 | 0,033 |
| P1-C, P1-E | 678 | 14577 | 0,046 |
| P2-B, P2-D | 452 | 18108 | 0,025 |
| P2-C, P2-E | 678 | 19561 | 0,034 |
| P3-B, P3-D | 452 | 19767 | 0,023 |
| P3-C, P3-E | 678 | 21050 | 0,032 |

- CÁLCULO

Os valores teóricos das cargas de compressão dos pilares dadas por (VI - 1) podem ser vistos no quadro a seguir.

Quadro VI - 8

| PILARES | $A_b f_{bd}$ (kN) | $A_b 0,5 \omega f_{yd}$ (kN) | N_d (kN) |
|---------|-------------------|------------------------------|------------|
| P1-A | 16,52 | - | 16,52 |
| P1-B | 19,11 | 27,03 | 46,14 |
| P1-C | 20,41 | 40,23 | 60,64 |
| P1-D | 19,11 | 36,04 | 55,15 |
| P1-E | 20,41 | 53,64 | 74,05 |
| P2-A | 12,16 | - | 12,16 |
| P2-B | 14,48 | 27,16 | 41,64 |
| P2-C | 15,65 | 39,90 | 55,55 |
| P2-D | 14,48 | 36,22 | 50,71 |
| P2-E | 15,65 | 53,21 | 68,86 |
| P3-A | 17,20 | - | 17,20 |
| P3-B | 19,77 | 27,28 | 47,05 |
| P3-C | 21,05 | 40,42 | 61,47 |
| P3-D | 19,77 | 36,37 | 56,14 |
| P3-E | 21,05 | 53,89 | 74,94 |

No artigo 4.3 do Anteprojeto pode-se ler:
"Nas colunas cintadas o esforço axial de compressão admissível N , calculado de acordo com 4.1 e 4.2, poderá ser acrescido de 25%."

Para essas colunas serem consideradas como cintadas, teriam que ser satisfeitas algumas condições. De todas, uma não pode ser cumprida:

- " espaçamento entre estribos $\leq 100\text{mm};$ " (capítulo V)

Então, as cargas de cálculo não serão acrescidas da porcentagem especificada.

VII - Resultados experimentais

Para análise dos resultados foram usados quadros e diagramas obtidos da leitura no dinamômetro da máquina universal de ensaios, e das deformações médias da alvenaria e da armadura.

São anexados a esses Quadros o sinal (*) que serve para situar o valor da leitura de carga no aparecimento das primeiras fissuras (Nu). A análise prossegue determinando os coeficientes de carga, as tensões na alvenaria e na armadura na rotura ou estado de "colapso". Os resultados encontrados, obrigaram a uma nova análise na caracterização do primeiro estado-limite a ser considerado nas peças.

É conveniente a informação de que inexplicavelmente foram omitidos estribos cintando a armadura nos blocos superiores de concreto, e em 3 pilares ocorreu exatamente o fenômeno mencionado no artigo R.51, 53 do CEB: "Nas zonas de ancoragem por compressão, convém dispor armadura transversal fechada envolvendo as barras a ancorar e destinada a evitar o rompimento do concreto de recobrimento".

Os pilares simples e armados romperam num plano de aproximadamente 60°. Nos simples houve a separação em 2 partes e o mesmo não ocorrendo nos demais por causa da armadura.

Em seguida podem ser vistos os 15 quadros e diagramas dos pilares ensaiados e separados pelos respectivos lotes.

LOTE P1

QUADROS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

GRÁFICOS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

PI - A

Quadro VII - 1

| F (kN) | ϵ_b (‰) |
|---------------|--------------------|
| 10,0 | 0,17 |
| 20,0 | 0,29 |
| 30,0 | 0,40 |
| 40,0 | 0,53 |
| 50,0 | 0,66 |
| 60,0 | 0,78 |
| 70,0 | 0,93 |
| 80,0 | 1,09 |
| 90,0 | 1,25 |
| 100,0 | 1,45 |
| *110,0 | 1,65 |
| 120,0 | 1,89 |
| 130,0 | 2,11 |
| 140,0 | 2,46 |
| 150,0 | 2,79 |
| $F_u = 153,0$ | |

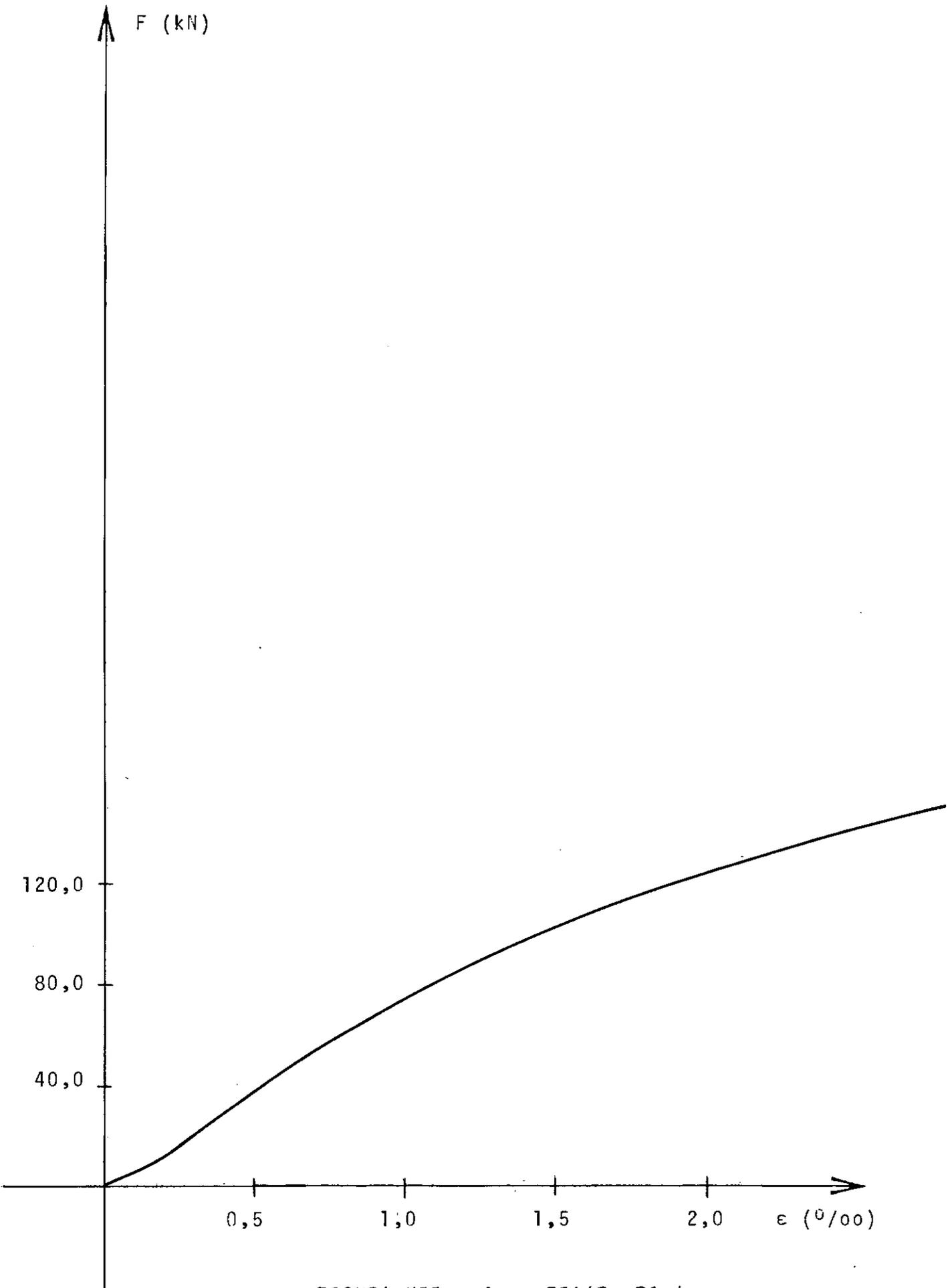


FIGURA VII - 2 - PILAR P1-A

PI - B

Quadro VII - 3

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|--------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,04 | 0,06 |
| 40,0 | 0,10 | 0,11 |
| 60,0 | 0,18 | 0,17 |
| 80,0 | 0,26 | 0,22 |
| 100,0 | 0,32 | 0,30 |
| 120,0 | 0,39 | 0,39 |
| 140,0 | 0,47 | 0,46 |
| 160,0 | 0,53 | 0,53 |
| 180,0 | 0,62 | 0,60 |
| 200,0 | 0,70 | 0,67 |
| 220,0 | 0,75 | 0,73 |
| 240,0 | 0,84 | 0,80 |
| 260,0 | 0,91 | 0,88 |
| 280,0 | 0,99 | 0,98 |
| 290,0 | 1,06 | 1,01 |
| 300,0 | 1,10 | 1,07 |
| 310,0 | 1,16 | 1,10 |
| *320,0 | 1,24 | 1,15 |

$F_u = 321,0$

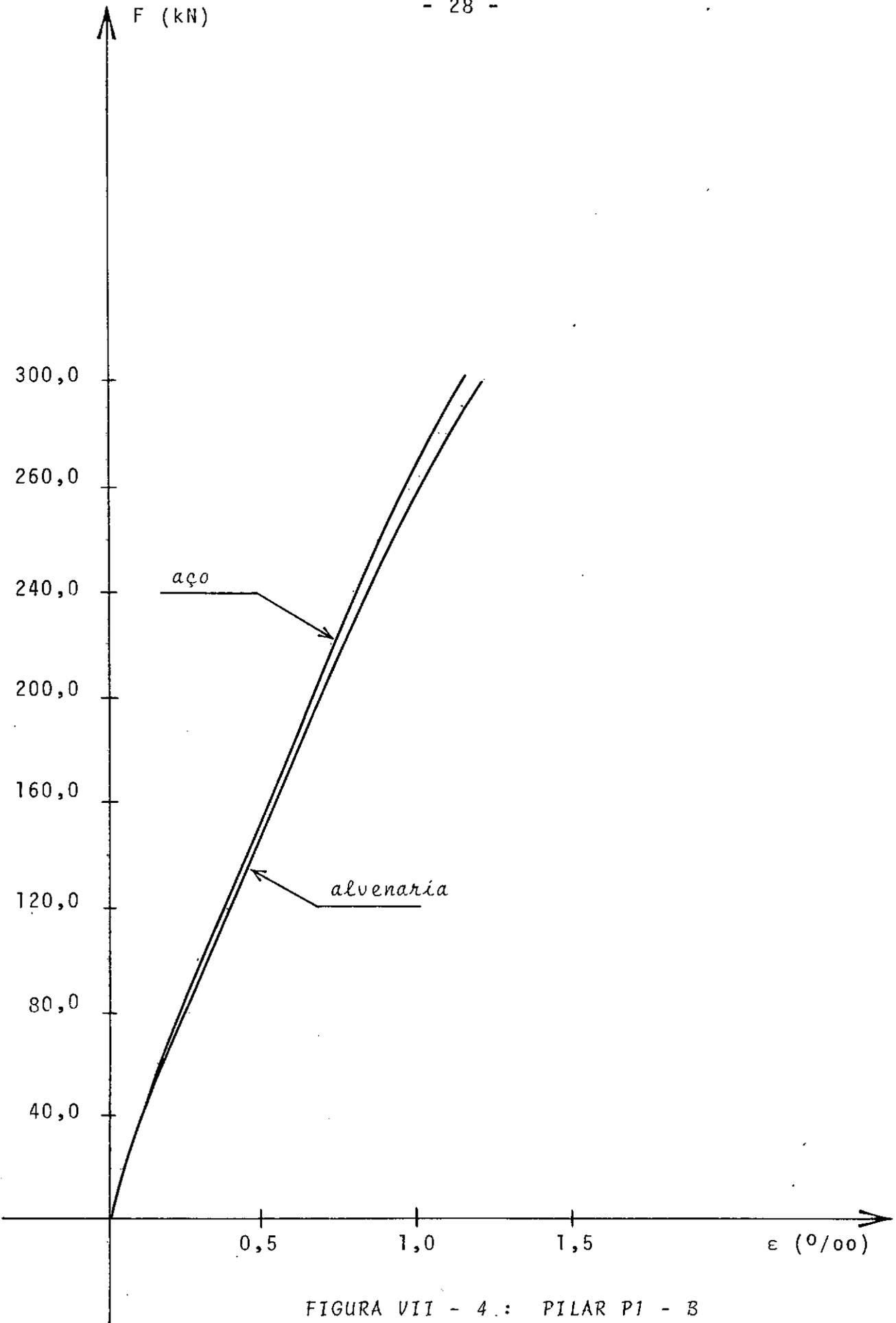


FIGURA VII - 4 : PILAR P1 - B

PI - C

Quadro VII - 5

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|------------------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,05 | 0,07 |
| 40,0 | 0,11 | 0,13 |
| 60,0 | 0,17 | 0,19 |
| 80,0 | 0,23 | 0,23 |
| 100,0 | 0,30 | 0,29 |
| 120,0 | 0,36 | 0,35 |
| 140,0 | 0,43 | 0,42 |
| 160,0 | 0,49 | 0,49 |
| 180,0 | 0,56 | 0,53 |
| 200,0 | 0,63 | 0,56 |
| 220,0 | 0,70 | 0,63 |
| 240,0 | 0,78 | 0,67 |
| 260,0 | 0,85 | 0,74 |
| 280,0 | 0,93 | 0,79 |
| 300,0 | 1,01 | 0,87 |
| 320,0 | 1,09 | 0,93 |
| 340,0 | 1,16 | 1,03 |
| 350,0 | 1,21 | 1,07 |
| 360,0 | 1,25 | 1,10 |
| *370,0 | 1,33 | 1,13 |
| 380,0 | 1,99 | 1,08 |
| F _u = 382,0 | | |

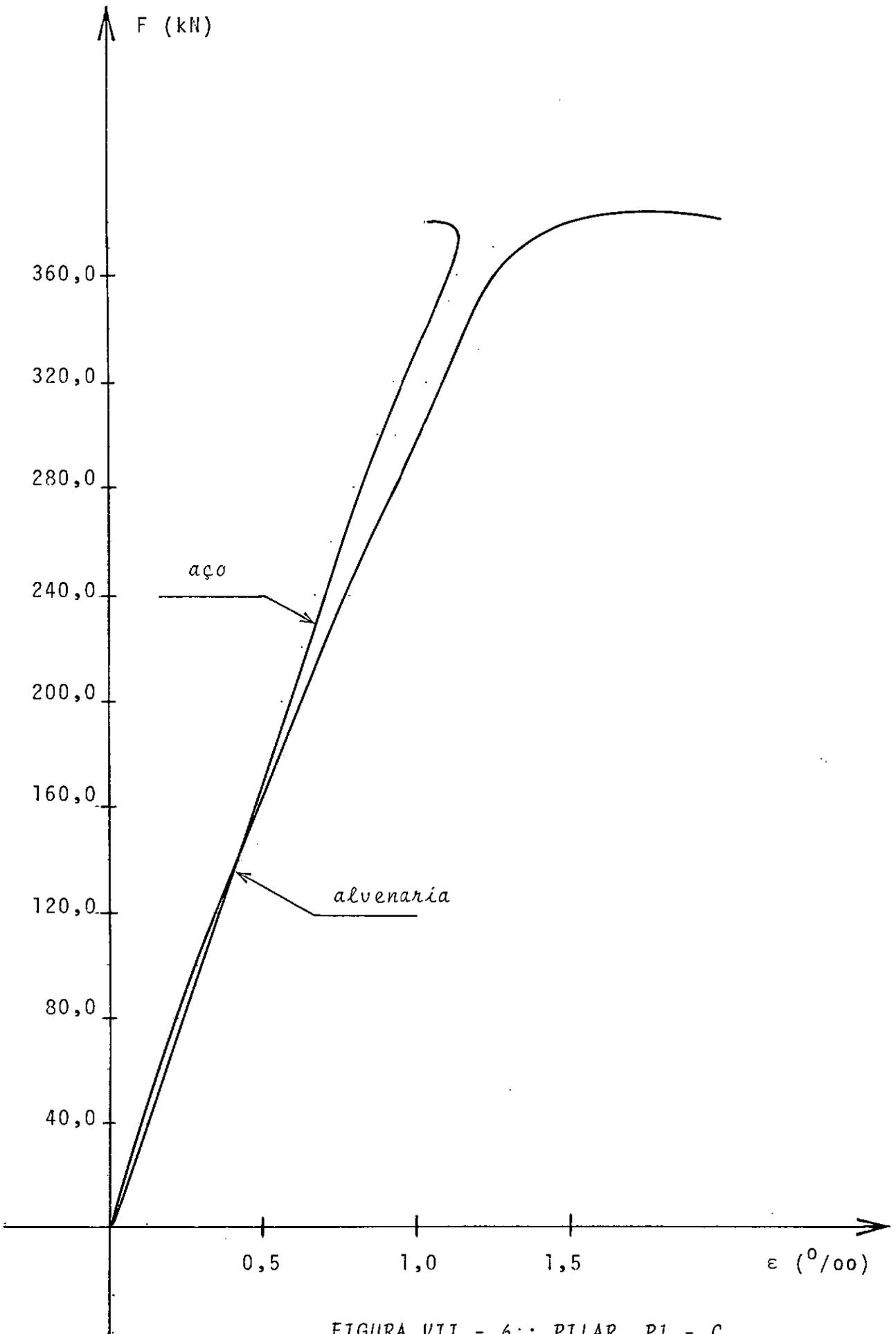


FIGURA VII - 6: PILAR P1 - C

P1 - D

Quadro VII - 7

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|---------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,04 | 0,05 |
| 40,0 | 0,14 | 0,11 |
| 60,0 | 0,23 | 0,17 |
| 80,0 | 0,31 | 0,23 |
| 100,0 | 0,40 | 0,29 |
| 120,0 | 0,49 | 0,36 |
| 140,0 | 0,56 | 0,43 |
| 160,0 | 0,66 | 0,49 |
| 180,0 | 0,76 | 0,56 |
| 200,0 | 0,84 | 0,62 |
| 220,0 | 0,93 | 0,69 |
| 240,0 | 1,04 | 0,77 |
| 260,0 | 1,14 | 0,83 |
| 280,0 | 1,24 | 0,89 |
| 300,0 | 1,35 | 0,95 |
| 310,0 | 1,40 | 0,98 |
| 320,0 | 1,48 | 1,00 |
| 330,0 | 1,58 | 1,04 |
| *340,0 | 1,66 | 1,07 |
| $F_u = 366,0$ | | |

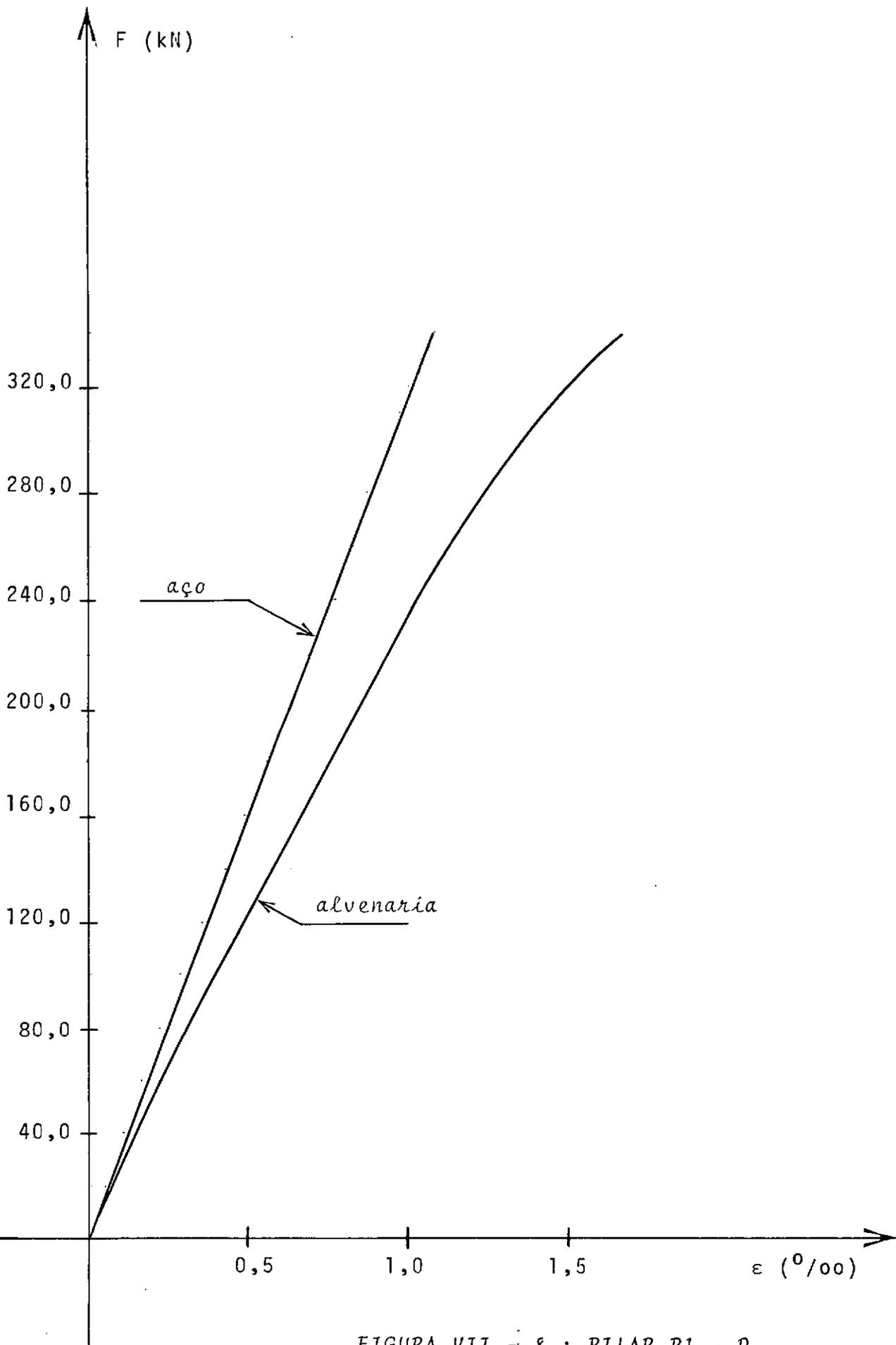


FIGURA VII - 8 : PILAR P1 - D

PI - E

Quadro VII - 9

| F (kN) | ϵ_b (o/oo) | ϵ_s (o/oo) |
|---------------|---------------------|---------------------|
| 20,0 | 0,03 | 0,03 |
| 40,0 | 0,12 | 0,09 |
| 60,0 | 0,19 | 0,15 |
| 80,0 | 0,27 | 0,20 |
| 100,0 | 0,33 | 0,26 |
| 120,0 | 0,40 | 0,32 |
| 140,0 | 0,47 | 0,36 |
| 160,0 | 0,56 | 0,43 |
| 180,0 | 0,62 | 0,49 |
| 200,0 | 0,71 | 0,56 |
| 220,0 | 0,77 | 0,62 |
| 240,0 | 0,85 | 0,67 |
| 260,0 | 0,91 | 0,74 |
| 280,0 | 1,01 | 0,80 |
| 300,0 | 1,08 | 0,88 |
| 320,0 | 1,19 | 0,94 |
| 330,0 | 1,23 | 0,98 |
| 340,0 | 1,28 | 1,02 |
| 350,0 | 1,30 | 1,06 |
| *360,0 | 1,39 | 1,10 |
| 370,0 | 1,47 | 1,16 |
| $F_u = 380,0$ | | |

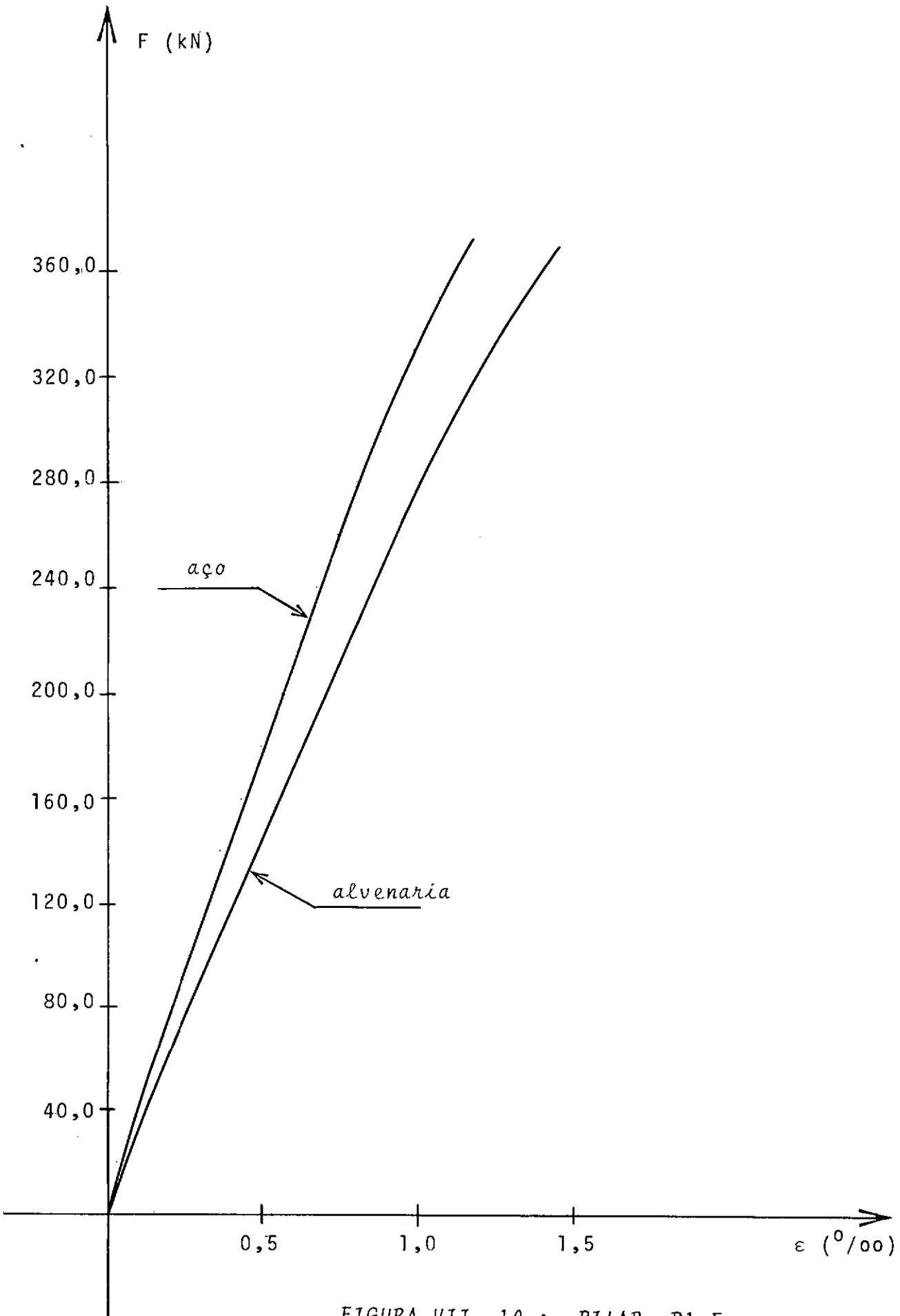


FIGURA VII -10 : PILAR P1-E

LOTE P2

QUADROS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

GRÁFICOS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

P2 - A

Quadro VII - 11

| F (kN) | ϵ_b (‰) |
|---------------|------------------|
| 10,0 | 0,09 |
| 20,0 | 0,18 |
| 30,0 | 0,28 |
| 40,0 | 0,42 |
| 50,0 | 0,57 |
| 60,0 | 0,72 |
| 70,0 | 0,87 |
| 80,0 | 1,05 |
| *90,0 | 1,31 |
| $F_u = 104,0$ | |

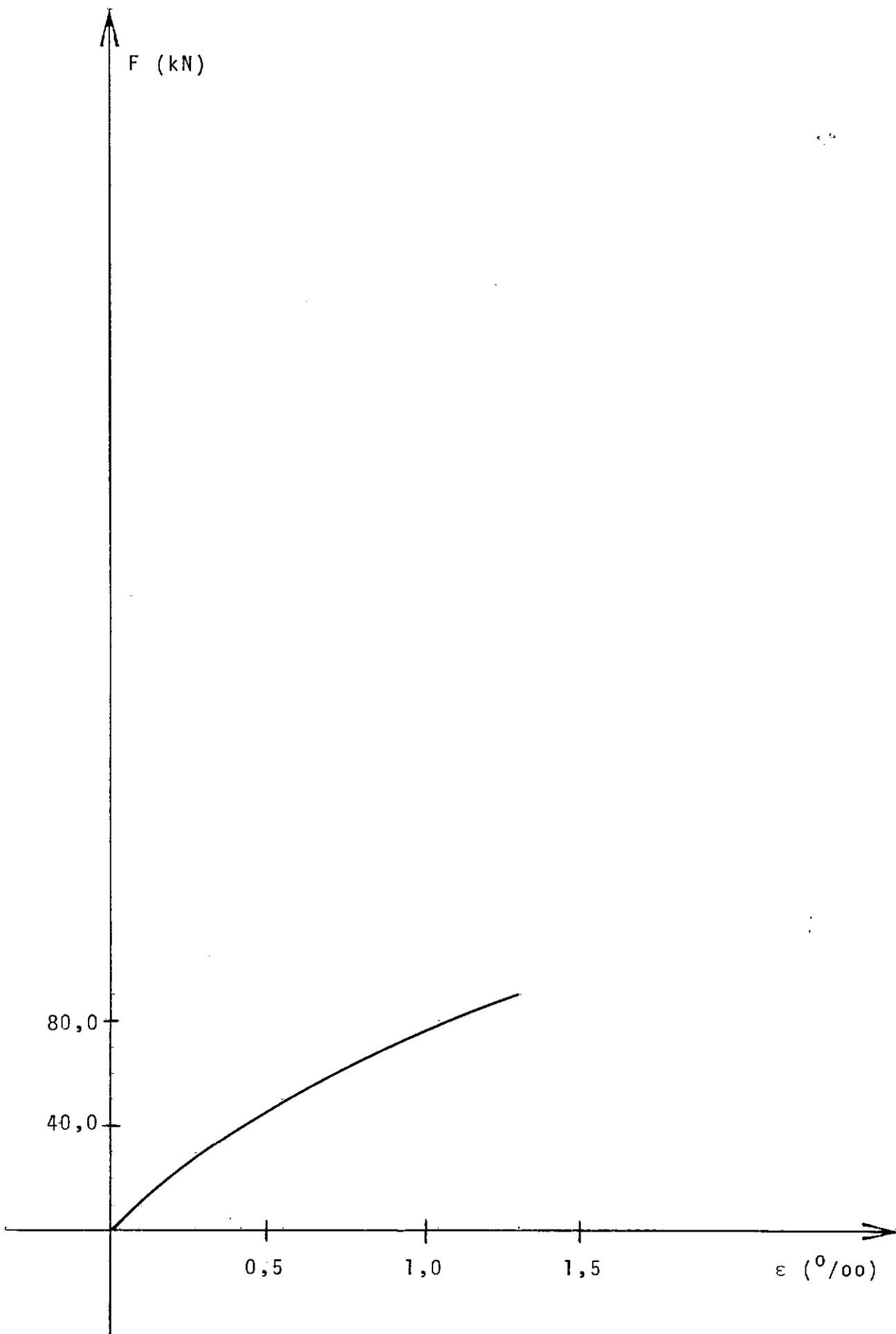


FIGURA VII-12: PILAR P2-A

P2 - B

Quadro VII - 13

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|---------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,09 | 0,10 |
| 40,0 | 0,22 | 0,19 |
| 60,0 | 0,33 | 0,27 |
| 80,0 | 0,44 | 0,34 |
| 100,0 | 0,53 | 0,42 |
| 120,0 | 0,66 | 0,51 |
| 140,0 | 0,79 | 0,60 |
| 160,0 | 0,91 | 0,68 |
| 180,0 | 0,99 | 0,77 |
| 200,0 | 1,08 | 0,87 |
| 220,0 | 1,25 | 0,97 |
| 240,0 | 1,37 | 1,07 |
| 260,0 | 1,49 | 1,18 |
| 270,0 | 1,55 | 1,23 |
| 280,0 | 1,59 | 1,27 |
| 290,0 | 1,73 | 1,33 |
| *300,0 | 1,82 | 1,37 |
| $F_u = 310,0$ | | |

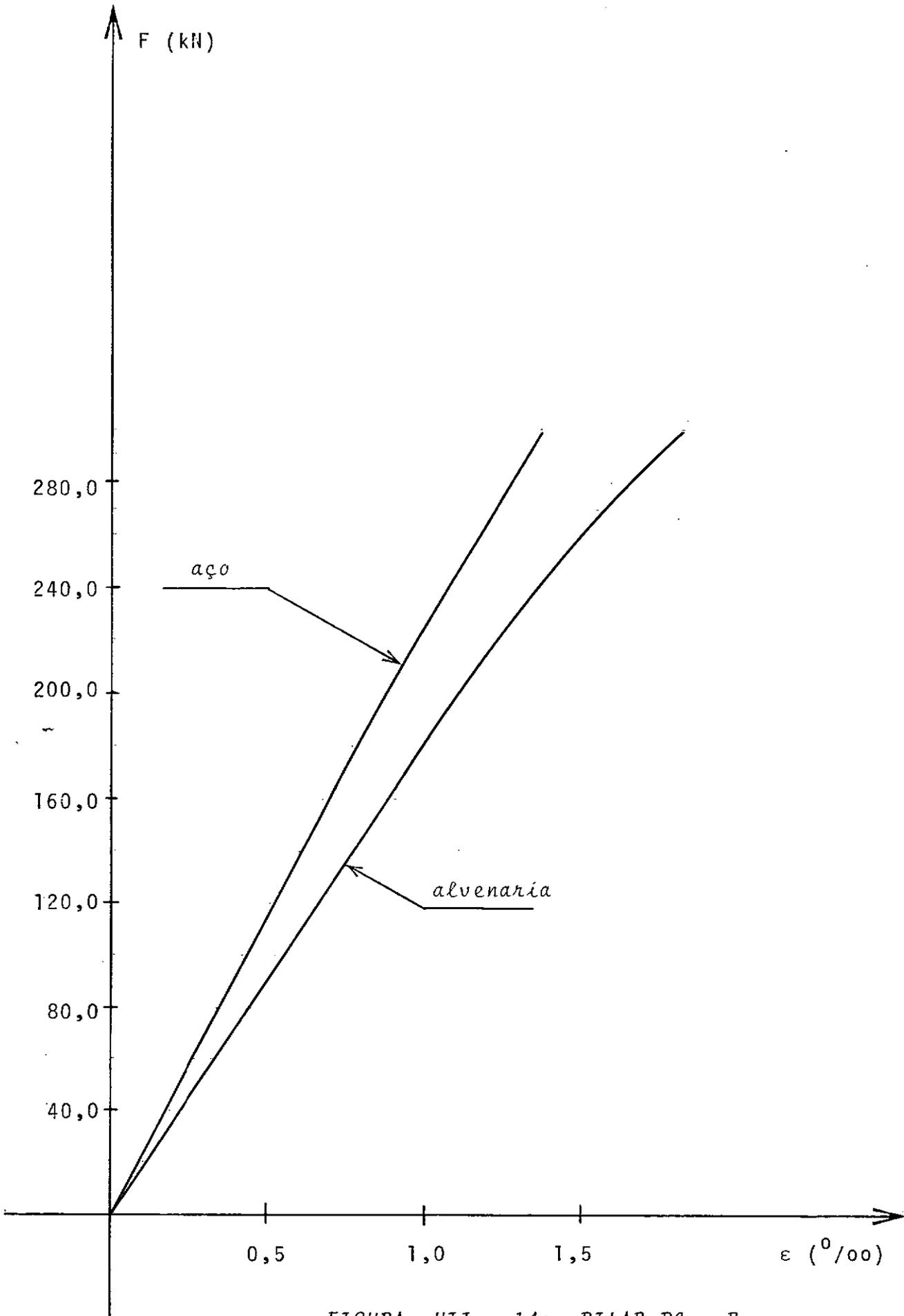


FIGURA VII - 14: PILAR P2 - B

P2 - C

Quadro VII - 15

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|---------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,07 | 0,05 |
| 40,0 | 0,14 | 0,10 |
| 60,0 | 0,19 | 0,15 |
| 80,0 | 0,28 | 0,21 |
| 100,0 | 0,35 | 0,26 |
| 120,0 | 0,41 | 0,31 |
| 140,0 | 0,48 | 0,36 |
| 160,0 | 0,55 | 0,43 |
| 180,0 | 0,62 | 0,48 |
| 200,0 | 0,69 | 0,53 |
| 220,0 | 0,76 | 0,59 |
| 240,0 | 0,84 | 0,64 |
| 260,0 | 0,90 | 0,70 |
| 280,0 | 0,99 | 0,75 |
| 300,0 | 1,08 | 0,81 |
| 310,0 | 1,12 | 0,84 |
| 320,0 | 1,15 | 0,86 |
| 330,0 | 1,19 | 0,90 |
| 340,0 | 1,24 | 0,93 |
| 350,0 | 1,29 | 0,96 |
| 360,0 | 1,32 | 0,99 |
| *370,0 | 1,37 | 1,03 |
| $F_u = 380,0$ | | |

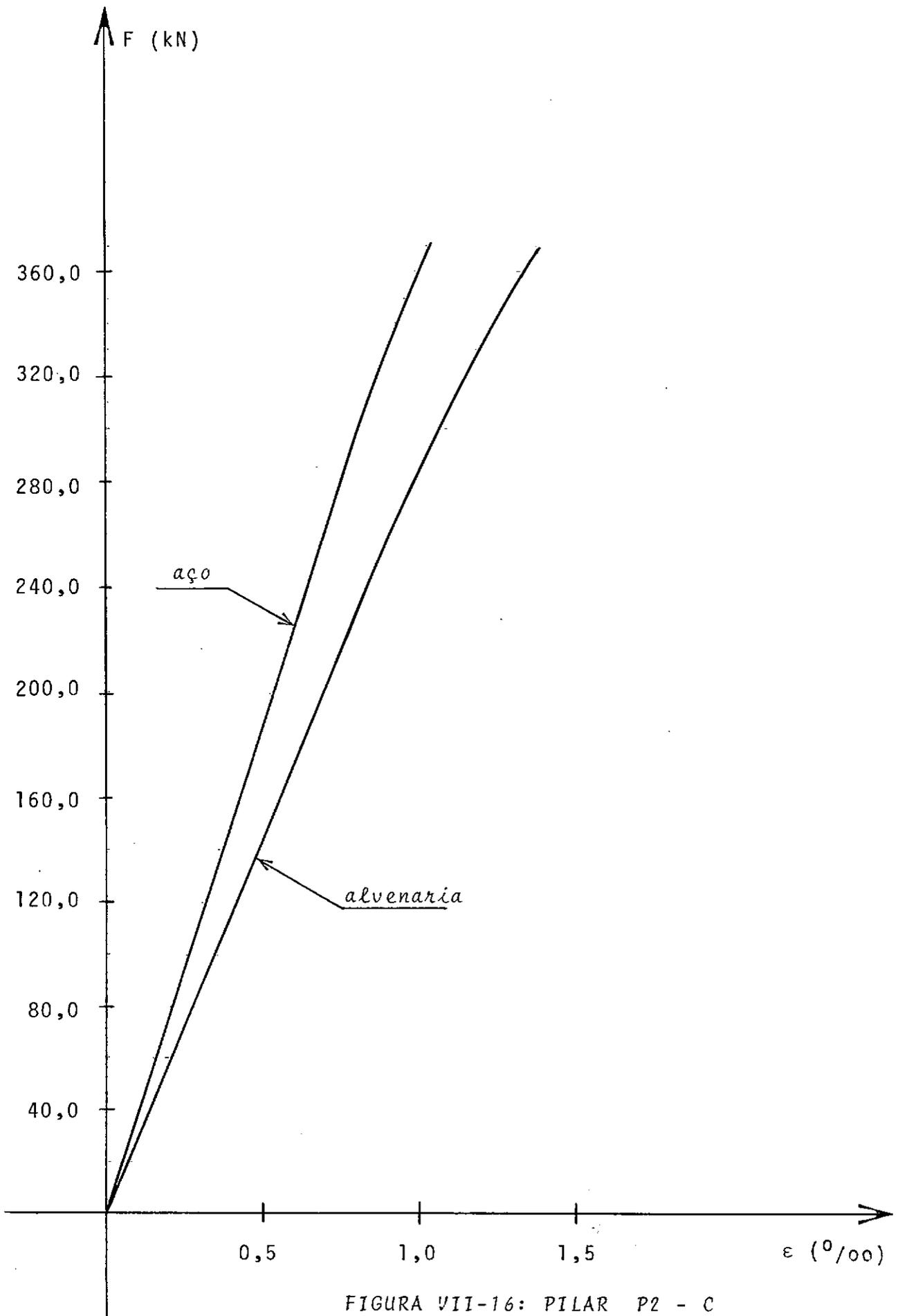


FIGURA VII-16: PILAR P2 - C

P2 - D

Quadro VII - 17

| F (KN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|---------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,08 | 0,09 |
| 40,0 | 0,21 | 0,18 |
| 60,0 | 0,34 | 0,29 |
| 80,0 | 0,48 | 0,38 |
| 100,0 | 0,62 | 0,47 |
| 120,0 | 0,77 | 0,56 |
| 140,0 | 0,90 | 0,64 |
| 160,0 | 1,03 | 0,71 |
| 180,0 | 1,19 | 0,78 |
| 200,0 | 1,36 | 0,89 |
| 220,0 | 1,49 | 0,97 |
| *240,0 | 1,65 | 1,06 |
| 250,0 | 1,72 | 1,13 |
| 260,0 | 1,85 | 1,19 |
| 270,0 | 1,91 | 1,23 |
| 280,0 | 2,01 | 1,27 |
| 290,0 | 2,10 | 1,32 |
| 300,0 | 2,21 | 1,36 |
| 310,0 | 2,31 | 1,40 |
| $F_u = 322,0$ | | |

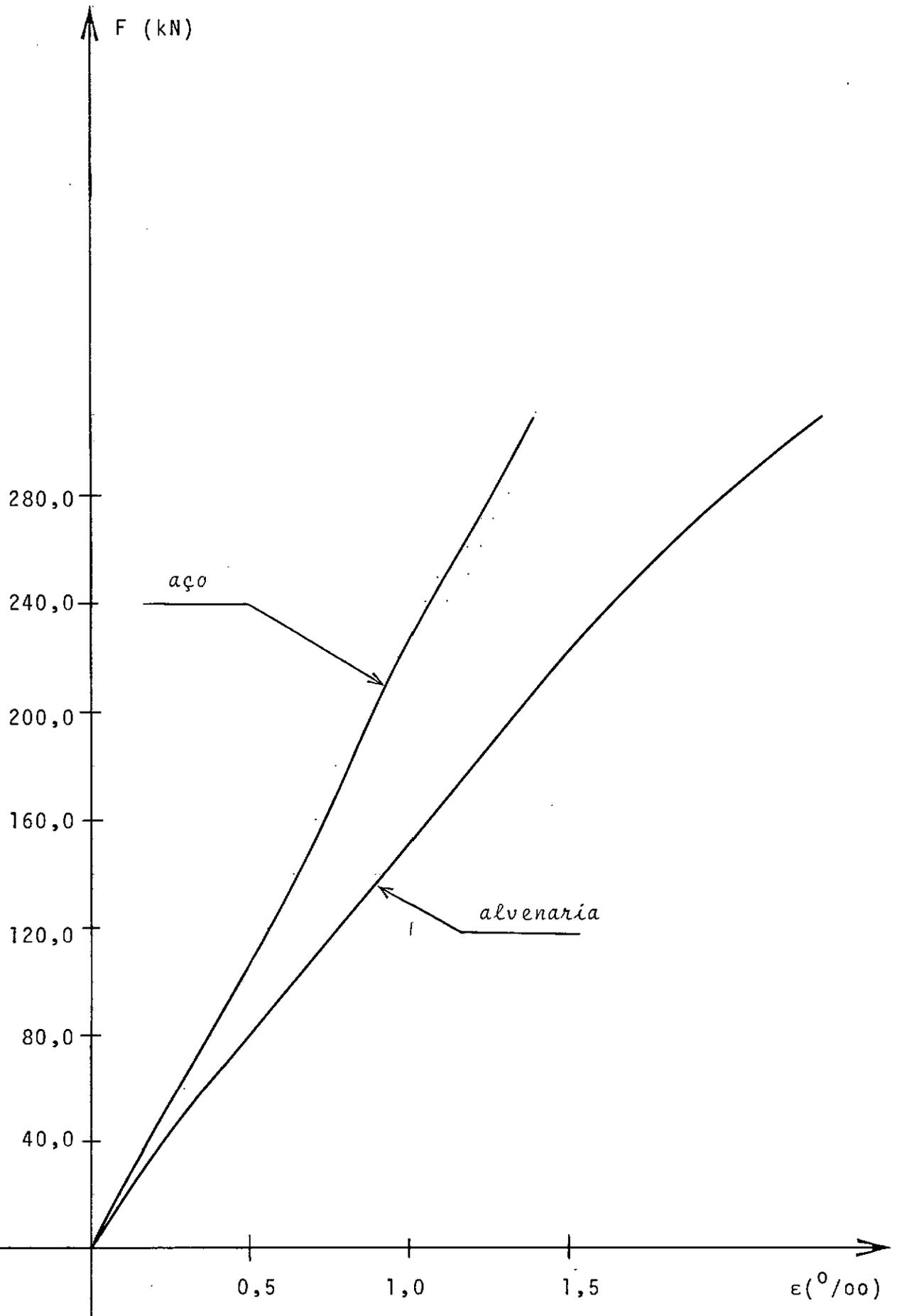


FIGURA VII-18: PILAR P2-D

P2 - E

Quadro VII - 19

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|--------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,07 | 0,05 |
| 40,0 | 0,14 | 0,10 |
| 60,0 | 0,20 | 0,15 |
| 80,0 | 0,24 | 0,21 |
| 100,0 | 0,31 | 0,26 |
| 120,0 | 0,37 | 0,31 |
| 140,0 | 0,41 | 0,37 |
| 160,0 | 0,50 | 0,43 |
| 180,0 | 0,58 | 0,49 |
| 200,0 | 0,61 | 0,56 |
| 220,0 | 0,67 | 0,62 |
| 240,0 | 0,77 | 0,69 |
| 260,0 | 0,81 | 0,73 |
| 280,0 | 0,86 | 0,79 |
| 300,0 | 0,93 | 0,86 |
| 320,0 | 1,01 | 0,92 |
| 340,0 | 1,07 | 0,99 |
| 360,0 | 1,13 | 1,08 |
| 380,0 | 1,20 | 1,15 |
| *390,0 | 1,25 | 1,19 |
| 400,0 | 1,29 | 1,23 |
| 410,0 | 1,34 | 1,26 |
| 420,0 | 1,37 | 1,30 |
| 430,0 | 1,40 | 1,34 |
| 440,0 | 1,42 | 1,41 |
| 450,0 | 1,46 | 1,46 |

$F_u = 466,00$

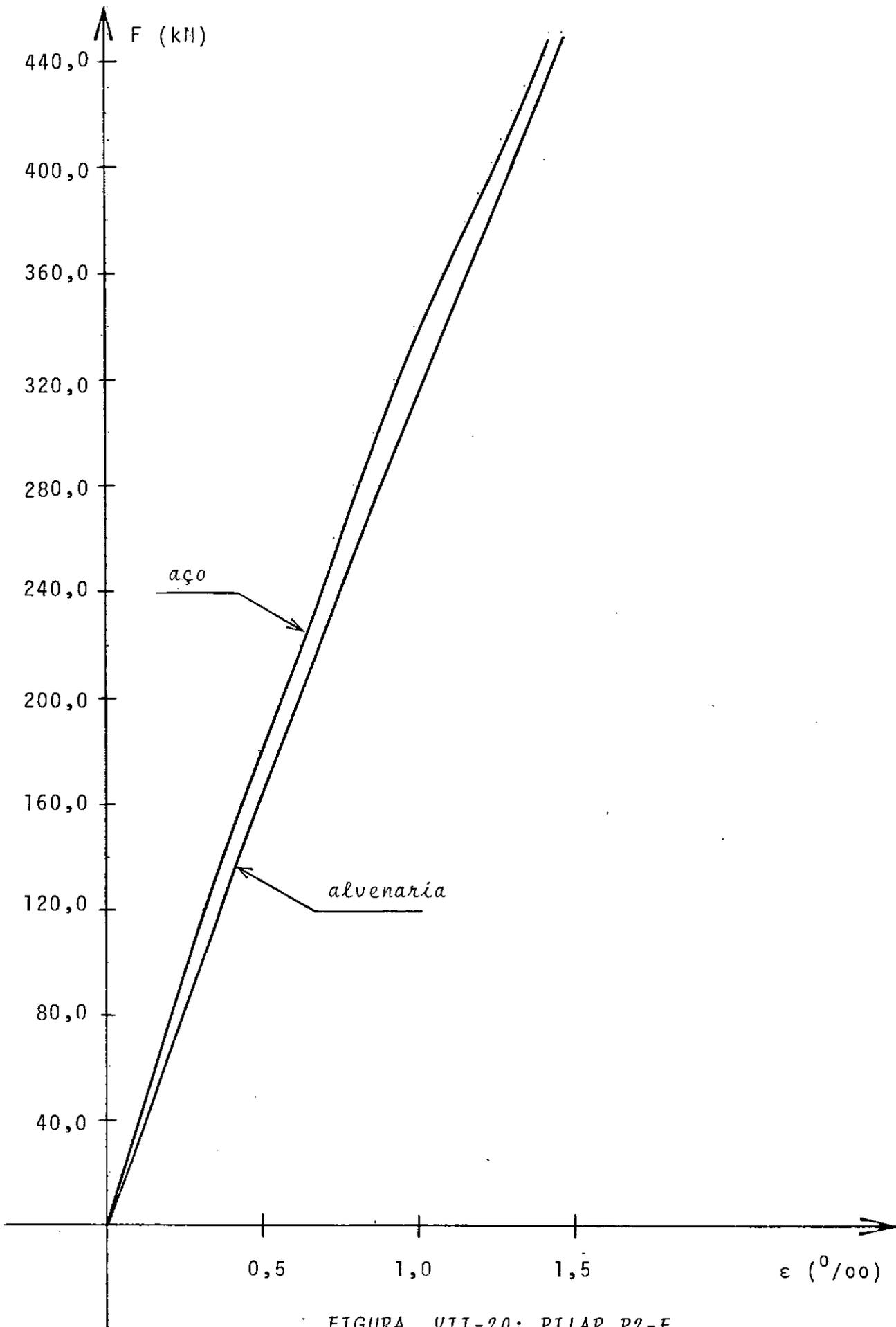


FIGURA VII-20: PILAR P2-E

LOTE P3

QUADROS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

GRÁFICOS - CARGA x $\left[\begin{array}{l} \text{DEFORMAÇÃO NA ALVENARIA} \\ \text{DEFORMAÇÃO NA ARMADURA} \end{array} \right.$

P3 - A

Quadro VII - 21

| F (kN) | ϵ_b (°/σσ) |
|---------------|---------------------|
| 10,0 | 0,08 |
| 20,0 | 0,19 |
| 30,0 | 0,34 |
| 40,0 | 0,50 |
| 50,0 | 0,83 |
| *60,0 | 2,05 |
| 70,0 | 2,60 |
| $F_u = 103,5$ | |

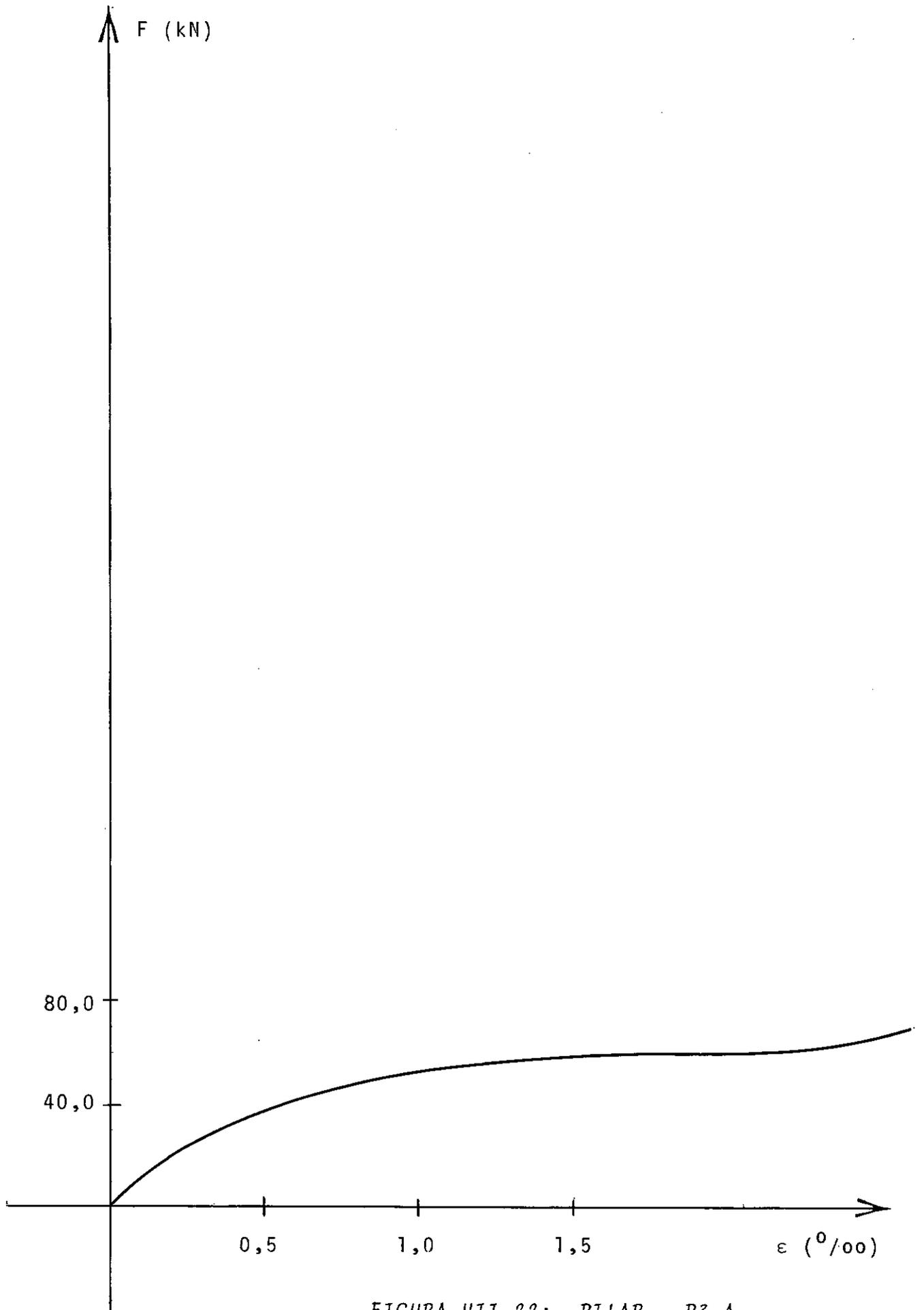


FIGURA VII-22: PILAR - P3-A

P3 - B

Quadro VII - 23

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|------------------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,10 | 0,06 |
| 40,0 | 0,17 | 0,13 |
| 60,0 | 0,29 | 0,20 |
| 80,0 | 0,40 | 0,28 |
| 100,0 | 0,49 | 0,37 |
| 120,0 | 0,63 | 0,46 |
| 140,0 | 0,72 | 0,57 |
| 160,0 | 0,86 | 0,67 |
| 180,0 | 0,97 | 0,78 |
| 200,0 | 1,10 | 0,87 |
| 220,0 | 1,21 | 1,01 |
| 240,0 | 1,39 | 1,14 |
| 260,0 | 1,56 | 1,32 |
| *280,0 | 1,87 | 1,48 |
| 290,0 | 2,27 | 1,56 |
| 300,0 | 2,89 | 1,51 |
| F _u = 310,0 | | |

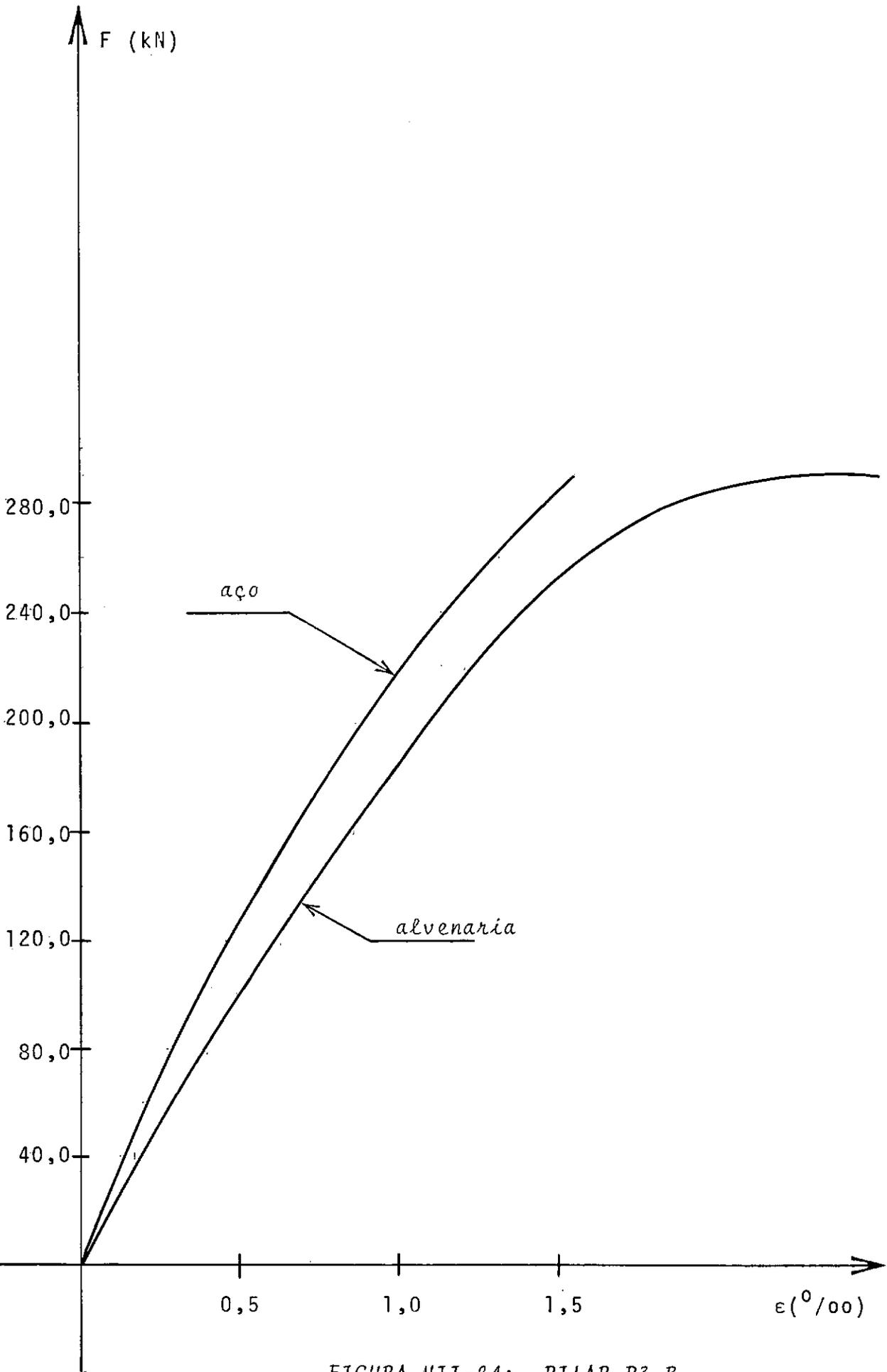


FIGURA VII-24: PILAR P3-B

P3 - C

Quadro.VII - 25

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|--------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,06 | 0,05 |
| 40,0 | 0,13 | 0,10 |
| 60,0 | 0,23 | 0,15 |
| 80,0 | 0,32 | 0,22 |
| 100,0 | 0,38 | 0,28 |
| 120,0 | 0,48 | 0,34 |
| 140,0 | 0,53 | 0,40 |
| 160,0 | 0,66 | 0,48 |
| 180,0 | 0,73 | 0,55 |
| 200,0 | 0,79 | 0,62 |
| 220,0 | 0,87 | 0,69 |
| 240,0 | 0,96 | 0,76 |
| 260,0 | 1,07 | 0,83 |
| 280,0 | 1,16 | 0,90 |
| 300,0 | 1,28 | 0,98 |
| 320,0 | 1,39 | 1,09 |
| 330,0 | 1,48 | 1,18 |
| *340,0 | 1,59 | 1,22 |
| 350,0 | 1,88 | 1,26 |

$F_u = 361,0$

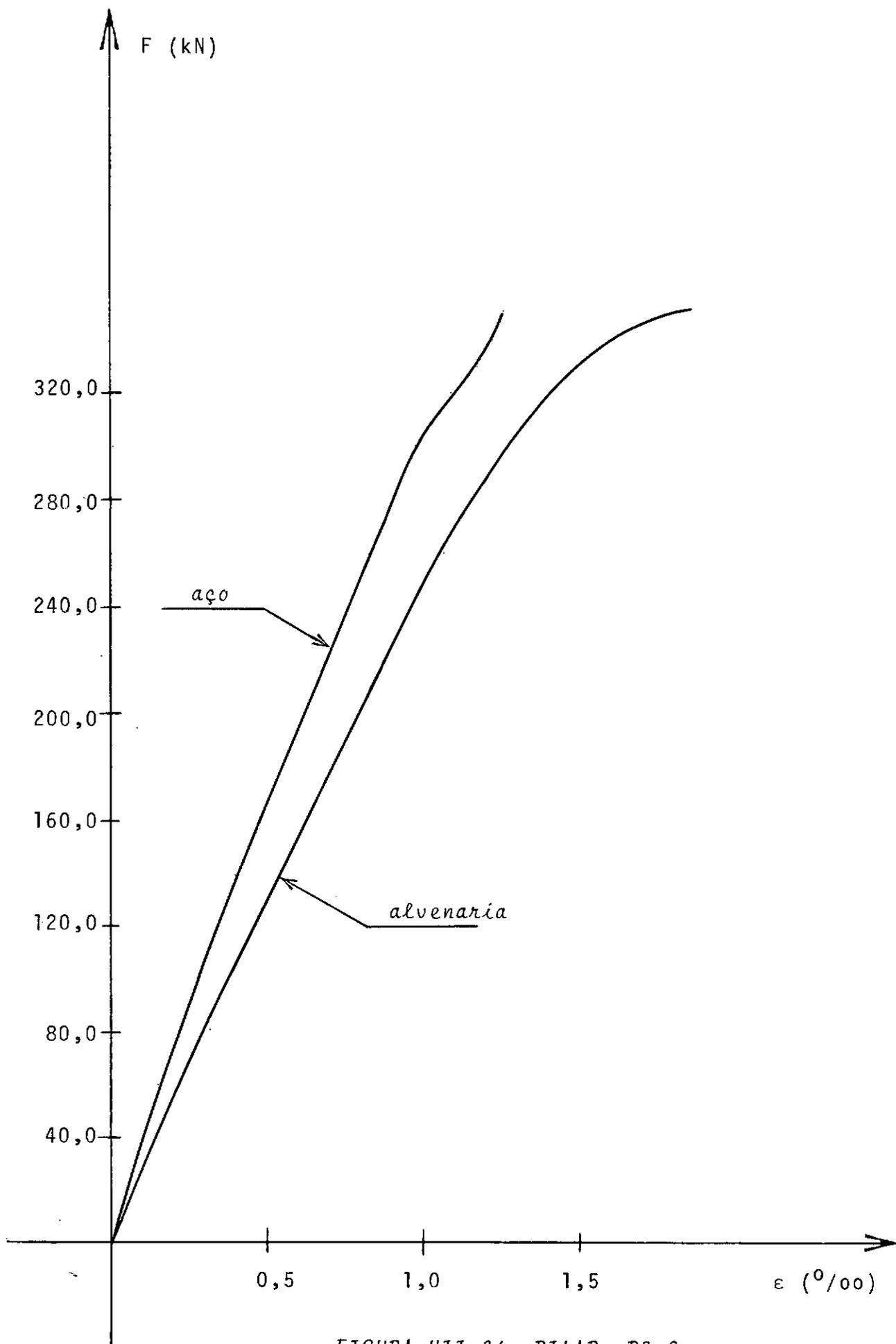


FIGURA VII-26: PILAR P3-C

P3 - D

Quadro VII - 27

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|---------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,08 | 0,06 |
| 40,0 | 0,15 | 0,13 |
| 60,0 | 0,27 | 0,21 |
| 80,0 | 0,38 | 0,29 |
| 100,0 | 0,46 | 0,38 |
| 120,0 | 0,56 | 0,50 |
| 140,0 | 0,69 | 0,62 |
| 160,0 | 0,78 | 0,72 |
| 180,0 | 0,89 | 0,80 |
| 200,0 | 1,01 | 0,89 |
| 220,0 | 1,18 | 0,99 |
| 240,0 | 1,30 | 1,09 |
| *260,0 | 1,46 | 1,20 |
| 280,0 | 1,60 | 1,31 |
| 300,0 | 1,77 | 1,42 |
| 320,0 | 1,98 | 1,58 |
| $F_u = 340,0$ | | |

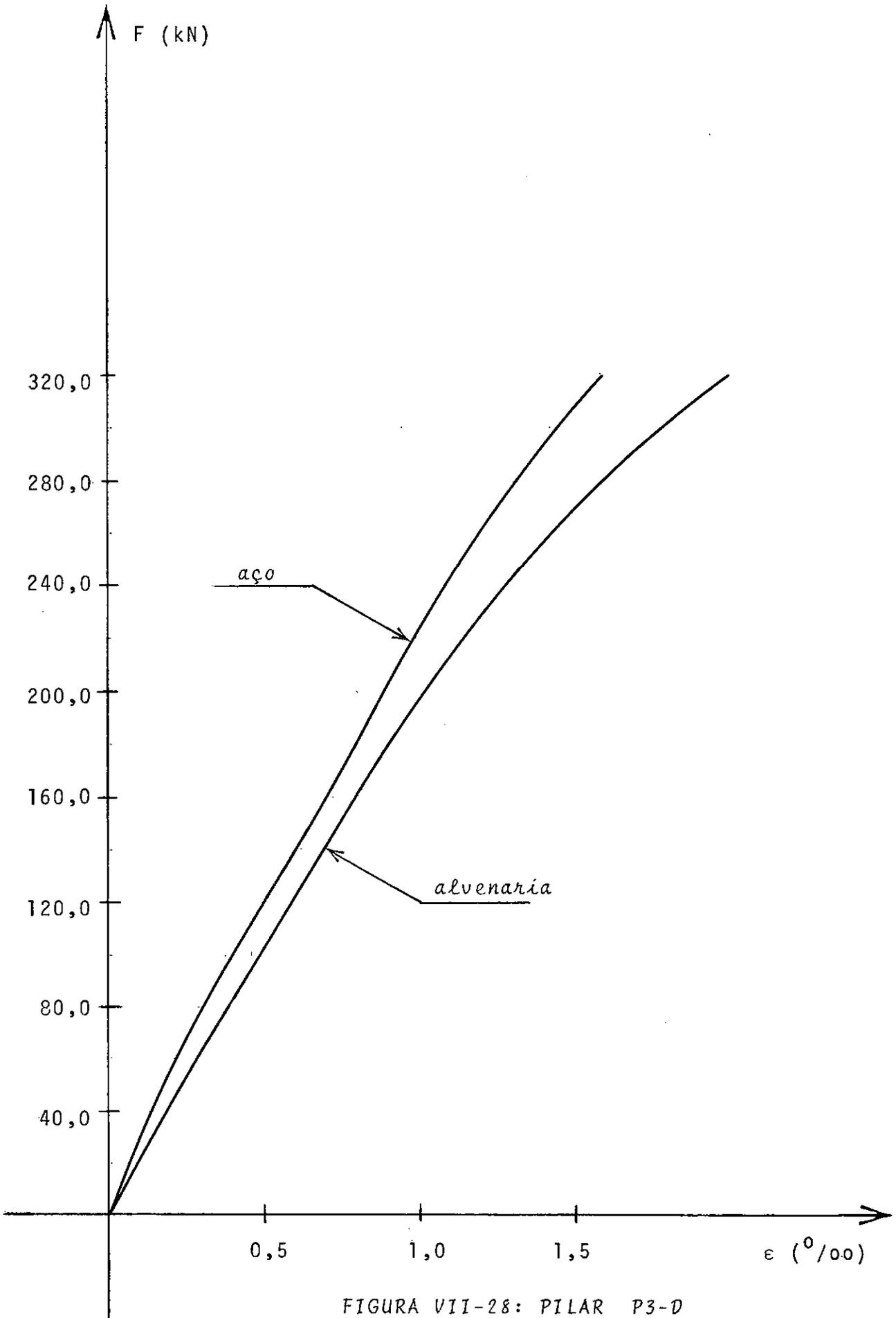


FIGURA VII-28: PILAR P3-D

P3 - E

Quadro VII - 29

| F (kN) | ϵ_b (‰) | ϵ_s (‰) |
|------------------------|------------------|------------------|
| 20,0 | 0,04 | 0,05 |
| 40,0 | 0,11 | 0,11 |
| 60,0 | 0,17 | 0,16 |
| 80,0 | 0,26 | 0,20 |
| 100,0 | 0,33 | 0,28 |
| 120,0 | 0,39 | 0,34 |
| 140,0 | 0,46 | 0,40 |
| 160,0 | 0,54 | 0,50 |
| 180,0 | 0,62 | 0,56 |
| 200,0 | 0,71 | 0,63 |
| 220,0 | 0,76 | 0,70 |
| 240,0 | 0,86 | 0,77 |
| 260,0 | 0,95 | 0,84 |
| 280,0 | 1,02 | 0,90 |
| 300,0 | 1,12 | 1,00 |
| 320,0 | 1,20 | 1,06 |
| 340,0 | 1,30 | 1,14 |
| *360,0 | 1,43 | 1,23 |
| 380,0 | 1,53 | 1,36 |
| 400,0 | 1,65 | 1,45 |
| 420,0 | 1,74 | 1,55 |
| 440,0 | 1,90 | 1,66 |
| F _u = 453,0 | | |

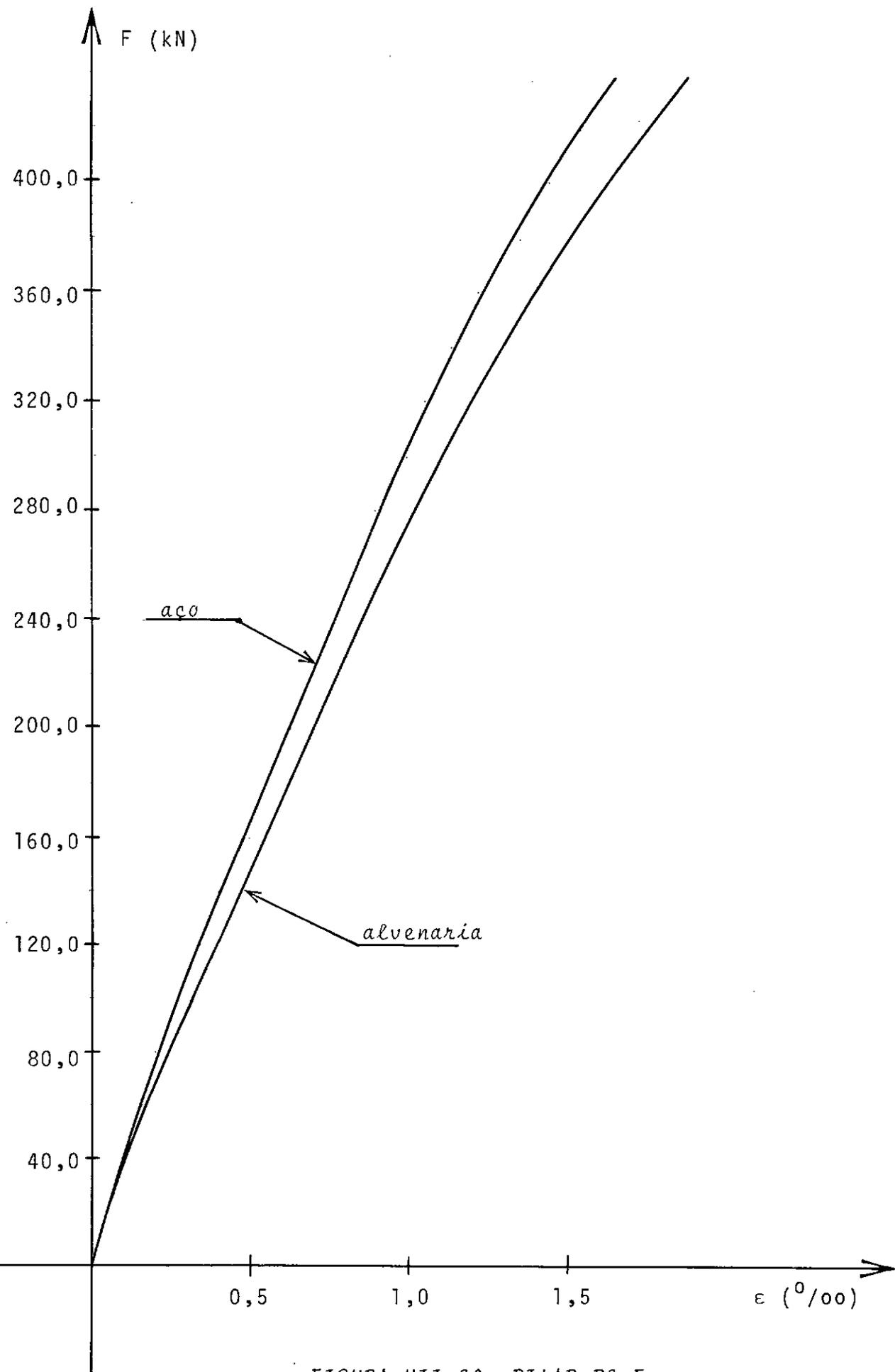


FIGURA VII-30: PILAR P3-E

Coeficiente de Segurança de Carga de Rotura

Os valores teóricos das cargas de compressão dos pilares são comparados com as cargas de rotura dos mesmos, conforme quadro abaixo.

Nota-se para os pilares sem armadura resultados superiores.

Quadro VII - 31

| PILARES | N_d (kN) | F_u (kN) | γ_c |
|---------|------------|------------|------------|
| P1-A | 16,52 | 153,00 | 9,26 |
| P1-B | 46,14 | 321,00 | 6,96 |
| P1-C | 60,64 | 382,00 | 6,30 |
| P1-D | 55,15 | 366,00 | 6,64 |
| P1-E | 74,05 | 380,00 | 5,13 |
| P2-A | 12,16 | 104,00 | 8,55 |
| P2-B | 41,64 | 310,00 | 7,44 |
| P2-C | 55,55 | 380,00 | 6,84 |
| P2-D | 50,71 | 322,00 | 6,35 |
| P2-E | 68,86 | 466,00 | 6,77 |
| P3-A | 17,20 | 103,50 | 6,02 |
| P3-B | 47,05 | 310,00 | 6,59 |
| P3-C | 61,47 | 361,00 | 5,87 |
| P3-D | 56,14 | 340,00 | 6,06 |
| P3-E | 74,94 | 453,00 | 6,04 |

Tensões na Alvenaria na Carga de Rotura

As tensões máximas na alvenaria, na última leitura próxima da rotura, são tiradas dos diagramas tensão-deformação dos pilares sem armadura, de cada lote de pilar respectivamente (Figuras IV - 9, IV - 10 e IV - 11), conforme os valores deste quadro seguinte.

Pode-se notar nos diagramas de cada pilar, o que poderíamos chamar de uma mudança de rigidez nesta região da rotura.

Quadro VII - 32

| PILARES | ϵ_b (‰) | σ_b (N/mm ²) | f_m (N/mm ²) |
|---------|------------------|---------------------------------|----------------------------|
| P1-A | 2,79 | 12,7 | 13,8 |
| P1-B | 1,24 | 7,6 | 13,8 |
| P1-C | 1,99 | 10,6 | 13,8 |
| P1-D | 1,66 | 9,4 | 13,8 |
| P1-E | 1,47 | 8,5 | 13,8 |
| P2-A | 1,31 | 5,9 | 7,0 |
| P2-B | 1,82 | 6,5 | 7,0 |
| P2-C | 1,37 | 6,0 | 7,0 |
| P2-D | 2,31 | 6,0 | 7,0 |
| P2-E | 1,46 | 6,1 | 7,0 |
| P3-A | 2,60 | 4,2 | 8,7 |
| P3-B | 2,89 | 4,4 | 8,7 |
| P3-C | 1,88 | 3,4 | 8,7 |
| P3-D | 1,98 | 3,5 | 8,7 |
| P3-E | 1,90 | 3,4 | 8,7 |

Tensões na Armadura na Carga de Rotura

As tensões máximas na armadura, na última leitura também próxima à rotura, são dadas pelo produto da deformação medida pelo módulo de elasticidade do aço $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$.

O aço não ter entrado em escoamento se deve ao fato de ter apresentado resultados em conformidade com as amostras das barras ensaiadas (quadro IV-13), pois os valores foram superiores aos nominais.

- Aço natural (CA-24)

Quadro VII - 33

| PILARES | ϵ_s (‰) | σ_s (N/mm ²) |
|---------|------------------|---------------------------------|
| P1-B | 1,15 | 241,5 |
| P1-C | 1,13 | 237,3 |
| P2-B | 1,37 | 287,7 |
| P2-C | 1,03 | 216,3 |
| P3-B | 1,51 | 317,1 |
| P3-C | 1,26 | 264,6 |

- Aço encruado (CA - 50B)

Quadro VII - 34

| PILARES | ϵ_s (‰) | σ_s (N/mm ²) |
|---------|------------------|---------------------------------|
| P1-D | 1,07 | 224,7 |
| P1-E | 1,16 | 243,6 |
| P2-D | 1,40 | 294,0 |
| P2-E | 1,46 | 306,6 |
| P3-D | 1,58 | 331,8 |
| P3-E | 1,66 | 348,6 |

".... Dos estados limites contra os quais se quer garantir uma certa segurança, o que maior interesse apresenta é o estado de "colapso" mas, no entanto, um excesso de tensões ou de deformações pode caracterizar outros estados, anteriores ao colapso, que também se constituem em estados limites.

Para que uma estrutura seja de resposta linear, além de ser constituída por material perfeitamente elástico ela deve ter uma geometria adequada.

Para peças tracionadas ou comprimidas axialmente, a estrutura manterá resposta linear enquanto o material tiver comportamento elástico perfeito, mesmo que, em virtude de um grande comprimento da peça, o acréscimo de alongamento seja muito grande.

De um modo geral, sempre que as rotações dos elementos da estrutura puderem ser desprezados em face da configuração inicial do sistema e dos efeitos que vão ser determinados, em lugar da configuração final deformada, considere-se a configuração inicial da estrutura, obtendo as chamadas "teorias de 1ª ordem".

Quando o carregamento atingir uma intensidade suficiente para que o primeiro ponto da peça entre em plastificação, será atingido o "primeiro estado-limite". No caso de barra tracionada axialmente, o escoamento do primeiro ponto de uma seção transversal coincide com o escoamento de todos os pontos dessa seção...." (5).

Coefficiente de Segurança da Carga de Primeiro Estado-Limite

Observando os gráficos dos pilares e admitindo que a alvenaria seja um material elástico ou elastoplástico ideal, uma vez atingida a carga de primeiro limite, isto é, no aparecimento das primeiras fissuras, a peça não tem possibilidades de suportar carregamentos maiores do que esse limite.

Os valores teóricos das cargas de compressão são comparados com os valores das cargas no aparecimento dessas primeiras fissuras, podendo-se notar uma coerência entre os pilares simples e armados de um mesmo lote.

Quadro VII - 35

| PILARES | N_d (kN) | N_u (kN) | γ |
|---------|------------|------------|----------|
| P1-A | 16,52 | 110,00 | 6,66 |
| P1-B | 46,14 | 320,00 | 6,93 |
| P1-C | 60,64 | 370,00 | 6,10 |
| P1-D | 55,15 | 340,00 | 6,16 |
| P1-E | 74,05 | 360,00 | 4,86 |
| P2-A | 12,16 | 90,00 | 7,40 |
| P2-B | 41,64 | 300,00 | 7,20 |
| P2-C | 55,55 | 370,00 | 6,66 |
| P2-D | 50,71 | 240,00 | 4,73 |
| P2-E | 68,86 | 390,00 | 5,66 |
| P3-A | 17,20 | 60,00 | 3,49 |
| P3-B | 47,05 | 280,00 | 5,95 |
| P3-C | 61,47 | 340,00 | 5,53 |
| P3-D | 56,14 | 260,00 | 4,63 |
| P3-E | 74,94 | 420,00 | 5,60 |

Tensões na Alvenaria na Carga de Primeiro Estado-Limite

Para o cálculo dessas tensões foram elaborados dois quadros:

- a) Tensões na alvenaria obtidas através do produto das deformações medidas no aparecimento das primeiras fissuras pelo módulo de deformação obtidos pelos pilares sem armadura (Quadro IV - 12), pois as deformações medidas situam-se no trecho linear do gráfico. Esse valores estão no quadro a seguir.

Quadro VII - 36

| PILARES | E_b (N/mm ²) | ϵ_b (‰) | σ_b (N/mm ²) | f_{bk} (N/mm ²) |
|---------|----------------------------|------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| P1-A | 6515 | 1,65 | 10,7 | 11,0 |
| P1-B | 6515 | 1,24 | 8,1 | 11,1 |
| P1-C | 6515 | 1,33 | 8,7 | 11,3 |
| P1-D | 6515 | 1,66 | 10,8 | 10,5 |
| P1-E | 6515 | 1,39 | 9,1 | 11,4 |
| P2-A | 7311 | 1,31 | 9,6 | 6,3 |
| P2-B | 7311 | 1,82 | 13,3 | 6,2 |
| P2-C | 7311 | 1,37 | 10,0 | 6,1 |
| P2-D | 7311 | 1,65 | 12,1 | 6,3 |
| P2-E | 7311 | 1,25 | 9,1 | 6,0 |
| P3-A | 6189 | 2,05 | 12,7 | 7,2 |
| P3-B | 6189 | 1,87 | 11,6 | 7,3 |
| P3-C | 6189 | 1,59 | 9,8 | 7,3 |
| P3-D | 6189 | 1,46 | 9,0 | 7,5 |
| P3-E | 6189 | 1,43 | 8,8 | 7,5 |

b) Tensões na alvenaria calculadas através da deformação na armadura, considerada de leitura muito mais precisa:

$$\sigma_b = E_b \epsilon_b$$

E admitindo $\epsilon_b = \epsilon_s$ entre os blocos de concreto (Figura VII - 37),

$$\sigma_b = E_b \epsilon_s$$

Sendo ϵ_s a deformação específica medida na armadura.

Essas tensões obtidas são comparadas com as tensões características reais da alvenaria obtidas para os lotes das lajotas (Quadro IV-8).

Quadro VII - 38

| PILARES | E_b (N/mm ²) | ϵ_s (°/oo) | σ_b (N/mm ²) | f_{bk} (N/mm ²) |
|---------|----------------------------|---------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| P1-B | 6515 | 1,15 | 7,5 | 11,1 |
| P1-C | 6515 | 1,13 | 7,4 | 11,3 |
| P1-D | 6515 | 1,07 | 7,0 | 10,5 |
| P1-E | 6515 | 1,10 | 7,2 | 11,4 |
| P2-B | 7311 | 1,37 | 10,0 | 6,2 |
| P2-C | 7311 | 1,03 | 7,5 | 6,1 |
| P2-D | 7311 | 1,06 | 7,7 | 6,3 |
| P2-E | 7311 | 1,19 | 8,7 | 6,0 |
| P3-B | 6189 | 1,48 | 9,1 | 7,3 |
| P3-C | 6189 | 1,22 | 7,5 | 7,3 |
| P3-D | 6189 | 1,20 | 7,4 | 7,5 |
| P3-E | 6189 | 1,23 | 7,6 | 7,5 |

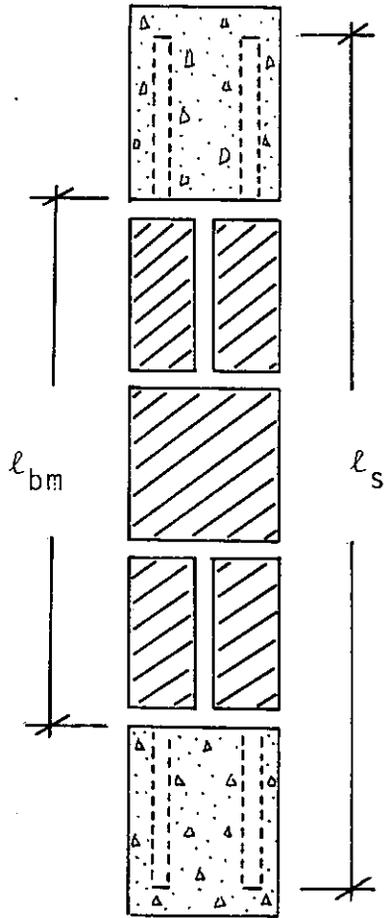


FIGURA VII-37

Tensões na Armadura na Carga de Primeiro Estado-Limite

As tensões na armadura na carga de estado-limite último, são dadas pelo produto da deformação medida pelo módulo de elasticidade do aço $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$.

Observa-se que para qualquer categoria das barras de aço utilizadas, os valores são praticamente os mesmos.

- Aço natural (CA-24)

Quadro VII - 39

| PILARES | ϵ_s (‰) | σ_s (N/mm ²) |
|---------|------------------|---------------------------------|
| P1-B | 1,15 | 241,5 |
| P1-C | 1,13 | 237,3 |
| P2-B | 1,37 | 287,7 |
| P2-C | 1,03 | 216,3 |
| P3-B | 1,48 | 310,8 |
| P3-C | 1,22 | 256,2 |

- Aço encruado (CA-50B)

Quadro VII - 40

| PILARES | ϵ_s (‰) | σ_s (N/mm ²) |
|---------|------------------|---------------------------------|
| P1-D | 1,07 | 224,7 |
| P1-E | 1,10 | 231,0 |
| P2-D | 1,06 | 222,6 |
| P2-E | 1,19 | 249,9 |
| P3-D | 1,20 | 252,0 |
| P3-E | 1,23 | 258,3 |

VIII - Conclusões

1) Para a determinação das tensões características da alvenaria (tijolo + argamassa de assentamento), o Anteprojeto admite 2 opções de cálculo:

a) Pelo item 5.11:

É adotada a fórmula (IV-7) que tem como componentes a resistência média do elemento e a resistência da argamassa.

Utilizando, para cada lote de pilar, os módulos de deformação para a alvenaria tirados dos pilares simples, obtemos para os armados na ocasião das primeiras fissuras tensões equivalentes às tensões características reais calculadas para cada peça, como pode ser visto nos (Quadros VII - 36 e VII - 38).

O módulo de deformação dos pilares sem armadura, uma constante para todos os pilares de um mesmo lote, foi fixado devido ao traço e fator água-cimento das peças serem os mesmos, ocasionando valores equivalentes da resistência da argamassa.

b) Pelo item 5.12:

Podemos ler: "A resistência à compressão característica da alvenaria poderá ser também determinada por meio de ensaios de corpos de prova prismáticos de alvenaria, com altura H aproximadamente igual ao dobro da menor dimensão d da seção transversal, executados de modo similar ao adotado na execução da alvenaria e adequadamente capeados nos topos e considerar-se-ã como resistência característica a resistência média obtida nesses ensaios, na idade de 28 dias diminuída de 1,65 o desvio padrão".

Como não foram realizados corpos de prova das peças executadas, tomaremos os valores dos pilares simples para comparã-los com os armados de cada lote:

A análise será feita na ocasião da carga de primeiro estado-limite em comparação direta entre resis-

tensões características, não havendo condições de determinar as tensões de rotura e nem um número suficiente de corpos de prova para se aplicar a fórmula do desvio padrão.

Nesses pilares sem armadura, as tensões na ocasião das primeiras fissuras serão dadas pela divisão das cargas pela seção transversal das peças, conforme o quadro a baixo.

Quadro VIII - 1

| PILARES | A_b (mm ²) | N_u (kN) | σ_b (N/mm ²) |
|---------|--------------------------|------------|---------------------------------|
| P1-A | 11800 | 110,0 | 9,3 |
| P2-A | 15200 | 90,0 | 5,9 |
| P3-A | 17200 | 60,0 | 3,5 |

Continuando o mesmo item 5.12: "Admite-se que a resistência de corpos de prova prismáticos de alvenaria com outras relações H/d se relacione com a resistência básica dos corpos de prova com H/d = 2 de acordo com os seguintes índices:

| H/d | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 5,0 | 10,0 | " |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|---|
| Índice | 125 | 112 | 100 | 90 | 83 | 70 | 60 | |

No quadro a seguir pode ser visto o que seria a tensão característica dos lotes dos pilares com os índices interpolados definidos para apenas um corpo de prova.

Quadro VIII - 2

| PILARES | l_{bm}/d_b | σ_b (N/mm ²) | Índice | f_{bk} (N/mm ²) |
|---------|--------------|---------------------------------|--------|-------------------------------|
| P1-A | 7,4 | 9,3 | 65 | 11,4 |
| P2-A | 6,7 | 5,9 | 68 | 8,6 |
| P3-A | 7,0 | 3,5 | 67 | 5,2 |

As tensões dadas pela divisão das cargas pela seção transversal (Quadro VIII-1) forneceram através de índices as tensões características dos lotes dos pilares (Quadro VIII-2). Comparando essas com as tensões características reais calculadas para os pilares, e as tensões na alvenaria determinadas pelo produto das deformações pelo módulo de deformação da alvenaria calculada na origem (Quadros VII-36 e VII-38) e verificando através dos diagramas carga x deformação dos pilares, que até o instante em que a peça começa a fissurar é caracterizada a existência de uma relação linear e homogênea entre essas tensões e as deformações relativas, podendo então a alvenaria ser considerada perfeitamente elástica valendo a lei de Hooke generalizada.

Para o diagrama característico à compressão da alvenaria, apesar de haver acréscimos de deformações e cargas até a rotura, será conveniente considerar apenas o regime elástico (Figura VIII-3). Pode-se notar que na maioria desses pilares as tensões características determinadas pela fórmula (IV-7) são sempre inferiores às determinadas nas cargas de primeiro estado-limite (Quadros VII-36 e VII-38), e os seus valores estarão sempre a favor da segurança.

Para o diagrama de cálculo à compressão da alvenaria, uma fase elástica é determinada até um valor máximo de tensão dada por uma minoração da tensão característica, e um certo trecho de acomodação plástica pode ser admitido até uma limitação dada pela média aritmética das deformações características e de cálculo (Figura VIII-4).

Os conceitos emitidos nesta primeira conclusão possuem uma certa conformidade com a verificação do estado-limite de formação de fissuras em compressão para o concreto armado, conforme o artigo R.42,322 das recomendações do CEB.

2) A armadura nas colunas de alvenaria armada pelo Anteprojeto no item 5.5 possuem valores fixados para as tensões admissíveis tanto à tração como à compressão das diversas categorias das barras de aço.

Nos valores de rotura para os pilares montados com barras de aço natural a armadura estava prestes a atin

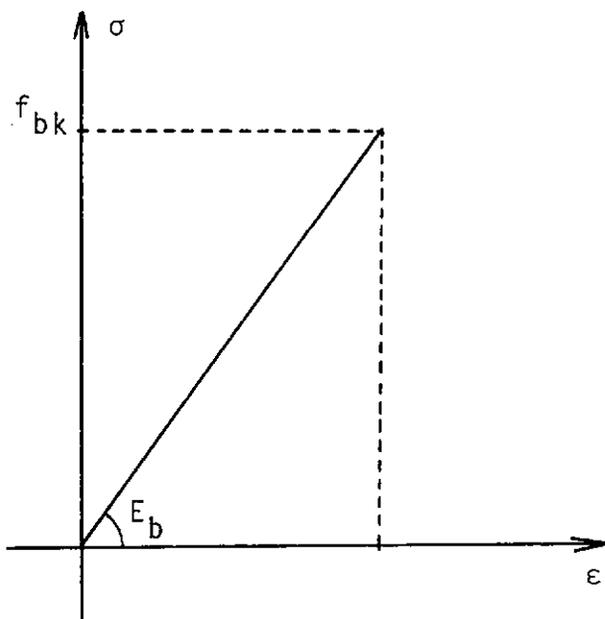


FIGURA VIII-3

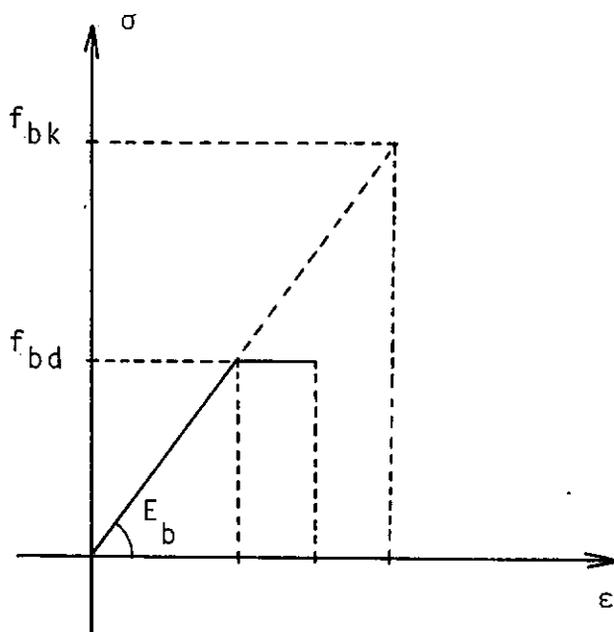


FIGURA VIII-4

gir o patamar de escoamento, sendo que alguns entraram nessa face como o P1-C (Quadro VII - 5) e o P3-B (Quadro VII-23). Para peças executadas com aço encruado, as tensões calculadas na rotura ficaram claramente dentro do regime elástico, mas com valores similares aos encontrados para os anteriores.

Analisando os resultados das tensões e das deformações na armadura para a carga de "primeiro estado-limite" pode-se notar que para qualquer categoria das barras de aço foi atingido o limite de resistência do aço CA-24, sendo então conveniente para o diagrama característico da armadura à compressão unicamente a fase elástica dessa categoria (Figura VIII -5).

O diagrama de cálculo da armadura à compressão, passa a ser definido com uma fase elástica cujo valor máximo de tensão é limitado pelas deformações permitidas na alvenaria (Figura VIII - 6).

Essa hipótese é adotada no artigo R.42, III das recomendações do CEB que diz no seu primeiro item:

"a) sob a influência das solicitações, as armaduras sofrem as mesmas deformações que o concreto adjacente suposto não fissurado e as seções de concreto permanecem planas desde que a relação l_0/d da distância entre os pontos de momento nulo e a altura útil seja superior a 2;".

3) A influência real das colunetas formadas pelas argamassas de injeção fina na resistência à compressão das peças, pode ser vista no quadro abaixo, em que a tensão da argamassa é tirada dos quadros IV-4, IV-5 e IV-6 e a área efetiva é diminuída das barras de aço (quadro IV-13).

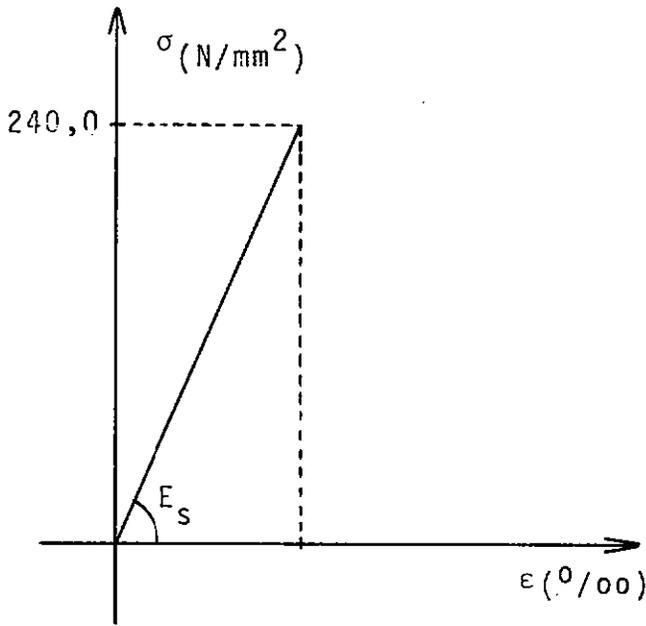


FIGURA VIII-5

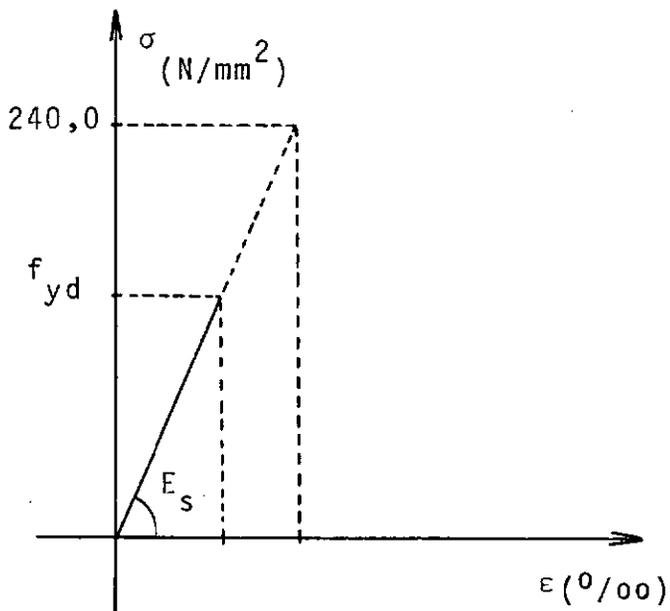


FIGURA VIII-6

Quadro VIII - 7

| PILARES | $f_{cc}(N/mm^2)$ | $A_e (mm^2)$ | $N_c (KN)$ |
|---------|------------------|--------------|------------|
| P1-B | 11,8 | 1780 | 21,0 |
| P1-C | 12,6 | 2670 | 33,6 |
| P1-D | 15,1 | 1692 | 25,5 |
| P1-E | 12,6 | 2538 | 31,9 |
| P2-B | 14,9 | 2836 | 42,2 |
| P2-C | 14,2 | 4254 | 60,4 |
| P2-D | 14,3 | 2748 | 39,3 |
| P2-E | 16,0 | 4122 | 65,9 |
| P3-B | 10,8 | 2495 | 26,9 |
| P3-C | 11,9 | 3742 | 44,5 |
| P3-D | 11,8 | 2407 | 28,4 |
| P3-E | 13,6 | 3610 | 49,1 |

No momento do aparecimento das primeiras fissuras em que a alvenaria praticamente não poderia mais trabalhar, os pilares ficaram sustentados pela armadura e essas argamassas de injeção. Uma comprovação pode ser dada comparando as cargas de compressão real calculadas para essas argamassas com as diferenças entre as cargas de rotura e de "primeiro estado-limite".

Quadro VIII - 8

| PILARES | F_u (kN) | N_u (kN) | $F_u - N_u$ (kN) | N_c (kN) |
|---------|------------|------------|------------------|------------|
| P1-B | 321,0 | 320,0 | 1,0 | 21,0 |
| P1-C | 382,0 | 370,0 | 12,0 | 33,6 |
| P1-D | 366,0 | 340,0 | 26,0 | 25,5 |
| P1-E | 380,0 | 360,0 | 20,0 | 31,9 |
| P2-B | 310,0 | 300,0 | 10,0 | 42,2 |
| P2-C | 380,0 | 370,0 | 10,0 | 60,4 |
| P2-D | 322,0 | 240,0 | 82,0 | 39,3 |
| P2-E | 466,0 | 390,0 | 76,0 | 65,9 |
| P3-B | 310,0 | 280,0 | 30,0 | 26,9 |
| P3-C | 361,0 | 340,0 | 21,0 | 44,5 |
| P3-D | 340,0 | 260,0 | 80,0 | 28,4 |
| P3-E | 453,0 | 360,0 | 73,0 | 49,1 |

É notada principalmente esta influência no caso dos pilares P2-E e P3-E. Essas peças de maior número de barras de aço e de área efetiva, tiveram com as similares diferenças grandes na carga de rotura mas muito pouca nas de "primeiro estado-limite", juntamente com os valores superiores alcançados pelas argamassas.

Deve-se realçar que esses valores superiores alcançados pelas argamassas de injeção garantiram somente um intervalo maior entre as cargas de primeiro estado-limite e de colapso.

4) Baseado nas conclusões anteriores pode-se propor então uma fórmula para o cálculo das colunas de alvenaria armada solicitadas à compressão axial, para os lotes das lajotas, pois a do Anteprojeto apresentou coeficientes de segurança muito elevados (Quadro VII - 31). Para isso, é necessário fixar os valores dos coeficientes de cada material.

- ALVENARIA

Para efeito de projeto, as tensões características calculadas pela fórmula (IV-7) levam em conta a tensão média do elemento e uma tensão na argamassa de assentamento no valor de $12,5 \text{ N/mm}^2$ como pode ser visto no item 5.14.

As tensões de cálculo serão dadas pela divisão das tensões características por um coeficiente no valor de 3,0.

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_b \quad (\text{VIII} - 9)$$

Esse coeficiente pode ser desmembrado no produto de 2 fatores:

- 1,5 para as cargas, coeficiente adotado pelo CEB conforme o artigo -R.22,211.
- 2,0 para a alvenaria (tijolo + argamassa de assentamento)

Quadro VIII - 10

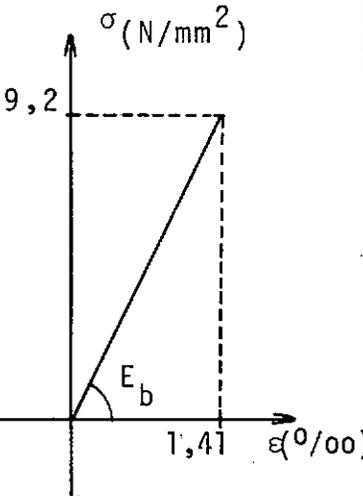
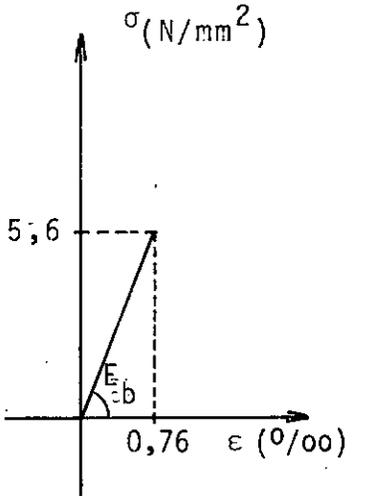
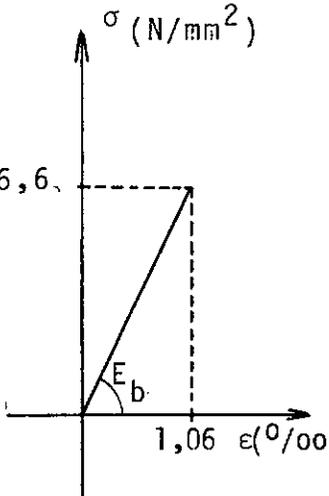
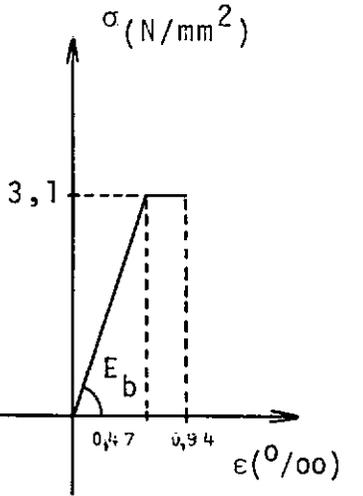
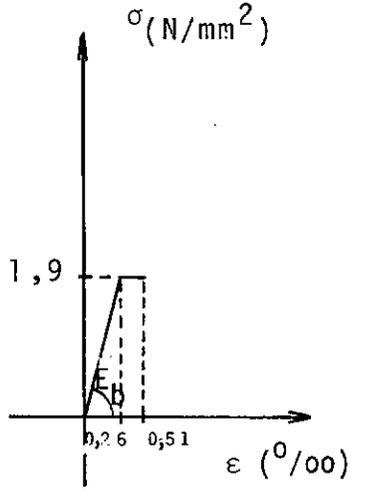
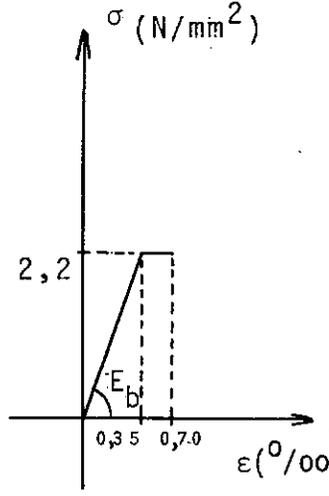
| Lotes Pilares | $f_m(\text{N/mm}^2)$ | $f_{cc}(\text{N/mm}^2)$ | $f_{bk}(\text{N/mm}^2)$ | $f_{bd}(\text{N/mm}^2)$ |
|---------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Lote P1 | 13,8 | 12,5 | 9,2 | 3,1 |
| Lote P2 | 7,0 | 12,5 | 5,6 | 1,9 |
| Lote P3 | 8,7 | 12,5 | 6,6 | 2,2 |

Os diagramas característicos, os de cálculo e as deformações correspondentes são traçados e calculados com os módulos de deformação dos lotes dos pilares (Quadro IV - 12), conforme pode ser visto no quadro VIII - 11

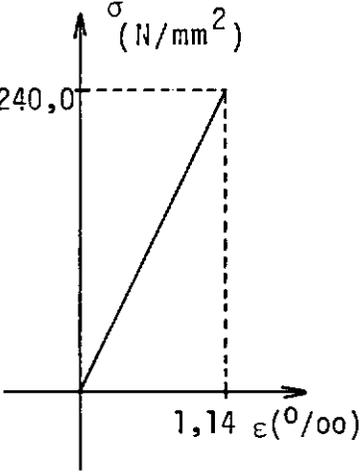
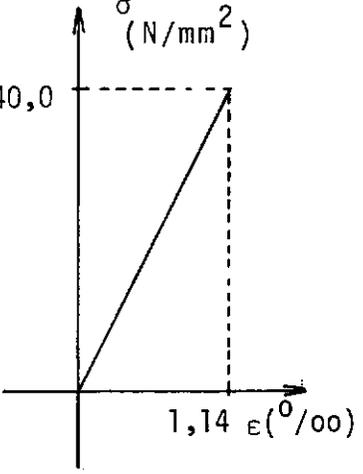
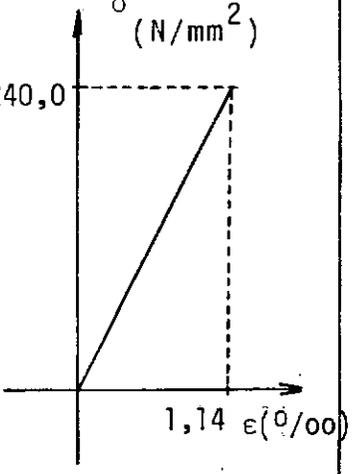
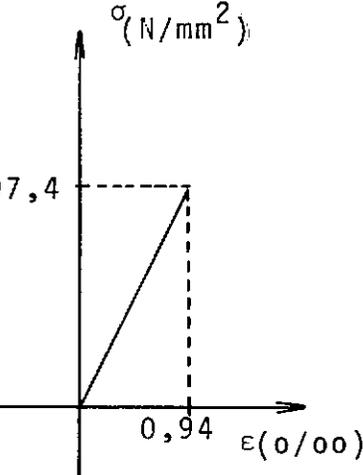
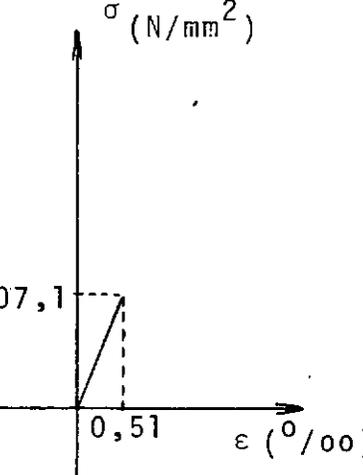
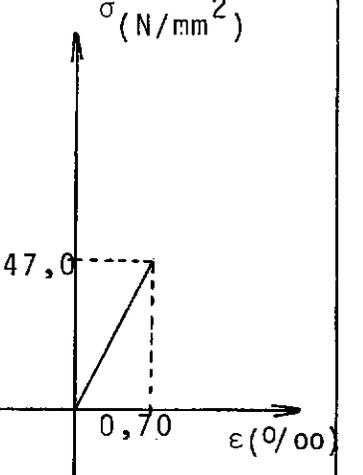
- AÇO

As tensões máximas para a armadura de qualquer categoria, são calculadas pelas deformações permitidas na alvenaria pelo diagrama de cálculo, de acordo com o Quadro VIII - 12.

QUADRO VIII-11

| LOTE P1 | LOTE P2 | LOTE P3 |
|--|---|--|
| $E_b = 6515 \text{ N/mm}^2$ | $E_b = 7311 \text{ N/mm}^2$ | $E_b = 6189 \text{ N/mm}^2$ |
| <p>DIAGR. CARACT.</p>  | <p>DIAGR. CARACT.</p>  | <p>DIAGR. CARACT.</p>  |
| <p>DIAGR. CĂLCULO</p>  | <p>DIAGR. CĂLCULO</p>  | <p>DIAGR. CĂLCULO</p>  |

QUADRO VIII- 12.

| LOTE P1 | LOTE P2 | LOTE P3 |
|--|---|--|
| $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ | $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ | $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ |
| <p>DIAGR. CARACT.</p>  | <p>DIAGR. CARACT.</p>  | <p>DIAGR. CARACT.</p>  |
| <p>DIAGR. CÁLCULO</p>  | <p>DIAGR. CÁLCULO</p>  | <p>DIAGR. CÁLCULO</p>  |

- CÁLCULO

As cargas para o cálculo das colunas de alvenaria solicitadas à compressão axial, aproveitando os materiais nos seus limites máximos, serão dadas por:

$$N_d = f_{bd} A_b + f_{yd} A'_s \quad (\text{VIII} - 13)$$

Os valores para as áreas de alvenaria e armadura são tirados dos Quadros VI - 3 e VI - 7, respectivamente.

Essas cargas de cálculo são comparadas com as de primeiro estado-limite conforme o quadro a seguir, e os coeficientes determinados apresentariam valores superiores se fossem consideradas as cargas de segundo estado-limite ou de colapso.

Quadro VIII - 14

| PILARES | $f_{bd} A_b$ (kN) | $f_{yd} A'_s$ (kN) | N_d (kN) | N_u (kN) | γ_d |
|---------|-------------------|--------------------|------------|------------|------------|
| P1-A | 36,58 | - - | 36,58 | 110,00 | 3,00 |
| P1-B | 42,32 | 89,22 | 131,54 | 320,00 | 2,43 |
| P1-C | 45,19 | 133,83 | 179,02 | 370,00 | 2,06 |
| P1-D | 42,32 | 89,22 | 131,54 | 340,00 | 2,58 |
| P1-E | 45,19 | 133,83 | 179,02 | 360,00 | 2,01 |
| P2-A | 28,88 | - - | 28,88 | 90,00 | 3,11 |
| P2-B | 34,40 | 48,41 | 82,81 | 300,00 | 3,62 |
| P2-C | 37,16 | 72,61 | 109,77 | 370,00 | 3,37 |
| P2-D | 34,40 | 48,41 | 82,81 | 240,00 | 2,89 |
| P2-E | 37,16 | 72,61 | 109,77 | 390,00 | 3,55 |
| P3-A | 37,84 | - - | 37,84 | 60,00 | 1,58 |
| P3-B | 43,49 | 66,44 | 109,93 | 280,00 | 2,54 |
| P3-C | 46,31 | 99,66 | 145,97 | 340,00 | 2,33 |
| P3-D | 43,49 | 66,44 | 109,93 | 260,00 | 2,36 |
| P3-E | 46,31 | 99,66 | 145,97 | 360,00 | 2,46 |

5) Resumo das principais sequências para o cálculo e verificação à compressão axial de pilares simples e armados de tijolos cerâmicos vazados:

- Antes da execução da obra

- a) determinar através de ensaios dos lotes dos tijolos as tensões médias dos elementos;
- b) calcular as tensões características dos lotes dos tijolos pela fórmula dada no item 5.11 do Anteprojeto, utilizando um valor de resistência para a argamassa de assentamento de no mínimo $12,5 \text{ N/mm}^2$ conforme 5.14;
- c) ensaiar corpos prismáticos de alvenaria dos lotes dos tijolos, de acordo com o item 5.12 para a determinação dos módulos de deformação para a alvenaria;
- d) adotar para tensão de cálculo para a alvenaria dos lotes dos tijolos a tensão característica dividida por um coeficiente de valor mínimo 3,0;
- e) os diagramas característicos e de cálculos para a alvenaria são os definidos na primeira conclusão (Figuras VIII - 3 e VIII - 4);
- f) para a armadura, o diagrama característico de qualquer categoria de barras de aço é tomado o da fase elástica do CA-24 e a tensão máxima de cálculo é determinada pelo produto do módulo de elasticidade do aço $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ pela máxima deformação permitida no diagrama de cálculo da alvenaria;
- g) a fórmula para o cálculo dos pilares será:

$$N_d = f_{bd} A_b + f_{yd} A'_s \quad , \text{ e o valor encontrado}$$

deverá ser comparado com as cargas de serviço sem majoração.

Formadas por elementos pré-moldados, isto é, de resistência média fixa, seria favorável nos diversos lotes de tijolos para uma mesma obra, a criação de intervalos de resistência para inserir as cargas atuantes das peças projetadas.

- Na execução da obra

- h) adotar para os pilares armados uma argamassa de injeção de resistência mínima $12,5 \text{ N/mm}^2$ conforme 5.14;
- i) para cada peça executada formar corpos de prova de acordo com o item 5.12 e compará-los com a tensão característica de projeto.

6) A EB-20 na classificação das categorias das lajotas (Tipo 2), determina que os ensaios sejam feitos segundo a MB-53. Como esta não normaliza o ensaio pela face dos furos, será usado a tabela do item 7.1 do Anteprojeto.

Segundo os valores contidos nesta, somente as lajotas de lote P1 estão classificadas na 2ª categoria de resistência e as demais não constam nessa classificação, isto é, teriam que ser recusadas para construção de alvenaria estrutural.

Quanto à absorção, fator bem decisivo em elementos sob a ação das intempéries, montou-se uma tabela com valores aparentes:

- tomou-se 3 elementos de cada lote e foram pesados;
- mergulhou-se em água por 24 horas e novamente pesados;
- foram devidamente capeados e ensaiados à compressão.

Quadro VIII - 15

| LOTES PILARES | Q_s (gf) | Q_u (gf) | f_m (N/mm^2) | ω_a (%) |
|---------------|------------|------------|---------------------------|----------------|
| Lote P1 | 1487 | 1793 | 12,7 | 20,57 |
| Lote P2 | 2197 | 2680 | 6,2 | 21,98 |
| Lote P3 | 2843 | 3420 | 7,6 | 20,29 |

A escolha desse processo deve-se ao fato de que se puder montar uma relação entre estes valores e a resistência média do elemento, se tenha informações sobre os tijolos em uma obra com métodos extremamente simples.

As porcentagens da absorção são próximas enquanto as resistências são bem diferentes, podendo concluir a menos de um incremento de taxa muito pequeno, pela impossibilidade desse método pois a umidade pode ser um fator decisivo.

7) É viável e deve-se desenvolver projetos e construções em alvenaria estrutural de tijolos cerâmicos furados, porém é preciso deixar bem claro que não se pretende substituir o concreto armado nos seus valores de resistência, sendo uma opção resistente em situações econômicas decisivas.

O domínio da alvenaria estrutural deve ser entendido como o uso obrigatório desse material nos seus máximos valores, e complementando o exposto nos capítulos iniciais podemos avançar uma primeira definição:

"Alvenaria armada de tijolo vazado de barro vem a ser a junção desse elemento com barras de aço através de uma quantidade limitada de argamassa de injeção para o funcionamento do conjunto, pois além desse limite passa a ter características de estrutura mista".

ANEXO I

ILUSTRAÇÃO FOTOGRAFICA

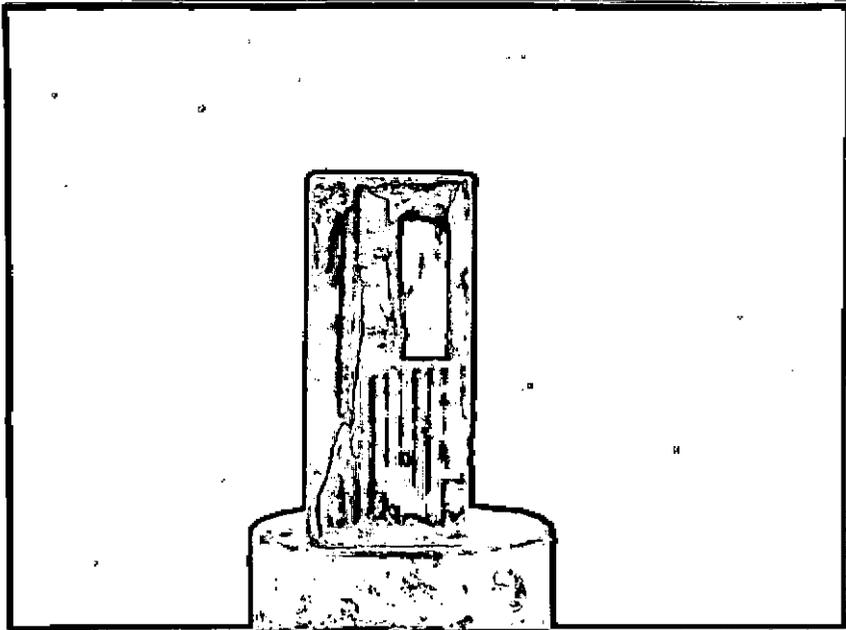


FOTO 1- Ensaio do tijolo pela face dos furos (Ensaio COPPE)
Observar que pela janela aberta ao se descascar a face do material o plano de fissura abrange todo o material.



FOTO 2- Em alguns tijolos e pilares a rotura se deu por flambagem da face externa do material.

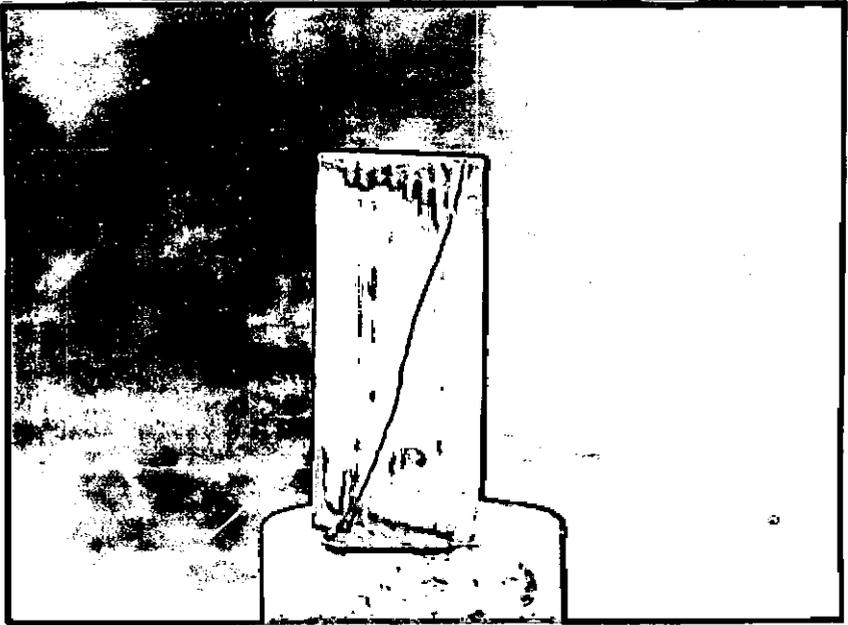


FOTO 3 - Rompimento do elemento num ângulo de aproximadamente 60° .

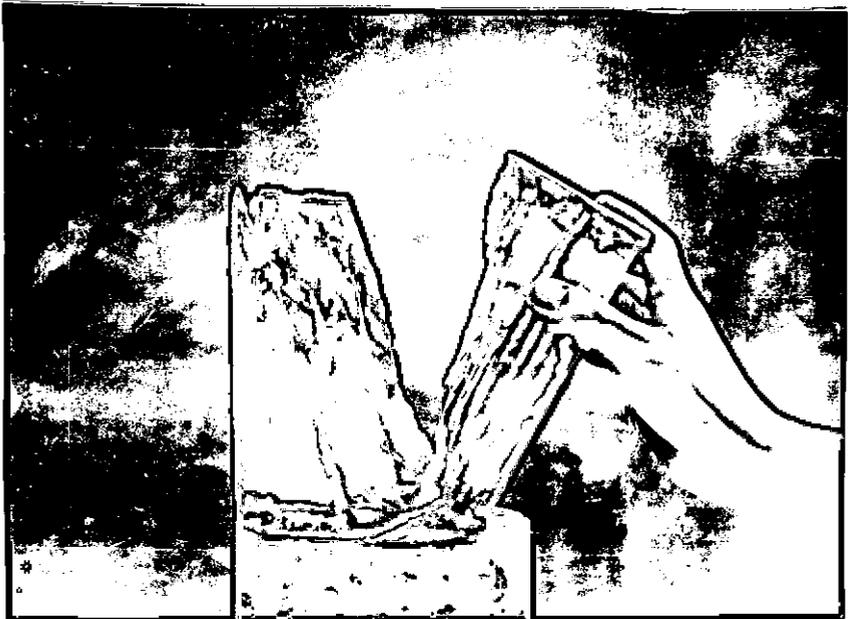


FOTO 4 - Mostra-se a separação desse elemento. Tipo de rotura da grande maioria das peças



FOTO 5 - Esquema típico da execução dos pilares.



FOTO 6 - Colocação dos estribos em cada junta horizontal.

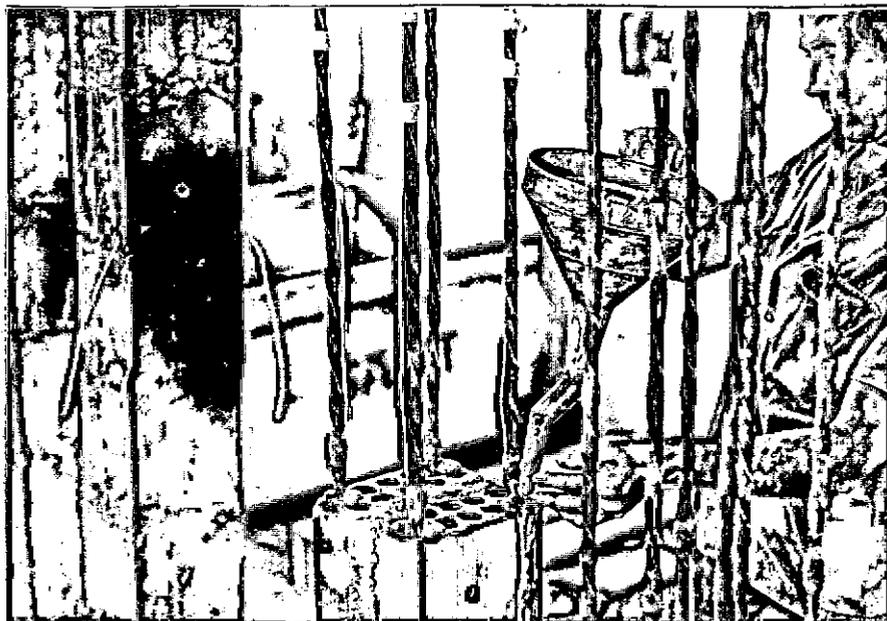


FOTO 7 - A introdução da argamassa de injeção somente nos furos dos tijolos que continham a armadura.



FOTO 8 - Detalhe da vibração manual dessa argamassa de injeção com uma vareta de aço.



FOTO 9 - Rompimento de um pilar sem armadura.

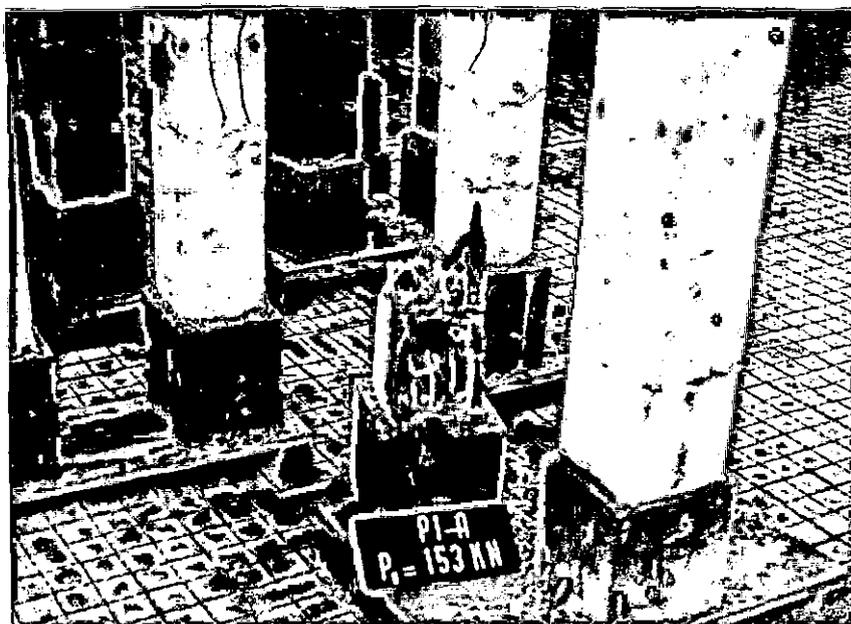


FOTO 10 - Em qualquer dos pilares simples houve a separação da peça em duas partes. Nota-se o plano inclinado de rotura.



FOTO 11 - Rotura de um pilar armado com aço natural. Apesar de ser visível o descascamento das faces externas houve o rompimento de toda a seção.

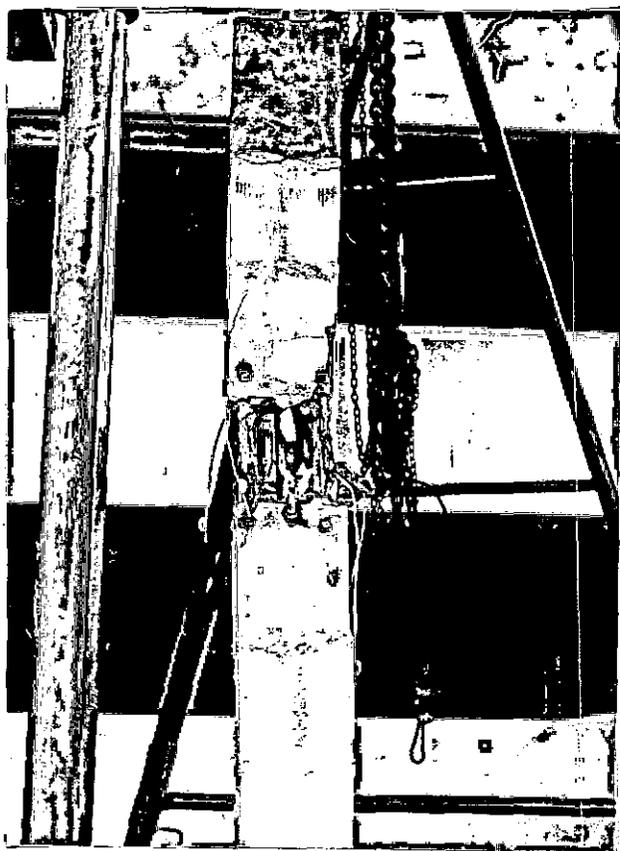


FOTO 12 - Desmontagem de um pilar armado com aço encruado. A rotura desses pilares sempre ocorreu na seção média.

ANEXO II

NORMA PARA CALCULO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA
ARMADA OU PARCIALMENTE ARMADA (ANTE-PROJETO)

Elaborado pelo Eng^o Fernando Luiz Lobo B. Carneiro

1. GENERALIDADES

1.1 - Objetivo

Esta norma fixa as condições gerais que devem ser obedecidas no cálculo e na execução de estruturas de edifícios de alvenaria armada ou parcialmente armada. Além das condições desta Norma, devem ser obedecidas as de outras normas especiais citadas e as exigências peculiares a cada caso.

1.2 - Definições

1.21 - Estruturas de alvenaria armada

Estruturas de alvenaria armada são estruturas em alvenaria projetadas e executadas de acordo com esta Norma, com armadura embutida na argamassa de tal maneira que os dois materiais, armadura e alvenaria, constituam um todo solidário, capaz de resistir às solicitações que possam ocorrer. Nas estruturas de alvenaria armada será sempre disposta armadura pelo menos igual à estabelecida em 6.21 e 6.22.

1.22 - Estruturas de alvenaria parcialmente armada

Estruturas de alvenaria parcialmente armada são estruturas de alvenaria projetadas e executadas de acordo com esta Norma, nas quais é disposta armadura apenas em algumas regiões, para resistir a eventuais esforços de flexão, sendo as partes restantes consideradas como de alvenaria simples. Nas estruturas de alvenaria parcialmente armada, será, além disso, disposta a armadura de reforço em torno das aberturas, previstas em 6.23.

1.3 - Projeto das estruturas

As estruturas de alvenaria armada ou parcialmente armada deverão obedecer a projetos elaborados de acordo com esta Norma. Esses projetos compreenderão cálculos estáticos, desenhos e memorial justificativo, e são poderão ser assinados por profissionais diplomados, de acordo com a legislação em vigor. Nos de-

senhos do projeto deverão constar expressamente as características dos materiais empregados: elementos de alvenaria (tijolos ou blocos), argamassa de assentamento, argamassa de enchimento ou injeção ("grout") e armadura (v. capítulo 7). No caso de edifícios industriais o memorial justificativo deverá incluir o esquema de localização das cargas consideradas.

2. CARGAS E COAÇÕES

As influências, cargas e coações, a considerar no cálculo das estruturas consideradas nesta Norma, são as definidas na norma brasileira NB-5 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios, e, naquilo que for cabível, no Capítulo II da norma brasileira NB-1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.

3. ESFORÇOS SOLICITANTES.

O cálculo dos esforços solicitantes será feito de acordo com os princípios da Estática das Construções, e, naquilo que for aplicável em cada caso, com o disposto no Capítulo II da norma brasileira NB-1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.

4. ESFORÇOS RESISTENTES

4.1 - Compressão axial

O cálculo das peças de alvenaria armada ou parcialmente armada solicitadas à compressão axial será feito em função das cargas de serviço, sem majoração, e das tensões admissíveis fixadas no capítulo 5. Será considerada a seção transversal útil da alvenaria não revestida, acrescida, quando for o caso, da seção transversal dos furos verticais preenchidos com argamassa de enchimento ou injeção ("grout"). No caso de alvenaria constituída por elementos maciços, ou elementos furados com seção útil igual a pelo menos 75% de seção bruta, será considerada a seção bruta de alvenaria não revestida. A contribuição da armadura longitudinal no cálculo do esforço de compressão axial admissível só será considerada nas colunas de alvenaria armada, e tomando-se apenas metade da área da seção transversal dessa armadura. Essa contribuição será desprezada nas paredes de alvena

ria armada, exceto nas faixas verticais dessas paredes que forem calculadas e armadas como colunas embutidas, cuja largura não poderá ser maior que a extensão da carga parcial aplicada no topo da parede acrescida de 4 vezes a espessura da parede, nem que a soma das semi-distâncias do centro dessa carga aos centros das cargas vizinhas.

$$\text{Colunas: } \bar{N} \leq S_{\text{alv.}} \left[\bar{\sigma}_{\text{alv.}} + 0,5\mu \bar{\sigma}_f \right]$$

$$\text{Paredes: } \bar{N} \leq S_{\text{alv.}} \bar{\sigma}_{\text{alv.}}$$

sendo: \bar{N} o esforço máximo de compressão axial admissível, $S_{\text{alv.}}$ a área útil da seção transversal da alvenaria, S_f a área da seção transversal da armadura longitudinal, $\mu = S_f/S_{\text{alv.}}$ a taxa de armadura longitudinal, $\bar{\sigma}_{\text{alv.}}$ a tensão admissível na alvenaria, definida em 5.2 1, e $\bar{\sigma}_f$ a tensão admissível na armadura, definida em 5.52.

4.2 - Flambagem

Sempre que a relação entre a altura livre h entre os apoios transversais (pisos ou tetos) e a menor espessura d da seção transversal da alvenaria não revestida for superior a 10, a carga axial admissível \bar{N} deverá ser reduzida, multiplicando-se o valor calculado, segundo 4.1, pelos coeficientes:

$$\text{Colunas: } 1,3 - 0,03 \ h/d \leq 1$$

$$\text{Paredes: } 1,17 - 0,017 \ h/d \leq 1$$

4.3 - Cintamento

Consideram-se cintadas as colunas de alvenaria armada cuja armadura transversal satisfaça às seguintes condições:

- estribos circulares ou retangulares fechados;
- espaçamento: ≤ 10 cm;
- volume dos estribos referido ao volume de alvenaria limitado transversalmente pelo eixo dos estribos: $\geq 0,6\%$;

- estribos convenientemente ancorados, e de preferência com as emendas soldadas.

Nas colunas cintadas o esforço axial compressão admissível \bar{N} , calculado de acordo com 4.1 e 4.2, poderá ser acrescido de 2 5%.

4.4 - Flexão simples

O cálculo das peças de alvenaria armada submetidas a esforços de flexão simples será feito em função das cargas de serviço, sem majoração, e das tensões admissíveis fixadas no Capítulo 5, em 5.22, no estágio II, supondo-se válida a hipótese das seções planas e nula a resistência da alvenaria aos esforços de tração oriundas da flexão. Nesse cálculo o módulo de elasticidade da alvenaria será suposto igual a $1.000 \sigma_R$ alv.

4.5 - Flexão composta

O cálculo das peças de alvenaria armada submetidas a esforços de flexão composta será feito pela verificação da condição

$$\frac{N}{\bar{N}} + \frac{M}{\bar{M}} \leq 1$$

sendo N e M a força normal e o momento fletor correspondentes às cargas de serviço, sem majoração, \bar{N} o esforço máximo admissível de compressão axial, calculado segundo 4.1 e 4.3, e \bar{M} o momento fletor máximo admissível, calculado como se não houvesse força normal, segundo 4.4. Deverá, além disso, ser verificada a flambagem, segundo 4.2.

Quando a excentricidade $e = \frac{M}{N}$ da força normal for inferior ou no máximo igual a $1/3$ da dimensão da seção transversal paralela ao plano de flexão, o cálculo do momento fletor máximo admissível \bar{M} poderá ser feito no estágio I, isto é, supondo-se a alvenaria não fissurada, com sua seção íntegra.

O cálculo das peças de alvenaria parcialmente armada, submetidas à flexão composta, nas regiões onde não houver armadura para resistir aos esforços de tração oriundos da flexão, será fei

to supondo-se válida a hipótese das seções planas e nula a resistência  tração da alvenaria, tomando-se para tensão máxima admissível na borda mais comprimida o valor prescrito em 5.21, para a compressão axial.

4.6 - Esforço cortante

Nas peças de alvenaria solicitadas por esforço cortante a tensão de cisalhamento de referência, τ , será calculada pela fórmula

$$\tau = \frac{Q}{b z}$$

sendo Q o esforço cortante correspondente às cargas de serviço sem majoraao, b a menor largura útil da seção transversal, e z o braço de alavanca das forças interiores no estádio II, podendo-se tomar $z=0,9$ da altura da seção transversal.

Essa tensão de referência não poderá ser maior que os valores admissíveis fixados em 5.31 e 5.32, respectivamente para os casos de não haver ou de haver armadura transversal calculada para resistir aos esforços de tração oriundos do esforço cortante. Esta armadura poderá ser constituída por estribos normais  armadura longitudinal, estribos oblíquos formando ângulo igual ou superior a 30^0 com essa armadura, desde que a ela soldados, ou barras inclinadas. O cálculo dessa armadura será feito de acordo com a analogia da treliça, como no concreto armado, com as tensões admissíveis prescritas em 5.52.

4.7 - Aderência

A tensão de aderência, calculada pela fórmula

$$\tau_a = \frac{Q}{u_t z}$$

em que u_t é o perímetro total das barras da armadura de tração na seção considerada, não poderá ultrapassar o valor fixado em 5.41.

Capítulo 5

5. TENSÕES ADMISSÍVEIS

5.1 - Resistência à compressão de alvenaria

5.11 - As tensões admissíveis de compressão na alvenaria são fixadas nesta norma em função de sua resistência à compressão característica $\sigma_{R,alv}$. Essa resistência pode ser calculada em função da resistência à compressão (média de 5 c. de p.) mínima especificada, $\sigma_{R,el.}$, para os elementos de alvenaria empregados, e da resistência à compressão (média de 5 c. de p.) mínima especificada, $\sigma_{R,arg.}$, para a argamassa, por meio da fórmula

$$\sigma_{R,alv.} = \sigma_{R,el.} \left[\frac{\sigma_{R,arg.} / \sigma_{R,el.}}{0,45 + \sigma_{R,arg.} / \sigma_{R,el.}} \right]$$

Todas as resistências citadas neste item são referidas à seção útil, no caso de alvenarias vazadas (item 8.3) e à seção bruta no caso de alvenarias cheias (item 8.2).

5.12 - A resistência à compressão característica da alvenaria poderá ser também determinada por meio de ensaios de corpos de prova prismáticos de alvenaria, com altura H aproximadamente igual ao dôbro da menor dimensão d da seção transversal, executados de modo similar ao adotado na execução da alvenaria e adequadamente capeado nos topos e considerar-se-á como resistência característica a resistência média obtida nesses ensaios, na idade de 28 dias diminuída de 1,65 vezes o desvio padrão.

Admite-se que a resistência de corpos de prova prismáticos de alvenaria com outras relações H/d se relacione com a resistência básica dos corpos de prova com H/d = 2 de acordo com os seguintes índices:

| H/d | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 5,0 | 10,0 |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Índice | 125 | 112 | 100 | 90 | 83 | 70 | 60 |

5.13 - No caso de emprego de elementos de alvenaria satisfazendo às exigências mínimas constantes do quadro do item 7.1, maciços, furados, vazados, poder-se-ã adotar os seguintes valores:

$$\text{Cat. I } \sigma_{R, \text{ alv.}} = 85 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Cat. II } \sigma_{R, \text{ alv.}} = 75 \text{ Kgf/cm}^2$$

5.14 - As tensões admissíveis de cisalhamento e aderência são fixadas nesta norma em função da resistência da argamassa $\sigma_{R, \text{ arg.}}$. No caso de emprego de argamassa satisfazendo às exigências mínimas dos itens 7.3 e 7.4 poder-se-ã adotar:

$$\sigma_{R, \text{ arg.}} = 125 \text{ Kgf/cm}^2$$

5.2 - Tensões admissíveis de compressão na alvenaria

As tensões admissíveis de compressão na alvenaria serão as seguintes (referidas à seção transversal útil):

5.21 - Compressão axial

a) Alvenaria armada

$$\bar{\sigma}_{\text{alv.}} = 0,15 \sigma_{R, \text{ alv.}}$$

b) Alvenaria parcialmente armada

$$\bar{\sigma}_{\text{alv.}} = 0,12 \sigma_{R, \text{ alv.}}$$

5.22 - Flexão simples

$$\bar{\sigma}_{\text{alv.}} = 0,33 \sigma_{R, \text{ alv.}}$$

5.23 - Pressão de contato (cargas parciais)

$$\bar{\sigma}_{\text{alv.}} = 0,25 \sigma_{R, \text{ alv.}}$$

5.3 - Tensões admissíveis de cisalhamento (tensões de referência, no cálculo da resistência ao esforço cortante)

5.31 - Quando não há armadura transversal calculada para resistir aos esforços de tração oriundas do esforço cortante

$$\bar{\tau} = 0,03 \sigma_{R, \text{ arg.}}$$

5.32 - Quando hã armadura transversal calculada para resistir aos esforços de tração oriundas do esforço cortante

$$\bar{\tau} = 0,09 \sigma_R, \text{ arg.}$$

5.4 - Tensões admissíveis de aderência entre a armadura e a argamassa:

5.41 - Sendo η o coeficiente de aderência efetivo correspondente à conformação das barras empregadas (EB-3/67)

$$\bar{\tau}_a = \eta \cdot 0,045 \sigma_R, \text{ arg.}$$

5.42 - No cálculo dos comprimentos de ancoragem aplicar-se-ã o disposto no Anexo de E B-3/67, tomando-se em lugar de σ_R a resistência de argamassa $\sigma_R, \text{ arg.}$

As emendas por justaposição, sem ganchos, de barras de diãmetro normal ϕ terão o comprimento mĩnimo de

$$l_a = \frac{10}{3 \eta} \frac{\sigma_e}{\sigma_{R, \text{arg}}} \cdot \phi$$

Havendo ganchos, esse comprimento serã reduzido de 20ϕ .

A tensão σ_e serã tomada igual a 2.400 Kgf/cm^2 para o aço CA-24, e a 3.200 Kgf/cm^2 para os aços das demais categorias, considerando-se o coeficiente de aderência η efetivamente correspondente à conformação superficial das barras empregadas.

5.5 - Tensões admissíveis na armadura

As tensões admissíveis na armadura, tanto à tração como à compressão, serão:

a) aço CA-24: $\bar{\sigma}_f = 1.200 \text{ kgf/cm}^2$

b) aços CA-32, CA-40, CA-60: $\bar{\sigma}_f = 1.600 \text{ kgf/cm}^2$

CAPITULO 6

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

6.1 - Dimensões externas mĩnimas

6.11 - Generalidades

As dimensões externas das peças de alvenaria armada ou parcialmente armada serão as que forem necessárias de acordo com os cálculos de resistência prescritos nesta Norma, mas não poderão ser inferiores aos valores mínimos fixados neste capítulo. Todas as dimensões externas referidas neste capítulo são dimensões nominais, obtidas adicionando-se 1 cm à espessura da alvenaria não revestida e arredondando o resultado para o número inteiro de centímetros mais próximo.

6.12 - Colunas

Consideram-se colunas as peças compridas de alvenaria, verticais, cuja maior dimensão b da seção transversal seja no máximo igual a 4 vezes a menor dimensão d :

$$b \leq 4 d$$

A menor dimensão transversal nominal das colunas de alvenaria armada será pelo menos igual a 1/20 da altura livre L' , e não inferior a 30 cm, podendo este último valor ser reduzido para 20 cm em colunas secundárias que não suportem pisos nem cargas concentradas de tesouras ou vigas de estruturas de cobertura:

$$d \geq \frac{L'}{20}$$

$$d \geq \begin{array}{l} 30 \text{ cm (colunas resistentes de alvenaria} \\ \text{armada)} \\ 20 \text{ cm (colunas secundárias)} \end{array}$$

Poderão, também, ser empregadas colunas de alvenaria parcialmente armada ou simples, desde que a menor dimensão nominal da seção transversal seja pelo menos igual a 1/10 da altura livre, no caso de colunas construídas com elementos de alvenaria maciços ou elementos vazados com furos verticais, desde que preenchidos com argamassa de enchimentos de injeção, ou 1/4 da altura livre, no caso contrário.

6.13 - Paredes

A espessura nominal das paredes resistentes de alvenaria armada será, pelo menos, igual a 1/25 da altura livre L' ou da lar

gura livre do painel, tomando-se o maior destes dois valores, e nunca inferior a 15 cm. Nas paredes divisórias, não resistentes, o limite $1/25$ da largura livre poderá ser reduzido para $1/30$. As construções de alvenaria armada poderão ter até 8 pavimentos com pē direito de 3 m. ou menos.

Nas paredes resistentes de alvenaria parcialmente armada a espessura nominal será, pelo menos, igual a $1/20$ de altura livre L' ou de largura livre do painel, tomando-se o maior destes dois valores, não inferior a 20 cm nas construções de 2 pavimentos, a 30 cm para nas construções de 3 pavimentos, e a 45 cm para os pavimentos inferiores, a partir do 4º contado de cima para baixo, nas construções de mais de 3 pavimentos, até o máximo de 6 pavimentos com pē direito de 3m ou menos.

Nas construções de 2 pavimentos a espessura nominal das paredes resistentes, internas, de alvenaria parcialmente armadas poderá ser reduzida para 15 cm.

Todas as paredes de alvenaria deverão ser firmemente ancoradas nos elementos estruturais adjacentes, tais como, horizontalmente, pisos e tetos, e verticalmente paredes transversais, nervuras verticais de reforço (pilastras), contrafortes externos e colunas. Essa ancoragem deverá ser suficiente para resistir aos esforços horizontais que possam atuar sobre a construção e para impedir a flambagem das paredes. Os elementos estruturais adjacentes em que se apoiam as paredes deverão ser também capazes de resistir a esses esforços ou de transmiti-los a outros elementos da construção ou às fundações.

6.2 - Seção transversal de armadura e espaçamento mínimo das barras.

6.2.1 - Colunas

A taxa de armadura longitudinal das colunas de alvenaria armada deverá estar compreendida entre 0,5% e 4% da seção transversal bruta. A armadura deve compreender, pelo menos 4 barras com diâmetro nominal mínimo de 12 mm ($1/2"$). Esta prescrição aplica-se também às nervuras verticais de reforço das alvenarias (pilastras) e a trechos de alvenaria especialmente reforçados, calculados como se fossem colunas embutidas nas paredes, com espessura igual à destas últimas (item 4.1).

A armadura transversal das colunas de alvenaria armada será constituída por estribos de diâmetro nominal pelo menos igual a 6 mm (1/4"), com espaçamento máximo não superior a 16 vezes o diâmetro nominal das barras da armadura longitudinal, nem a menor dimensão transversal da coluna, nem a 40 cm.

6.22 - Paredes

A taxa de armadura longitudinal das paredes de alvenaria armada será de, pelo menos 0,2% da seção transversal bruta. Essa armadura será distribuída nas direções vertical e horizontal, sendo no máximo 2/3 numa das direções e pelo menos 1/3 na outra. O espaçamento máximo da armadura principal não deve ser maior que 6 vezes a espessura da parede nem que 120 cm. A armadura deverá ser disposta de modo que haja barras horizontais na vizinhança da base e do topo da parede, dos topos das paredes-parapeito, e das partes superiores e inferiores das aberturas. Além disso, as referidas aberturas (portas e janelas) deverão ter ao longo de todos os seus lados barras de pelo menos 12 mm (1/2") de diâmetro nominal, prolongadas pelo menos 60 cm para dentro da parede, de cada lado.

6.23 - Alvenaria parcialmente armada

Na alvenaria parcialmente armada só será disposta armadura para resistir a esforços de flexão porventura existentes, e a armadura ao longo dos lados das aberturas, prescrita no final do item anterior. Não se aplicam à alvenaria parcialmente armada as taxas mínimas de armadura exigidas para alvenaria armada.

6.3 - Espaçamento mínimo das barras de armadura

O espaçamento mínimo entre as barras da armadura não deverá ser menor que 12 mm nem que o diâmetro normal dessas barras.

6.4 - Canalização

Aplica-se o disposto no item 52 da norma brasileira NB-1, substituindo-se as expressões "estrutura de concreto armado" e "espessura do concreto" por "alvenarias" e "espessura da alvenaria".

6.5 - Proteção da armadura e espessura mínima das juntas de argamassa.

Todas as barras de armadura deverão ser completamente envolvidas por argamassa de assentamento ou argamassa de enchimento ou injeção ("grout"), em toda a sua extensão.

A distância livre entre as barras e qualquer face externa da alvenaria não poderá ser menor que 4 cm no caso de colunas ou de paredes expostas e 1 cm no caso de paredes protegidas, não podendo, além disso ser inferior ao diâmetro da barra.

A espessura livre de argamassa de assentamento e de argamassa de enchimento ou injeção, entre as barras e os elementos de alvenaria, não poderá ser inferior a 6 mm, exceto no caso de barras ou fios com diâmetro nominal igual a 6 mm (1/4), ou igual ou inferior a 5 mm (3/16), que poderão ser embutidos em camadas horizontais de argamassa de assentamento com espessura mínima de 12 mm e 10 mm, respectivamente. As juntas verticais destinadas a serem preenchidas com argamassa de injeção ou enchimento ("grout"), e que devem conter tanto as barras verticais como as horizontais, terão espessura pelo menos igual à soma dos diâmetros dessas barras acrescida de 12 mm.

6.6 - Dobramento, fixação, emendas e ancoragem das barras da armadura.

Aplica-se o disposto no anexo da norma E B-3/67 considerando-se os aços das categorias C A-40, C A-50, e C A-60, como se fossem da categoria C A-32, e tomando-se, no cálculo das emendas por justaposição e dos comprimentos de ancoragem, σ_R , arg. em lugar de σ_R' .

6.7 - Lajes de alvenaria armada

Aplica-se o disposto nos itens 4, 5, 6 e 7 da Norma brasileira NB-4, para Cálculo e Execução de Lajes Mistas.

CAPITULO 7

7 - M A T E R I A I S

7.1 - Elementos de alvenaria

Os elementos de alvenaria poderão ser tijolos ou

blocos, especiais, de barro cozido ou de concreto simples, com resistência mecânica, estabilidade de volume e durabilidade compatíveis com seu emprego em alvenaria estrutural. Poderão ser maciços, furados ou vazados, sendo considerados vazados os elementos cuja seção transversal útil, normal à direção do esforço de compressão, for inferior a 75% da seção transversal bruta. Aplicam-se a esses elementos as exigências das especificações brasileiras para tijolos maciços ou furados de barro cozido (EB 19/43, EB 20/43) para blocos vazados de concreto simples (EB 50/51), exceto quanto às características de resistência mecânica e de absorção de água, que deverão satisfazer ao disposto no quadro seguinte:

| Elementos de Alvenaria | Resistência à compressão mínima em kgf/cm ² | | | | Absorção máxima em peso em 24:00 horas, % |
|---|--|------------|----------------------|------------|---|
| | Referida à área bruta | | Referida à área útil | | |
| | Média de 5. c.d.p. | Individual | Média de 5. c.d.p. | Individual | |
| a) <u>Maciços</u> , ou furados com seção útil pelo menos igual a 75% de seção bruta | | | | | |
| - de barro cozido cat. I | 170 | 140 | - | - | 20 |
| cat. II | 120 | 100 | - | - | 20 |
| - de concreto cat. I | 125 | 100 | - | - | 15 |
| cat. II | 100 | 80 | - | - | 15 |
| b) <u>Vazadas</u> | | | | | |
| - de barro cozido cat. I | 85 | 70 | 170 | 140 | 20 |
| cat. II | 60 | 50 | 120 | 100 | 20 |
| - de concreto cat. I | 65 | 55 | 125 | 100 | 15 |
| cat. II | 50 | 40 | 100 | 80 | 15 |

Os elementos das categorias II são poderão ser empregados em alvenaria protegidas da ação das intempéries, como as alvenarias no interior de edifícios com revestimentos comuns ou as al

venarias externas com revestimentos especiais. Em caso de dúvida quanto à estabilidade de volume e à durabilidade dos elementos de alvenaria, e a sua aderência à argamassa, especialmente na ocasião do lançamento de novos tipos ainda não consagrados pelo uso, poderão ser exigidos ensaios especiais.

Os elementos de alvenaria serão ensaiados de acordo com os métodos brasileiros (MB 52/45, MB 53/45 e MB 116/50).

Além das categorias constantes do quadro, pode-se ser empregados elementos de alvenaria mais resistentes, de acordo com especificações especiais.

7.2 - Materiais para argamassas

7.21 - Água - A água destinada à confecção das argamassas deverá ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas. Presumem-se satisfatórias as águas potáveis.

7.22 - Cimento - O cimento deverá satisfazer às especificações brasileiras para cimento portland, comum, (ED-1) ou cimento portland de alto forno MB -).

7.23 - Cal - A cal deverá satisfazer às especificações brasileiras para cal hidratada para construção (EB-153) e para cal virgem para construção (PEB-172). A cal virgem deverá ser completamente extinta e em seguida peneirada e armazenada durante pelo menos duas semanas, antes de ser usada.

7.24 - Aditivos - Somente poderão ser usados aditivos quando seu emprego tenha sido aprovado expressamente, com base em experiências prévias, devendo evitar-se o emprego de aditivos impermeabilizantes ou aceleradores de pega ou endurecimento tanto na argamassa de assentamento como na argamassa de injeção ou enchimento ("grout").

7.25 - Agregado miúdo - O agregado miúdo (areia) deverá obedecer à especificação brasileira EB-4, tendo composição granulométrica de preferência situada na "zona utilizável" do quadro do item 8 dessa especificação, sendo os limites inferiores das percentagens retidas acumuladas nas peneiras 2,4 - 1,2 - 0,3 e 0,15 mm reduzidas respectivamente para 0-0-30-65 e 85.

7.26 - Agregado graúdo - O agregado graúdo (cascalhinho ou brita 0) eventualmente empregado na confecção de argamassa de enchimento ou

injeção ("grout") deverá satisfazer à especificação brasileira EB-4, exceto quanto à composição granulométrica, que deverá corresponder à graduação 9,5 - 2,4 mm, com percentagens reduzidas acumuladas nas peneiras 9,5 - 2,4 mm, compreendidas respectivamente 0-10 e 90-100.

7.3 - Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento, destinada a unir os elementos de alvenaria e a assegurar a transmissão de esforços entre a armadura disposta nas juntas horizontais e esses elementos, será composta em volume de:

1 parte de cimento;

1/4 a 1/2 de cal hidratada ou cal extinta;

areia na proporção de 2 1/4 a 3 vezes a soma dos volumes de cimento e de cal.

A quantidade de água será a necessária para obter-se a consistência necessária ao bom assentamento dos elementos de alvenaria. A mistura deverá ser feita mecanicamente, com duração de pelo menos 3 minutos.

A resistência à compressão da argamassa, determinado em corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (MB-1), aos 28 dias de idade, deverá ser pelo menos igual, em média de 5 corpos de prova, a $12,5 \text{ Kgf/cm}^2$, sendo o valor individual mínimo igual ou superior a 110 kgf/cm^2 :

7.4 - Argamassa de enchimento ou injeção ("grout")

A argamassa de enchimento ou injeção ("grout"), destinado a preencher furos verticais, canaletas, juntas verticais internas e quaisquer outros espaços vazios previstos para esse fim, e a assegurar a transmissão de esforços entre a armadura eventualmente disposta nesses furos, canaletas ou juntas verticais, e os elementos de alvenaria, será composto em volume de:

a) argamassa de enchimento ou injeção fina

1 parte de cimento;

0 a 1/4 de parte, no máximo, de cal hidratada ou de cal extinta;

Areia na proporção de 2 1/4 a 3 vezes a soma dos volumes de cimento e de cal;

b) Argamassas de enchimento ou injeção grossa

1 parte de cimento;

0 a 1/4 de parte, no máximo, de cal hidratada ou de cal extinta;

2 a 3 partes de agregado miúdo (areia);

1 a 2 partes do agregado graúdo (cascalhinho ou brita 0).

A soma dos volumes dos agregados miúdo e graúdo não deverá ser superior a 4 vezes a soma dos volumes de cimento e de cal hidratada ou extinta.

A quantidade de água será a necessária para obter-se a consistência fluída necessária, sem que haja segregação dos constituintes de argamassa de injeção.

A argamassa de enchimento ou injeção grossa, do tipo(b) sã será empregada em furos verticais com dimensão horizontal mínima não inferior a 5 cm. Quando os espaços vazios destinados a serem preenchidos com argamassa de enchimento ou injeção tiverem dimensão horizontal mínima não inferior a 10 cm, poderão ser introduzidas nessa argamassa pedaços ou lascas de elementos de alvenaria, desde que cada um destes pedaços ou lascas fique envolvido por uma espessura de argamassa de pelo menos 1,5 cm. Tais espaços poderão ser também, quando suficientemente grandes, ter concreto dosado especialmente para este fim.

7.5 - Armadura

As barras de aço da armadura deverão obedecer às exigências da especificação brasileira EB 3/67, devendo as barras das categorias CA 40, 50 e 60 serem consideradas como se fossem da categoria CA-32, considerando-se no entanto o seu coeficiente de aderência efetivo, correspondente à sua conformação superficial, segundo a EB-3/67.

8 - EXECUÇÃO DAS ESTRUTURAS DE ALVENARIA

8.1 - Molhagem dos elementos de alvenaria

Os elementos de alvenaria de barro cozido (tijolos)de verão ser molhados antes do assentamento, exceto quando o estado de umidade em que se encontrarem no momento da utilização for tal

que algumas gotas de água espargidas de uma das faces levem mais de 1 minuto para serem totalmente absorvidas.

Os elementos de alvenaria de concreto simples (blocos de concreto) não devem ser molhados antes do assentamento, a fim de evitar-se retratação excessiva, exceto em regiões extremamente secas, caso em que tais elementos deverão ser levemente molhados. Na ocasião do fornecimento deverão ter umidade inferior a 40% da absorção de água em 24:00 horas imersão, que tiverem apresentado no ensaio de recepção.

8.2 - Alvenaria cheia ("grouted masonry")

Nas alvenarias executadas com elementos maciços ou com elementos furados cuja seção útil seja igual a pelo menos 75% de seção bruta, e cuja largura corresponda a duas ou mais fiadas de elementos de alvenaria, tanto os furos e outros espaços vazios que tiverem sido projetados para receber argamassa de injeção ou enchimento ("grout"), como as juntas verticais internas, entre os elementos de alvenaria, deverão ser preenchidos com essa argamassa ("grout"). As juntas verticais internas entre os elementos de alvenaria deverão ter pelo menos 2 cm de espessura, e evitando-se a penetração da argamassa de assentamento das juntas horizontais nos espaços a serem preenchidos com argamassa de enchimento ou injeção ("grout"). Quando a menor dimensão horizontal dos furos destinados a serem preenchidos com argamassa de injeção ou enchimento, ou das juntas verticais internas for inferior a 5 cm, a altura máxima a preencher de cada vez será 30 cm. Quando a menor dimensão horizontal desses espaços vazios for igual ou superior a 5 cm, a altura máxima a preencher será no máximo igual a 48 vezes essa dimensão, no caso do emprego de argamassa de enchimento ou injeção grossa (item 7.4, a, b), ou a 64 vezes quando se usar argamassa fina (item 7.4, a). Em nenhum caso essa altura será maior que 360 cm. A argamassa de injeção ou enchimento deverá ser agitada e revolvida durante o lançamento de modo a obter-se preenchimento completo dos espaços livres destinados a serem injetados. Quando o lançamento tiver de ser interrom-

pido por mais de 1 hora, deverá terminar num nível cerca de 4 cm abaixo da face superior do elemento de alvenaria.

Nas alvenarias descritas nesse item não devem ser usados como amarração elementos de alvenaria dispostos transversalmente, com o objetivo de ligar entre si as camadas longitudinais verticais constituídas por fiadas superpostas de elementos de alvenaria. Essa ligação poderá ser assegurada por estribos metálicos dispostos transversalmente, embutidos nas juntas horizontais de argamassa de assentamento, com diâmetro nominal mínimo de 5 mm (3/16") e espaçamento máximo de 50 cm na direção vertical e 100 cm na direção horizontal.

Nas alvenarias cheias armadas a armação vertical poderá ser dispostas nas juntas longitudinais, verticais, internas, e deverá ser previamente colocada e mantida na posição correta do modo mais firme possível. A armação horizontal poderá ser colocada à medida que a execução da alvenaria progredir, podendo ser embutida nas juntas longitudinais, verticais, ou nas juntas horizontais.

8.3 - Alvenaria vazada

Nas alvenarias construídas com elementos de alvenaria vazados, e nas quais apenas os furos verticais que contiverem barras da armadura vertical devem ser preenchidas com argamassa de enchimento ou injeção ("grout"), a continuidade vertical desses furos deve ser cuidadosamente assegurada, evitando-se, além disso, que neles penetre a argamassa de assentamento. A amarração na direção longitudinal, obtida pelo trespassar de elementos de alvenaria das camadas horizontais sucessivas, será feita de modo a respeitar-se essa exigência. As dimensões horizontais dos furos verticais a serem injetadas, e nos quais serão dispostas as barras da armadura vertical, serão de pelo menos 5cmx7,5cm. A altura máxima a ser preenchida de cada vez não dará maior que 120 cm, exceto no caso de sepreverem aberturas inferiores que sã sejam fechadas depois de verificar-se o preenchimento perfeito do furo e o correto envolvimento da armadura.

A argamassa de injeção ou enchimento de ("grout") será agitada e revolvida durante o lançamento, de modo a evitarem-se vãos e falhas de concretagem. Quando o lançamento da argamassa de injeção ou enchimento tiver de ser interrompido por mais de 1 hora, deverá terminar em nível cerca de 4 cm. abaixo da face superior do elemento de alvenaria.

Nas alvenarias vazadas a armadura vertical será colocada depois que os furos verticais destinados a recebê-los tiverem sido limpos e inspecionados, e será fixada em partes afastadas de no máximo 160 vezes o diâmetro nominal das barras, de modo a não se deslocarem durante o lançamento da argamassa de injeção ou enchimento. A armadura horizontal será colocada à medida que progride a execução de alvenaria, ficando embutida nas juntas horizontais de argamassa do assentamento ou canaletas de elementos de alvenaria especialmente confeccionadas para esse fim.

8.4 - Lajes de alvenaria armada

As lajes de alvenaria armada aplica-se o disposto nos itens 8, 9 e 10 da norma brasileira NB-4-Cálculo e Execução de Lajes Mistas.

8.5 - Formas e escoramentos

As formas e escoramentos, quando necessário, aplica-se o disposto na norma brasileira NB-1-Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.

Nota: Enquanto não foram elaboradas especificações especiais para elementos de alvenaria com funções estruturais, aplicam-se, além do disposto nesta norma e nas especificações e métodos brasileiros citados, as prescrições que forem cabíveis das normas A. S. T. M. C 62/58, C 73/51, C 55/55, C 34/57, C 90/59 C 145/59, e dos métodos de ensaios nelas referidos.

Rio de Janeiro, 20 de janeiro de 1968.

Fernando Luiz Lobo B. Carneiro
Engenheiro Civil

BIBLIOGRAFIA

- 1 - EB-20; Especificação Brasileira - "Tijolos Furados de Barro Cozido para Alvenaria" - 1943.
- 2 - MB-53; Método Brasileiro - "Ensaio à Compressão de Tijolos Furados de Barro Cozido para Alvenaria" - 1945.
- 3 - CARNEIRO, Fernando Lobo - "Anteprojeto de Norma para Cálculo e Execução de Alvenaria Armada ou Parcialmente Armada" - 1968 - (Anexo II).
- 4 - COMITÉ EUROPEEN DU BÉTON - "Recommandations Internacionales Pour le Calcul e L'exécution des Ouvrages en Béton"- 1972.
- 5 - FUSCO, Péricles Brasiliense; "Fundamentos do Projeto Estrutural" - 1º Volume, EPUSP, 1973.